

# Het ontwerpen van pontons voor drijvende gebouwen

ir. M.W. Kamerling  
TUDelft, faculteit Bouwkunde

4-12-2005



Fabrieksmatige bouw van een ponton

|                                                                 |           |
|-----------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1 DRIJVENDE GEBOUWEN.....</b>                                | <b>3</b>  |
| BOUWEN OP HET WATER.....                                        | 3         |
| SCHUITEN, ARKEN EN PONTONS.....                                 | 4         |
| CLASSIFICATIE PONTONS.....                                      | 5         |
| MATERIAALKEUZE.....                                             | 5         |
| BEDDINGCONSTANTE.....                                           | 6         |
| OEVERVERBINDING .....                                           | 7         |
| VORM- EN GEWICHTSTABILITEIT .....                               | 7         |
| VOORSCHRIFTEN .....                                             | 9         |
| CONCLUSIE .....                                                 | 10        |
| LITERATUUR.....                                                 | 10        |
| <b>2 HET ONTWERPEN VAN PONTONS VOOR DRIJVENDE GEBOUWEN.....</b> | <b>11</b> |
| INLEIDING.....                                                  | 11        |
| DE DIEPGANG .....                                               | 11        |
| BEDDINGCONSTANTE.....                                           | 12        |
| ROTATIE .....                                                   | 12        |
| DE VEERCONSTANTE .....                                          | 14        |
| BEPALING VAN HET TWEEDE ORDE EFFECT .....                       | 15        |
| CONCLUSIES .....                                                | 16        |
| DE ONTWERPPROCEDURE .....                                       | 16        |
| LITERATUUR.....                                                 | 18        |
| <b>3 VOORBEELD: ONTWERP VAN EEN PONTON.....</b>                 | <b>19</b> |
| GEGEVENS.....                                                   | 19        |
| BELASTINGEN .....                                               | 19        |
| GEBRUIKSFASE .....                                              | 21        |
| UITERSTE GRENSTOESTAND.....                                     | 22        |
| BEREKENING VAN DE BETONVLOER.....                               | 23        |
| BEREKENING VAN DE ZIJDEN.....                                   | 25        |
| BEREKENING VAN DE RIBBEN .....                                  | 25        |
| VERVORMING BODEMPLAAT.....                                      | 26        |
| CONCLUSIE .....                                                 | 27        |
| LITERATUUR.....                                                 | 28        |
| <b>4 BIJLAGEN .....</b>                                         | <b>29</b> |
| BIJLAGE A DIEPGANG EN BEDDINGCONSTANTE .....                    | 29        |
| BIJLAGE B: ROTATIE.....                                         | 31        |
| BIJLAGE C: HET TWEEDE ORDE EFFECT .....                         | 35        |
| BIJLAGE D: MAXIMALE ROTATIE .....                               | 45        |
| BIJLAGE E: LANDVASTEN.....                                      | 46        |
| BIJLAGE F: HET DRUKKINGSPUNT.....                               | 48        |
| BIJLAGE G: HET METACENTERPUNT .....                             | 51        |

# 1 Drijvende gebouwen

*Samenvatting: een verkenning van de mogelijkheden om gebouwen te funderen op betonnen pontons.*

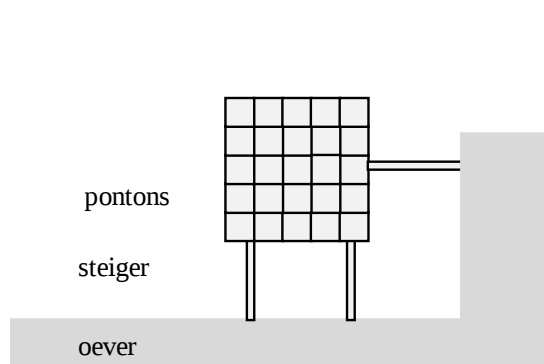
## Bouwen op het water

Tweederde van het aardoppervlak wordt bedekt met water, het is dan ook niet verwonderlijk dat overal ter wereld wordt gewoond aan, of zelfs op, het water. Zelfs in het hooggelegen en bergachtige Kashmir, in het noorden van India, kunnen toeristen overnachten in hotelboten drijvend op de kanalen van de hoofdstad Srinagar. Momenteel staat het wonen op het water volop in de belangstelling. Veel factoren hebben bijgedragen aan deze ontwikkeling. Door de naoorlogse woningnood en de sterke prijsstijgingen moesten woningzoekenden wel uitkijken naar alternatieve woonruimten. Overigens zijn woonboten in de randstad door het gebrek aan ligplaatsen niet meer goedkoop. De belangstelling voor het wonen op het water komt niet meer alleen voort uit de hoge grondprijzen en het gebrek aan bouwlocaties, immateriële behoeften en wensen zijn minstens zo belangrijk. De vrijheid om ieder moment weg te kunnen varen is vaak nog belangrijker dan het financiële aspect. Ook onder architecten, stedenbouwkundigen en waterbouwkundigen, werkzaam in het bedrijfsleven of bij de overheid is de belangstelling voor het wonen op het water toegenomen. Zo schreef bijvoorbeeld de provincie Zuid-Holland een prijsvraag uit voor amfibisch wonen. Deze beroepsmatige belangstelling komt onder andere voort uit de voorspellingen betreffende het klimaat. De temperatuur en daarmee ook de zeespiegel zou zo veel kunnen stijgen dat laaggelegen kustgebieden extra beschermd of ontruimd moeten worden. In Nederland worden de gevolgen van de hogere zeespiegel versterkt door de bodemdaling ten gevolge van het inklinken van het veen in het westen en de winning van aardgas in het noorden. Door de verstedelijking en de toename van de landbouw in het stroomgebied van de Rijn en Maas is de wateropslagcapaciteit verminderd, zodat in een korte tijdspanne een grote hoeveelheid regenwater moet worden afgevoerd. Deze problemen worden nog versterkt als door de klimaatverandering ook de hoeveelheid neerslag toeneemt. In het verleden werd wateroverlast bestreden door de dijken te verhogen en de afvoercapaciteit te vergroten [literatuur 1 en literatuur 6]. Aan deze oplossingen kleven helaas ook bezwaren. Een toename van de bemaling van een polder leidt, door het inklinken van het veen, tot een toename van de bodemdaling zodat de polder steeds dieper wordt. Door de bemaling dringt het kwelwater steeds verder landinwaarts en verzilt het grondwater. Daar het regenwater de behoefte aan schoon water niet dekt, is een vermindering van de zoetwatervoorraad door een toename van de bemaling ongewenst. Om het tekort aan zoet water, de verzilting en de wateroverlast geïntegreerd aan te pakken, wordt gedacht aan de opslag van een tijdelijk overschot aan zoet water in grote spaarbekkens. Het bestemmen van grond voor wateropslag in een dichtbevolkt land is niet eenvoudig [literatuur 1]. Vermoedelijk is deze retentie alleen politiek en economisch haalbaar als de nieuwe meren multifunctioneel kunnen worden gebruikt. Momenteel worden dan ook plannen gemaakt voor het wonen en werken op het water. In Amsterdam zijn de plannen voor de nieuwbouwwijk Yburg met woningen op steigers en drijvende woningen al in een ver gevorderd stadium. Vorig jaar is voor deze wijk een drijvend informatiecentrum geopend met een tentoonstellingsgebouw, een auditorium en een uitkijktoren. In dit centrum kan de toekomstige bewoner de voor- en nadelen van het wonen op het water aan de lijve ervaren [literatuur 2].

Gebouwen op het water rusten of op een steiger of op een ponton. Deze funderingen verschillen niet alleen constructief en uitvoeringstechnisch maar ook in de gebruikswaarde. Een woonboot wordt op een scheepswerf gebouwd en in delen of als geheel naar de plaats van bestemming gevaren. Indien gewenst kan de woonboot naar een andere locatie verplaatst worden. Een gebouw op een steiger verschilt niet zo veel van een op het land gefundeerd gebouw. De logistiek, de bouwplaats en het heien vergen echter specifieke oplossingen, zodat de kosten voor een paalwoning hoger zullen zijn dan de kosten voor een op palen gefundeerde woning. Constructief verschilt een gebouw op een

steiger van een gebouw met een paalfundering voornamelijk in de afdracht van de horizontale belasting. Op het land worden de horizontale krachten meestal door de bovenlagen onder het maaiveld afgevoerd. Het water onder een steiger kan geen horizontale krachten afvoeren, zodat deze belastingen bij voorkeur met een schoorconstructie worden afgevoerd. In de steigerpalen ontstaan dan geen momenten door de horizontaalkrachten, bovendien zijn de vervormingen kleiner als de steiger geschoord is. Een gebouw op een steiger kan zonder meer zo worden ontworpen dat wordt voldaan aan de eisen voor de scheefstand en de vervormingen van gebouwen [literatuur 7, literatuur 9].

Een gebouw op een drijflichaam kan worden beschouwd als een schip. Door de golven en de wind zal een woonboot net als een schip deinen en slingeren. De vervormingen en de scheefstand zijn veel groter dan de toelaatbare vervormingen en scheefstand voorgeschreven voor gebouwen [literatuur 7, literatuur 9]. De vervormingen zullen afnemen als verschillende drijflichamen worden gekoppeld tot een groot eiland. De invloed van golven en wind op de vervorming en scheefstand kan tevens worden gereduceerd met windschermen en golfdempers. Ook zou men kleine woonvijvers kunnen creëren die alleen met een sluis met het open water zijn verbonden. Projectontwikkelaars hebben al plannen gemaakt voor grote drijvende eilanden waarop wordt gewoond en gewerkt. De vervormingen kunnen verder worden gereduceerd door de pontons te verzwaren met ballast. Mits zorgvuldig ontworpen, zullen gebouwen op pontons genoeg comfort kunnen bieden om te kunnen concurreren met gebouwen op steigers of op het land. Gezien de ontwikkelingen ten aanzien van het waterbeheer is een verkenning van de constructieve mogelijkheden van drijflichamen als fundering interessant.



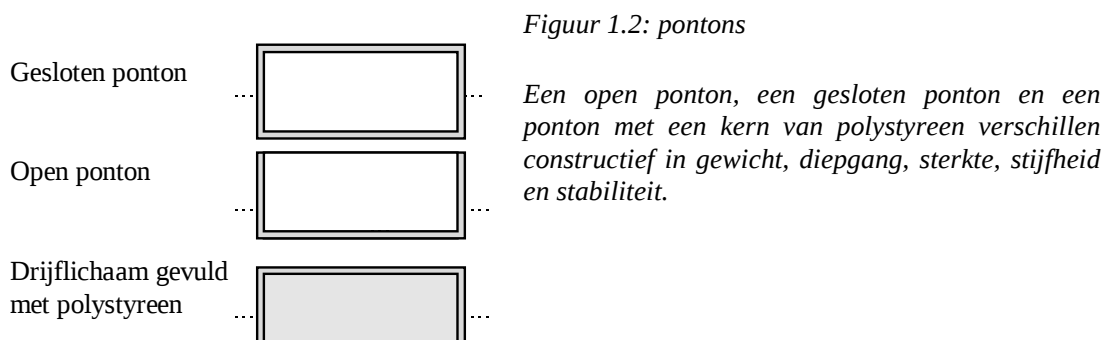
*Figuur 1.1 modulair drijvend eiland, bestaande uit pontons die met elkaar zijn verbonden tot een geheel*

## Schuiten, arken en pontons

In eerste instantie werden oude binnenvaartschepen verbouwd tot woonboot, later werden op oude vlot- en zolderschuiten woningen gebouwd met een breedte van maximaal 4,5 m en een lengte van maximaal 20 m. Momenteel worden voor woonboten arken gebouwd met een breedte van 5,0 a 6,0 en een lengte tot 30 m. In navolging van de woonboten in Canada en de Verenigde Staten van Amerika ziet men zelfs complete villa's met zelfs drie verdiepingen op het water verschijnen waarbij de voor een woonboot zo karakteristieke langwerpige vorm is verlaten. Deze drijvende woningen rusten op een polystyreen drijflichaam met een betonnen dek en betonnen zijkanten [literatuur 2 en literatuur 11]. Deze pontons worden gemaakt met een breedte van circa 6,0 tot 10 m. De hoogte van de woonboten wordt vaak beperkt door de lokale overheid, voor veel ligplaatsen geldt een maximum hoogte van 6,0 m boven het wateroppervlak. Desondanks zijn ook woonboten met een hoogte van 9,0 m boven het water oppervlak gerealiseerd. De diepgang van een woonboot varieert van 0,9 m tot 1,5 m. [lit. 3]. Er zijn plannen voor grotere drijvende gebouwen op pontons samengesteld uit meerdere delen die met elkaar zijn verbonden. Het drijvende informatie centrum voor de wijk Yburg in Amsterdam bestaat uit drie delen met een oppervlak van circa  $12 * 19 \text{ m}^2$ ,  $8 * 19 \text{ m}^2$  en  $16 * 19 \text{ m}^2$ . Met sleepboten zijn deze delen naar de locatie getransporteerd en daar met elkaar verbonden. [literatuur 2].

## Classificatie pontons

Pontons voor woonboten worden in verschillende vormen en afmetingen gemaakt. In principe bestaat een ponton uit een massief drijflichaam van een licht en waterdicht materiaal of een ruim omsloten met een sterk en waterdicht materiaal zoals leer, staal, hout, beton of kunststof. Momenteel wordt in Europa de huid van een ponton niet meer van hout maar van beton en staal gemaakt. Voor de massieve drijflichamen kan riet, hout of polystyreen worden gekozen. In Zuid Amerika, Afrika en Azië worden drijvende eilanden van riet gemaakt, de levensduur van riet is echter beperkt, desondanks zeilde de Noorse geoloog en historicus Thor Heyerdahl [literatuur 5] met een rieten boot de Atlantische Oceaan over. In het verleden werden in Canada en Noord-Amerika vlotten voor woningen gemaakt van massief hout. Momenteel worden deze vlotten gemaakt van polystyreen, aan de bovenzijde en de zijkanten beschermd met een dunne betonlaag. Aan de onderzijde staat het polystyreen in contact met het water. In principe zijn deze volledig gevulde drijflichamen onzinkbaar. Een ponton uitgevoerd als een open bak met een dichte bodem heeft een laag zwaartepunt, zodat het deinen en schommelen minder voelbaar is. Een gesloten bak met een dek, wanden en bodem is zwaarder dan een open bak, de diepgang is dan ook groter dan de diepgang van een open ponton met dezelfde afmetingen. Op het ponton wordt vaak een licht opbouw van staal of hout gemaakt. Het aantal bouwlagen wordt beperkt door de stabiliteit en de regels verordonneerd door de plaatselijke overheid. Om de hoogte te beperken wordt de onderste bouwlaag soms gedeeltelijk in het ponton gemaakt zodat een soort souterrain ontstaat.



Kenmerken van gesloten pontons, open pontons en pontons met een polystyreen kern zijn:

- Gesloten ponton: De wanden worden gesteund door de bodem en het dek zodat een sterke constructie ontstaat. Het gewicht is hoog, zodat deze pontons vrij diep steken, maar het zwaartepunt ligt laag hetgeen de stabiliteit ten goede komt. Het ruim kan als woonverdieping worden benut.
- Open ponton: De wanden worden niet gesteund door het dek. Het gewicht van een open bak is lager dan het gewicht van een gesloten ponton, zodat de diepgang geringer is. Het zwaartepunt ligt lager dan het zwaartepunt van het gesloten ponton, hetgeen de stabiliteit bevordert. Het ponton kan als woonruimte worden benut.
- Ponton met een kern van polystyreen: Het ponton is onzinkbaar. De wanden en het dek worden gesteund door de vulling zodat de wanden vloerdikte kan worden gereduceerd zodat ook het gewicht en de diepgang afnemen. Het zwaartepunt van het ponton ligt vrij hoog vergeleken met het open en gesloten ponton. Daar het ponton volledig is gevuld, wordt de woning op de constructie geplaatst.

## Materiaalkeuze

In principe kunnen pontons van hout, staal, ferrocement, gewapend beton of kunststof gemaakt worden. De materiaalkeuze wordt onder andere bepaald door de sterkte, stijfheid, waterdichtheid,

duurzaamheid, onderhoudsbehoefte, uitvoerbaarheid, kostprijs en milieubelasting. De oudste woonschepen waren van hout, voor de drijvende hotels in Srinagar worden ook nu nog houten arken gebouwd. Aan het einde van de 19<sup>e</sup> eeuw werden houten schepen geleidelijk door stalen schepen vervangen. Een tussenstap vormden de hybride schepen met ijzeren spanten en een houten huid. Sinds het einde van de 19<sup>e</sup> eeuw worden ook ferrocement schepen gebouwd [lit.10]. Ferrocement is een zwaar gewapende zandcement mortel met wapeningspercentages van 0,9% tot 5,1% [literatuur 4]. Deze percentages zijn hoger dan het maximum wapeningspercentage voorgeschreven voor balken en vloeren maar niet hoger dan het maximum percentage voorgeschreven voor wanden en kolommen in de VBC [literatuur 8]. Gezien de wapening, de korrelgrootte en de wijze van uitvoeren kunnen ferrocement constructies dunner zijn dan constructies van gewapend beton. In 1848 bouwde Lambot een betonnen roeiboot met een huid van 35 mm dikte [literatuur 4]. De in 1887 door de gebroeders Stevens gebouwde betonnen roeiboot 'De zeeleeuw' heeft jarenlang in de vijver in de dierentuin Artis gelegen [Literatuur 10]. Het maken van de gekromde wanden van ferrocement is arbeidsintensief, zodat deze techniek voornamelijk wordt toegepast in landen met een laag arbeidsloon. De rechte arken voor woonschepen zijn eenvoudig te bekisten zodat deze constructies zowel in gewapend beton als in ferrocement kunnen worden uitgevoerd.

Pontons worden in verband met de behoefte aan onderhoud eerder van beton dan van staal of hout gemaakt. Momenteel zijn de meeste beschermingen op hout en staalconstructies nog niet erg milieuvriendelijk, zodat ter wille van het milieu betonconstructies de voorkeur genieten. Om de verontreiniging van het oppervlaktewater terug te dringen worden steeds hogere eisen gesteld. Om de verontreiniging van het oppervlakte water te beperken en te lokaliseren worden in Yburg de woonboten gesitueerd in een binnenwater dat alleen via een sluis in verbinding staat met het Y. De eerste vijf jaar zal de sluis voornamelijk alleen voor het schutten van schepen geopend worden. Pas na deze periode, als het bewijs geleverd is dat het binnenwater niet is vervuild, zal de sluis langere tijd geopend worden [literatuur 12].

## Beddingconstante

Een ponton drijvend op het water is vergelijkbaar met een kelder gefundeerd op een zeer slappe grondslag. Om de consequenties van deze fundering voor de vervormingen en de stabiliteit van de constructie te doorgronden, wordt voor de drijvende pontons de stijfheid van de ondergrond beschreven met een beddingconstante. In principe kan de beddingconstante van een drijvende fundering op dezelfde wijze worden bepaald als voor een fundering op staal.

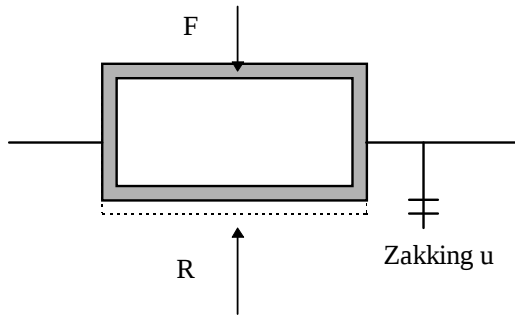
Stel dat op een ponton een verticale kracht  $F$  aangrijpt en het ponton zakt. De zakking  $u$  ten gevolge van een kracht  $F$  volgt uit de wet van Archimedes: 'Het gewicht van het volume van het verplaatste water is gelijk aan de belasting'. Uitgaande van een volumiek gewicht voor water van  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$  wordt gevonden:

$$F = u * b * l * 10 \quad (1.1)$$

De zakking  $u$  door kracht  $F$  volgt dan uit:

$$u = \frac{F}{10 * (b * l)} \quad (1.2)$$

De zakking is evenredig met de belasting en omgekeerd evenredig met het oppervlak ( $b * l$ ) van het ponton. Het verband tussen de belasting op het ponton en de vervorming is lineair zodat evenals voor een fundering op staal het verband tussen de zakking en de belasting kan worden beschreven met een beddingconstante.



Figuur 1.3: Wet van Archimedes.

De oprijvende kracht is gelijk aan het gewicht van het volume van het verplaatste water. Uit het krachtenevenwicht volgt dat de oprijvende kracht gelijk is aan de belasting.

De beddingconstante  $k$  voor een fundering op staal wordt bepaald door het object te belasten met een kracht  $F$ , de spanning  $\sigma$  op de ondergrond te bepalen en vervolgens de zetting  $u$  te meten. De beddingconstante is dan gelijk aan:  $k = \sigma / u$ .

$$\text{met: } \sigma = \frac{F}{(b * l)} \text{ wordt gevonden: } k = \frac{F}{(b * l) * u} \quad (1.3)$$

Na substitutie van (2) in (3) wordt gevonden:

$$k = \frac{F * 10 * b * l}{b * l * F} \Rightarrow \text{oftewel: } k = 10 \text{ kN/m}^3. \quad (1.4)$$

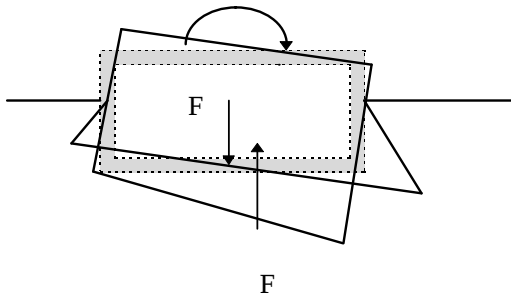
De berekende beddingconstante is erg laag. Voor een fundering op staal varieert de grootte van de beddingconstante bij benadering van  $k = 10000 \text{ kN/m}^3$  tot  $k = 50000 \text{ kN/m}^3$ . De beddingconstante voor een fundering op staal is vele malen groter dan de beddingconstante voor een ponton. Funderen op water is te beschouwen als het funderen op een zeer slappe ondergrond.

## Oeververbinding

Een woonboot ligt in de gebruikstoestand aangemeerd aan de oever of een steiger. Daar het waterpeil kan fluctueren, moet rekening gehouden worden met een verticale verplaatsing van de woonboot. Door een verandering van het waterpeil mag een woonboot niet aan de landvasten gaan hangen, zodat de steunpunten zo moeten worden uitgevoerd dat deze wel de horizontale maar niet de verticale verplaatsing belemmeren. De verbinding moet dan als een rol met een verticale vrijheidsgraad worden uitgevoerd. Voor gebieden met zeer grote fluctuaties zal men, om te voorkomen dat de boot aan de trossen komt te hangen, flexibele verbindingen moeten ontwerpen, die verticaal kunnen schuiven.

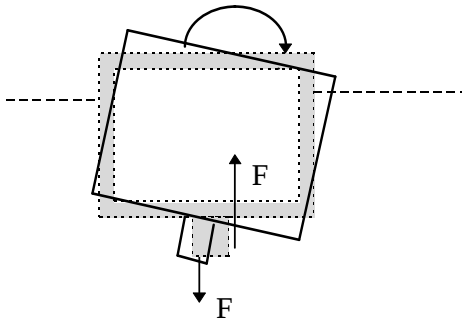
## Vorm- en gewichtstabiliteit

Mobiele objecten als schepen en vrachtauto's kantelen veel makkelijker dan gebouwen. Voor een kleine boot is een kleine excentriciteit van de belasting al voldoende om de boot te laten kapzeisen. Een kleine boot slaat al om als iemand bij het instappen op de rand gaat staan. Zelfs een groot schip als een veerpont kan kapzeisen. De stabiliteit is een belangrijk ontwerp-aspect voor pontons. Naar het oprichtend mechanisme wordt de vorm- en de gewichtstabiliteit onderscheiden. De vormstabiliteit is gebaseerd op het principe dat de weerstand tegen kantelen toeneemt met de breedte. De gewichtstabiliteit is gebaseerd op het principe dat de veiligheid toeneemt als de belasting laag op het object aangrijpt.



*Figuur 1.4: Vormstabiliteit*

*De stabiliteit wordt voornamelijk ontleent aan de breedte van het ponton. Door de rotatie ten gevolge van een moment verschuift het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht. De verticale krachten door de belasting en waterdruk vormen een momentenkoppel. Het ponton slaat om als dit weerstand biedend momentenkoppel kleiner is dan het moment ten gevolge van de belasting.*

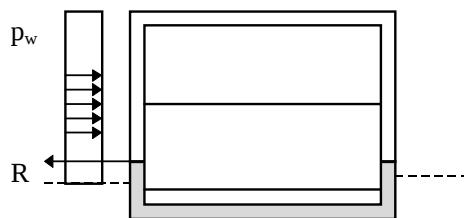


*Figuur 1.5: Gewichtsstabiliteit.*

*De stabiliteit wordt voornamelijk ontleent aan de ballast in de kiel. Door het moment roteert het ponton. De verticaalkrachten vormen een koppel. Het ponton slaat om als het moment door de belasting groter is dan het moment gevormd door de verticale component van de belasting en de opdrijvende kracht. Daar de afstand tussen de verticale krachten ten gevolge van de belasting en de waterdruk toeneemt met de rotatie is het mogelijk het ponton zo te construeren dat het ponton, net als een duikelaar, zich altijd opricht.*

Vorm- en gewichtsstabiliteit verschillen ten aanzien van de rotatie-weerstand. De vormstabiliteit is al bij een kleine rotatie effectief. De gewichtsstabiliteit is pas bij een grote rotatie effectief. Dit betekent dat een schip dat de stabiliteit ontleent aan de vorm comfortabeler is dan een schip dat de stabiliteit ontleent aan het gewicht. Bij de vormstabiliteit wordt de afstand tussen het drukpunt en belasting kleiner als de rotatie toeneemt, zodat de het krachtenkoppel afneemt. De stabiliteit is omgekeerd evenredig met de hoekverdraaiing. Bij de gewichtsstabiliteit neemt de afstand tussen het drukpunt en de belasting toe met de rotatie, zodat ook het weerstand biedend moment en de stabiliteit toeneemt met de rotatie. Een schip dat de stabiliteit ontleent aan de vorm zal eerder kapseizen dan een schip dat de stabiliteit ontleent aan het gewicht. Platbodems ontleen bijvoorbeeld de stabiliteit aan de vorm, in de Friese wedstrijden, zoals de 'Sneekweek', voor platbodems slaat altijd wel een te scherp zeilende platbodem om. Een modern jacht wordt zo geconstrueerd dat het schip zich na een vlag weer opricht. Een woonboot is relatief breed en ondiep zodat de stabiliteit in eerste instantie wordt ontleent aan de vorm. Voor hoge en relatief smalle woonboten of woonboten met een zware opbouw zal men met ballast de stabiliteit moeten verhogen. Door de juiste combinatie van vorm- en gewichtsstabiliteit verkrijgt men een veilige en comfortabele constructie.

Voor de controle van de standzekerheid kunnen we twee verschillende fasen onderscheiden, de uitvoeringsfase en de gebruiksfase. Tijdens het transport van het woonschip over het water naar een nieuwe ligplaats, is het schip niet verbonden met de oever. Deze fase duurt niet lang, zodat gerekend mag worden met de belastingfactoren volgens de klasse 1 van de TGB 1990 [literatuur 7]. In de gebruiksfase is het schip aangemeerd. Door de landvasten wordt een reactiekracht geleverd, zodat bij een windvlaag de afstand tussen de resulterende windkracht en de reactiekracht kleiner is dan het schip getransporteerd wordt en de reactie door het water wordt geleverd. Voor een afgemeerd ponton moet gerekend worden met hogere belastingfactoren volgens klasse 2 of 3, zodat deze fase voor de stabiliteit vaak maatgevend is. Daar de horizontale reactiekracht gelijk is aan de horizontale belasting, kan het moment worden berekend met  $M = H \cdot z$ ,  $z$  is de afstand van het aangrijpingspunt van de wind tot het aangrijpingspunt van de reactie.

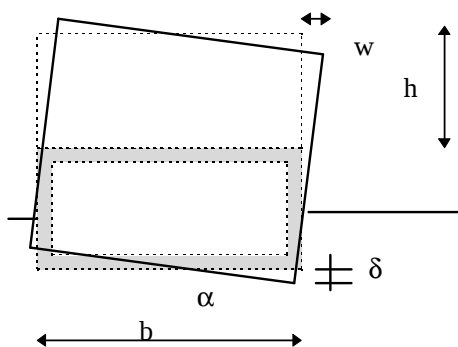


*Figuur 1.6: de windbelasting op de constructie en de reactie uitgeoefend door de oeververbinding. Als het ponton wordt versleept kan de reactiekracht lager aangrijpen dan als het ponton met landvasten wordt gefixeerd. Het momentenkoppel is dan groter, zodat de veiligheid met betrekking tot het kenteren kleiner is.*

## Voorschriften

Momenteel worden woonboten niet als gebouwen beschouwd. Bij een permanente bewoning is het reëel om voor woonboten dezelfde eisen als voor op het land gefundeerde woningen te stellen. De gemeente Amsterdam overweegt drijvende woningen niet langer als schepen maar als woningen te beschouwen. De woningen moeten dan aan de regels gesteld in het bouwbesluit en de welstandseisen voldoen. Uiteraard zullen de woonboten wel berekend moeten worden op de specifieke belastingen als de belasting door golfslag en ijsvorming. Woonboten op afzonderlijke pontons kunnen echter niet voldoen aan de eisen voor de scheefstand en vervorming. In de TGB 1990 [literatuur 7] en NEN 6740 Geotechniek [literatuur 9] worden voor de scheefstand en de vervorming de volgende eisen gesteld:

- In de TGB art. 10.3 wordt voor een gebouw met één bouwlaag gesteld dat de scheefstand niet meer dan 1/300 van de hoogte en voor een gebouw met meer dan één bouwlaag wordt gesteld dat de scheefstand niet meer dan 1/500 van de totale hoogte mag zijn bedragen.
- In de NEN 6740 Geotechniek artikel 5.2.2.1 wordt gesteld dat de zakking van een fundering niet meer dan 150 mm mag zijn. Tevens wordt in artikel 5.2.2. gesteld dat de rotatie van de hoek van de lijn die de bovenzijden van de funderingselementen met elkaar verbindt tot de horizontaal, niet meer dan 1/300 mag zijn.



*Figuur 1.7: Een ponton roteert ten gevolge van een windvlaag over een hoek  $\alpha$ . Stel dat het ponton een breedte heeft van 5,0 m en door de windvlaag links en rechts respectievelijk 0,25 m stijgt en zakt. De hoekverdraaiing is dan gelijk aan:  $\tan \alpha = 2 \delta / b$  met  $\delta = 0,25$  m is de scheefstand gelijk aan:  $\tan \alpha = 2 \delta / b = 2 * 0,25 / 5,0$ . De scheefstand van die de opbouw moeten kunnen ondergaan is dan 1: 10.*

Deze vervormingen kunnen alleen beperkt worden met een duurzame verbinding met de bodem met ankers of palen. In het algemeen zullen de bewoners van woonboten een geringe deining accepteren, het kabbelen, klotsen en deinen hoort gewoon bij het wonen op het water. Voor deze drijvende objecten kunnen de eisen voor de vervorming en scheefstand verruimd worden tot minder strenge waarden. Minder strenge eisen voor de fundering betekent tegelijkertijd strengere eisen voor de opbouw. Momenteel wordt voor de berekening van de constructie van een gebouw uitgegaan van een scheefstand van 1/300. De scheefstand van een woonboot kan echter veel groter zijn. Uitgaande van een verticale stijging en zakking van respectievelijk +0,25 m en -0,25 m en een breedte van 5,0 m zou de opbouw van een woonboot sterk genoeg moeten zijn om een scheefstand van  $(0,25+0,25)/5,0 = 1/10$  te kunnen weerstaan (zie fig. 1.7). Gebouwen op grote drijvende eilanden zullen roteren zodat voor deze gebouwen met een kleinere scheefstand kan worden gerekend.

## Conclusie

Het funderen op een ponton is vergelijkbaar met het funderen op staal maar door de geringe weerstand van het water zijn er verschillen. Door de geringe beddingsconstante van de fundering zijn de vervormingen en de stabiliteit belangrijke ontwerp criteria die bepalend zijn voor de hoogte van het gebouw en de breedte van het ponton. Daar een gebouw op het water in mindere mate kan voldoen aan de eisen betreffende de scheefstand en vervormingen gesteld aan op het land gefundeerde gebouwen, wordt in overweging gegeven deze eisen voor drijvende objecten te verruimen. De maximale vervorming moet wel worden vastgelegd daar deze bepalend is voor de scheefstand van de opbouw. De opbouw moet dan zo ontworpen worden dat deze de verruimde eis voor de scheefstand kan weerstaan. Gezien de toegenomen belangstelling en de specifieke problemen is het zinvol om voor drijvende gebouwen een norm met belastingen en eisen op te stellen.

## Literatuur

1. Boorsma K., Watersnood, De ingenieur nr.12, april 2000;
2. Crone J. Uitzicht op Yburg, Bouw nr. 3, maart 2001;
3. Crone J. Het luxe deinen, Bouw nr. 3, maart 2001;
4. Ferrocement, Betonniek nr. 3/15, 's-Hertogenbosch, mei 1975;
5. Heyerdahl T. De Ra expeditie, De Boekerij Baarn, 1977, ISBN 902250559 6;
6. Jacobs P. et al, Climatological changes in storm surges and river discharges: The impact on flood protection and salt intrusion in the Rhine-Meuse delta, Riza, Institute for inland water management and waste water treatment, Dordrecht;
7. NEN 6702, TGB 1990, Belastingen en vervormingen, NNI, 1990;
8. NEN 6720, VBC 1995, Voorschriften beton, NNI , 1995;
9. NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990 Basis eisen en belastingen, NNI 1991;
10. Poelma K.; Ferrocement boten; Hollandia b.v. 1978;
11. Vermeer B. Huis op het water; Intermediair 42, 21 oktober 1999.
12. Wijngaarden A van, Een waterdicht plan, Nieuwe vormen van stedenbouw bij steigereiland, Bouw nr. 03, 3 maart 2001;

## 2 Het ontwerpen van pontons voor drijvende gebouwen

*Samenvatting: voor het ontwerpen van pontons voor drijvende gebouwen wordt een ontwerpprocedure beschreven. Deze procedure is gebaseerd op een model waarbij de pontons worden geschematiseerd als funderingen op een, zeer slappe, verende grondslag.*

### Inleiding

De belangstelling onder bouwkundigen voor drijvende gebouwen is de laatste jaren sterk toegenomen. De onlangs uitgevoerde spectaculaire verplaatsing van een kantoorgebouw van tien verdiepingen over het water heeft hier ongetwijfeld aan bijgedragen. Het ontwerpen van een ponton verschilt van de doorgaans in de bouw gebruikte funderingsconstructies. Een bijzondere aspect van deze funderingsmethode is bijvoorbeeld de diepgang van het ponton. Dit aspect is voor pontons essentieel voor de vervorming en de stabiliteit. In principe verschilt de berekening van de stabiliteit van een drijvend gebouw niet van de berekening voor een schip [literatuur1]. Om aan te sluiten bij de in de bouwkunde gebruikelijke modellen, wordt een model beschreven waarin de pontons worden beschouwd als een fundering op een, zeer slappe, verende grondslag. Dit model biedt de mogelijkheid om de pontons te ontwerpen conform de huidige bouwvoorschriften [literatuur 3,4,5], hetgeen de communicatie met bouwkundigen en controlerende overheid zal bevorderen en misschien kan leiden tot nieuwe ontwikkelingen ten aanzien van het funderen op een zeer slappe grondslag. In eerste instantie worden formules voor de berekening van de diepgang, de beddingconstante, de hoekverdraaiing, de veerconstante en de stabiliteit afgeleid. Tenslotte wordt een procedure beschreven om pontons met het beschreven model te ontwerpen.

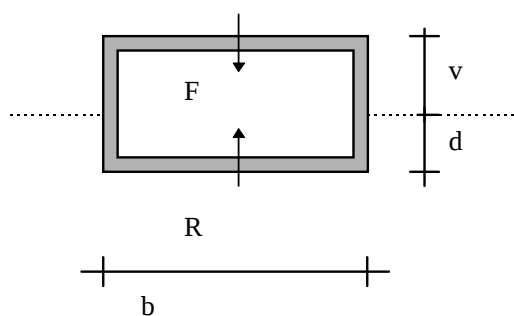
### De diepgang

Een belangrijk aspect voor het ontwerp van een ponton is de diepgang. Deze kan worden bepaald met de wet van Archimedes (zie figuur 2.1). Voor een ponton, met een breedte  $b$  en een lengte  $l$ , belast met een centrisch aangrijpende kracht  $F$  volgt de diepgang  $d$  uit:

$$d = \frac{F}{b * l * y} \quad (2.1)$$

In deze vergelijking is  $y$  gelijk aan de volumieke gewicht van het water. Voor het binnenwater geldt:  $y = 10 \text{ kN/m}^3$ . Substitutie van deze waarde in formule (2.1) geeft:

$$d = \frac{F}{b * l * 10} \quad (2.2)$$



*Figuur 2.1: Wet van Archimedes.*

*Een ponton met een breedte  $b$  en een lengte  $l$  wordt centrisc belast met een kracht  $F$ . De oprijvende kracht is gelijk aan het gewicht van het volume van het verplaatste water:  $R = y * b * d * l$ .*

*$d$  is de diepgang,  $v$  is het vrijboord en  $y$  is volumieke gewicht van het water, voor binnenwater geldt:  $y = 10 \text{ kN/m}^3$ .*

*Uit het evenwicht van de krachten volgt dat de oprijvende kracht  $R$  gelijk is aan de verticale belasting  $F$ ,  $F = R$ , zodat geldt:  $F = 10 * b * d * l$*

De waterdruk op de onderzijde van het ponton is gelijk aan  $y * d$ . Met  $y = 10 \text{ kN/m}^3$  is de waterdruk op de vlakke bodem van het ponton gelijk aan:

$$p = 10 * d \text{ kN/m}^2 \quad (2.3)$$

De opdrijvende kracht grijpt aan in het zwaartepunt van het door het lichaam verplaatste watervolume, dit punt wordt het drukingspunt genoemd. Voor een ponton met rechthoekige doorsnede, dat centrisch wordt belast met een verticale kracht, zie figuur 2.1, bevindt het drukingspunt zich op een afstand gelijk aan  $\frac{1}{2} d$  van de kiel [literatuur 1].

## Beddingconstante

Door een toename van de belasting zal de diepgang toenemen. De toename van de diepgang  $\Delta w$  door een toename van de belasting  $\Delta F$  is te berekenen met:

$$\Delta w = \frac{\Delta F}{10 * b * l} \quad (2.4)$$

Uit formule (2.4) blijkt dat de toename van de diepgang recht evenredig is met de toename van de belasting. Het verband tussen belasting en vervorming kan dan beschreven worden met een constante. Deze constante is vergelijkbaar met de beddingconstante van een fundering op staal. De beddingconstante voor een fundering op staal wordt gedefinieerd als verband tussen spanning en zetting, oftewel:  $k = \Delta \sigma / \Delta w$ . Met  $\Delta \sigma = \Delta F / (l * b)$  wordt gevonden:

$$k = \frac{\Delta F}{l * b * \Delta w} \quad (2.5)$$

De grootte van de beddingsconstante  $k$  voor een ponton is veel kleiner dan de beddingconstante voor een fundering op staal. Na substitutie van de zetting  $\Delta w$  berekend met formule (2.4) wordt gevonden:

$$k = \frac{\Delta F * 10 * b * l}{l * b * \Delta F} \Rightarrow \text{oftewel:} \quad k = 10 \text{ kN/m}^3. \quad (2.6)$$

Voor een fundering op zandgrond varieert de grootte van de beddingconstante  $k$  meestal van  $10000 \text{ kN/m}^3$  tot  $50000 \text{ kN/m}^3$ . De beddingconstante van een drijflichaam is dus zeker duizend maal kleiner dan de beddingconstante voor een fundering op staal.

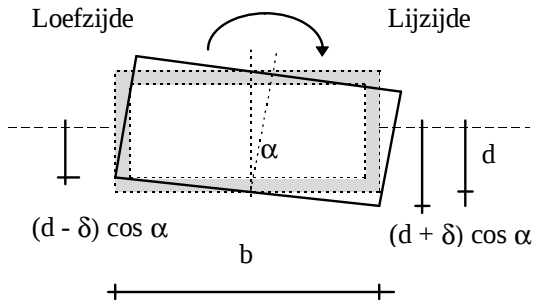
## Rotatie

Het ponton roteert als een last wordt verplaatst of op het ponton een moment aangrijpt door bijvoorbeeld de windbelasting. Door het moment neemt de diepgang aan de loefzijde af en aan de lijzijde af. Na de rotatie over een hoek  $\alpha$  is de diepgang voor respectievelijk de loef- en lijzijde  $d_{\min} = (d - \delta) * \cos \alpha$  en  $d_{\max} = (d + \delta) * \cos \alpha$ , met:

$$\delta = \frac{1}{2} b * \tan \alpha \quad (2.7)$$

De minimale en de maximale waterdruk op de onderzijde van het ponton kunnen vervolgens worden berekend met:

$$p_{\min} = 10 * (d - \delta) \cos \alpha \text{ kN/m}^2 \text{ en } p_{\max} = 10 * (d + \delta) \cos \alpha \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$



Figuur 2.2: een ponton roteert door een moment over een hoek  $\alpha$ . De minimale en de maximale diepgang aan de loefzijde en lijzijde is dan gelijk aan:

$$d_{\min} = (d - \delta) * \cos \alpha$$

$$d_{\max} = (d + \delta) * \cos \alpha.$$

De waterdruk op de kiel is gelijk aan:

$$p_{\min} = 10 (d - \delta) * \cos \alpha \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max} = 10 (d + \delta) * \cos \alpha \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Met: } \delta = \frac{1}{2} b * \tan \alpha.$$

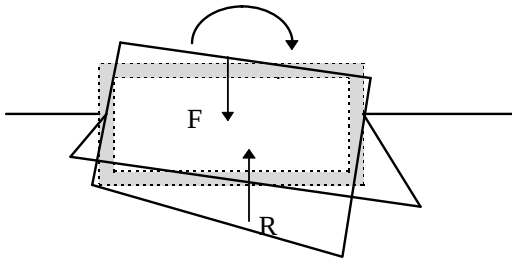
Door de rotatie zal het aangrijpingspunt van de opdrijvende kracht, het drukingspunt, verplaatsen naar de lijzijde. Het snijpunt van de werklijn van de opdrijvende kracht met de verticale symmetrie-as van het ponton, als het ponton geroteerd is over een initiële hoek, wordt het metacenterpunt genoemd. De afstand  $md$  van het metacenterpunt tot het drukingspunt kan voor een ponton met verticale zijvlakken worden berekend met de formule van Scribanti [literatuur1]:  $md = I/V$ .

[2.9]

Met:

$I$  = het kwadratisch oppervlakte moment van het snijvlak van het ponton met de waterspiegel voor de rotatie;

$V$  = het volume van het door het schip verplaatste water, oftewel:  $V = b * d * l$ .



Figuur 2.3: Door de rotatie van een ponton ten gevolge van een moment zal het drukingspunt verplaatsen. De verticale belasting  $F$  en de opdrijvende kracht  $R$  vormen een krachtenkoppel dat weerstand biedt aan het moment dat de rotatie veroorzaakt.

Voor een rechthoekig ponton is de afstand  $md$  van het metacenterpunt tot het drukingspunt gelijk aan:

$$md = \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (2.10)$$

De afstand van het metacenterpunt tot de kiel is dan voor een ponton met rechthoekige doorsnede en een drukingspunt op een afstand  $\frac{1}{2} d$  van de kiel gelijk aan:

$$mc = \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \quad (2.11)$$

Uit de formule voor de afstand van het metacenterpunt tot de kiel blijkt dat deze toeneemt met de hoekverdraaiing. Ter wille van de bruikbaarheid zal de rotatie van een ponton gelimiteerd worden, zodat ook de invloed van de hoekverdraaiing op het metacenterpunt beperkt is. Uit tabel 2.1 blijkt dat de ratio van het metacenterpunt en de breedte,  $mc/b$  nauwelijks toeneemt als de tangens van de rotatiehoek ligt tussen  $\tan \alpha = 0$  en  $\tan \alpha = d/b$ , zodat voor pontons de invloed van de hoekverdraaiing

op het metacenterpunt doorgaans kan worden verwaarloosd. De afstand van het metacenterpunt tot de kiel kan dan worden berekend worden met:

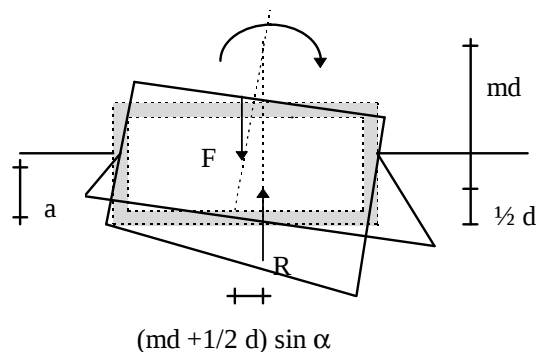
$$mc = \frac{b^2}{12d} + \frac{1}{2}d \quad (2.12)$$

Tabel 2.1: De afstand van het metacenterpunt tot de kiel berekend voor een minimale en een maximale helling voor verschillende waarden voor de breedte en diepte van de constructie.

|     | Mc/b              | mc/b                |
|-----|-------------------|---------------------|
| b/d | $\tan \alpha = 0$ | $\tan \alpha = d/b$ |
| 2   | 0,417             | 0,438               |
| 4   | 0,458             | 0,469               |
| 6   | 0,583             | 0,590               |
| 8   | 0,729             | 0,734               |
| 10  | 0,883             | 0,888               |

Na de rotatie zijn de werklijnen van de verticale kracht en de oprijvende kracht ten opzichte van elkaar verschoven. De afstand van de kiel tot de werklijn van de oprijvende kracht is gelijk aan:  $mc \cdot \sin \alpha$ . De oprijvende kracht aangrijpende op deze afstand van de kiel kan nu een oprichtend moment leveren, ter grootte van:

$$M = F \cdot mc \cdot \sin \alpha \quad (2.13)$$



Figuur 2.4: een ponton roteert door een moment over een hoek  $\alpha$ . De oprijvende kracht  $R$  is gelijk aan de verticale kracht  $F$ . Het oprichtend moment op de kiel door de oprijvende kracht is gelijk aan:  $M = F \cdot (md + \frac{1}{2}d) \sin \alpha$ .

## De veerconstante

Voor funderingen wordt het verband van de verdraaiing en het moment vaak beschreven met een veerconstante. Evenals bij een fundering op staal kan voor een ponton het verband tussen de verdraaiing en het moment beschreven worden met een veerconstante  $C$ , deze wordt berekend met:

$$C = M / \alpha \quad (2.14)$$

In deze formule is  $\alpha$  gelijk aan de hoekverdraaiing in radialen. De veerconstante voor het ponton wordt gevonden na substitutie van het oprichtend moment berekend met formule (2.12) als de belasting aangrijpt in de kiel:

$$C = F \cdot mc \cdot \sin \alpha / \alpha \quad (2.15)$$

Voor een kleine hoekverdraaiing geldt bij benadering:  $\tan \alpha \approx \sin \alpha \approx \alpha$ , met  $\alpha$  in radialen. Met  $\sin \alpha \approx \alpha$  kan formule (2.15) vereenvoudigd worden tot:

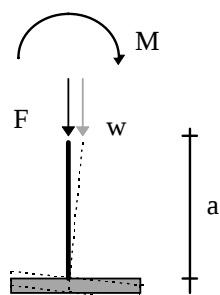
$$C = F \cdot mc \quad (2.16)$$

Met deze veerconstante kan de rotatie van het ponton ten gevolge van het moment vrij eenvoudig worden berekend met formule (2.14). Bij de berekening van de rotatie moet rekening gehouden worden met het tweede orde effect.

## Bepaling van het tweede orde effect

De rotatie van een ponton zal worden vergroot door het tweede orde effect, als de verticale belasting niet op de kiel, maar op een afstand  $a$  boven de kiel, aangrijpt. De vervormingen van een ponton en de bovenbouw door horizontale krachten zijn veel kleiner dan de vervorming door de rotatie van het ponton, zodat de pontons, voor de bepaling van het tweede orde effect, kunnen worden geschematiseerd als een oneindig stijve, verend ingeklemd in de fundering. Stel dat de verticale belasting  $F$  aangrijpt op een afstand  $a$  boven de kiel. Uit de leer van de mechanica is bekend dat de constructie kantelt als de belasting wordt vergroot tot de kritieke waarde  $F_{krit}$ . Deze waarde kan worden berekend met:

$$F_{krit} = \frac{C}{a} \quad (2.17)$$



Figuur 2.5: Het tweede orde effect voor een oneindig stijve, verend ingeklemd, staaf.

Stel dat een oneindig stijve, verend ingeklemd, staaf belast wordt met een moment  $M$  en een verticaalkracht  $F$ . Door het moment verdraait de fundering over een hoek  $\alpha$  en verplaatst de top horizontaal over een afstand  $w = a \cdot \alpha$ . De verticale kracht verplaatst met de top mee over deze afstand  $w$ . Op de fundering wordt een extra moment uitgeoefend  $\Delta M = F \cdot w$ . De fundering roteert opnieuw. Stel dat de verplaatsing door het

extra moment een factor  $n$  kleiner is dan de primaire verplaatsing  $w$ . De top verplaatst dan over een afstand  $w/n$ . Deze verplaatsing kan worden berekend met:

$$\frac{w}{n} = \frac{F \cdot w \cdot a}{C}$$

Door deze verplaatsing ontstaat opnieuw een moment en door dit moment ontstaat weer een nieuwe verplaatsing, enz. De totale verplaatsing is gelijk aan:  $w_{tot} = w + w/n + w/n^2 + w/n^3 + \dots$

Uit de wiskunde is bekend dat de som van deze meetkundige reeks gelijk is aan:  $w_{tot} = w \cdot n/(n-1)$ .

Door het tweede orde effect neemt de vervorming toe met een factor  $n/(n-1)$ . De constructie is in evenwicht als de verplaatsingen steeds kleiner worden. Dit is het geval als  $n$  groter is dan 1. Voor  $n = 1$  wordt de verplaatsing oneindig groot. Deze kritieke situatie treedt op als de constructie wordt belast met de kritieke kracht  $F_{krit}$ .

Als de constructie belast wordt met de kritieke kracht dan zal de tweede verplaatsing  $w/n$  gelijk zijn aan de eerste verplaatsing  $w$ , zodat geldt  $w = w/n$ . De kritieke kracht  $F_{krit}$  wordt gevonden na substitutie van  $w = w/n$  en  $F = F_{krit}$  in de formule voor  $w/n$ :

$$\frac{w}{n} = \frac{F \cdot w \cdot a}{C}, \text{ substitueer: } F = F_{krit} \text{ en } w = w/n, \Rightarrow w = \frac{F_{krit} \cdot w \cdot a}{C} \Rightarrow F_{krit} = \frac{C}{a}$$

Voor een ponton belast door een verticale kracht  $F$  aangrijpende op een afstand  $a$  van de kiel kan de kritieke kracht  $F_{krit}$  waarbij de constructie kapseist kan worden bepaald door de veerconstante  $C$  berekend met (2.16) te substitueren in formule (2.17):

$$F_{krit} = \frac{F * mc}{a} \quad (2.18)$$

De constructie is stabiel als deze belast wordt met een kracht  $F$  die kleiner is dan de kritieke kracht  $F_{krit}$  zodat geldt:  $F < F_{krit}$ . Door het tweede orde effect nemen de momenten, vervormingen en de rotatie van het ponton belast met een verticale kracht  $F$  toe met een factor  $n/(n-1)$ ,  $n$  is het knikgetal, dit is de verhouding van de kritieke kracht tot de optredende kracht, oftewel:

$$n = \frac{F_{krit}}{F} \quad (2.19)$$

Substitueer in formule (2.19) de kritieke kracht  $F_{krit}$  berekend met (2.18):

$$n = \frac{F * mc}{F * a} \Rightarrow \text{oftewel } n = \frac{mc}{a} \quad (2.20)$$

Het knikgetal is dus gelijk aan de verhouding van de afstand van het metacenterpunt tot de kiel en de afstand van het aangrijpingspunt van de belasting tot de kiel. Het totale moment inclusief het tweede orde effect wordt vervolgens berekend met:

$$M_{tot} = \frac{n}{n-1} * M \quad (2.21)$$

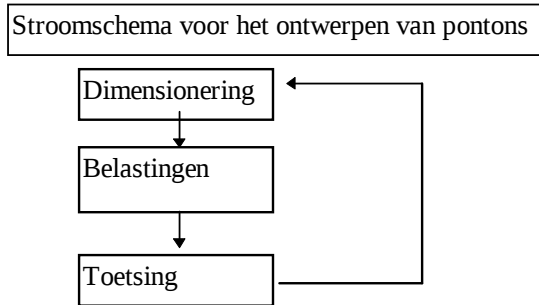
## Conclusies

Uit het voorafgaande kan worden geconcludeerd dat de belasting op een ponton niet boven het metacenterpunt mag aangrijpen en de standzekerheid toeneemt naarmate de belasting lager aangrijpt, oftewel:  $a < mc$ . Om de standzekerheid te bevorderen kan men de volgende, tamelijk voor de hand liggende, maatregelen treffen:

- Verlaag het aangrijpingspunt van de belasting, door bijvoorbeeld ballast in de kiel aan te brengen, zodat  $a$  afneemt en  $d$  toeneemt;
- Vergroot de afstand van het metacenterpunt tot de kiel door de breedte van de constructie te vergroten.

## De ontwerpprocedure

Met de beschreven formules kan de volgende procedure worden gevolgd om pontons te ontwerpen. Daar de afmetingen van het ponton de belastingen grotendeels bepalen en de belastingen bepalend zijn voor de vorm en afmetingen zal de procedure vaak enkele malen herhaald moeten worden. In eerste instantie worden de afmetingen en belastingen geschat. Controleer vervolgens of de constructie voldoet aan de gestelde eisen. Voldoet de constructie niet dan moeten de afmetingen worden aangepast en moet de procedure opnieuw worden doorlopen, tot de constructie voldoet aan de gestelde eisen.



*Figuur 2.6: algemeen stroomschema voor het ontwerpen van pontons. De ontwerp-lus wordt herhaald tot het ontwerp aan de gestelde eisen voldoet of de kwaliteit niet meer toeneemt.*

#### De ontwerpprocedure:

- Schat de verticale belastingen en de afmetingen van de constructie;
- Bepaal de rekenwaarden van de belastingen  $F_d$ ,  $M_d$  en het aangrijpingspunt van de belasting  $a$ ;
- Bepaal de diepte voor de rekenwaarde van de belasting met:
 
$$d = \frac{F_d}{b * l * 10}$$
- Bereken de afstand van het metacenterpunt tot de kiel:
 
$$mc = \left( \frac{b^2}{12d} + \frac{1}{2} d \right)$$
- Bepaal de veerconstante:
 
$$C = F * mc$$
- Bereken het knikgetal  $n$ :
 
$$n = mc/a$$
- Controleer of het knikgetal groter is dan 1. Bij voorkeur wordt de constructie zo te ontwerpen dat  $n > 2$ . Verzwaar zo nodig de constructie met ballast of vergroot de breedte om de stabiliteit te verbeteren.
- Bereken het totale moment inclusief het tweede orde effect:
 
$$M_{tot} = \frac{n}{n - 1} * M_d$$
- Bereken de hoekverdraaiing:
 
$$\alpha = \frac{M_{tot}}{C}$$
- Controleer of de hoekverdraaiing voldoet aan de gestelde eisen. Om te voldoen aan de uitgangspunten van de berekening moet worden gecontroleerd of de bodem en het dek de waterspiegel niet raken:
 
$$d - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0 \quad \text{en} \quad v - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0$$
- Bereken de waterdruk op de constructie:
 
$$p_{min} = 10 * (d - \delta) \cos \alpha \text{ kN/m}^2$$

$$p_{max} = 10 * (d + \delta) \cos \alpha \text{ kN/m}^2$$
 met:  $\delta = \frac{1}{2} b * \tan \alpha$
- Controleer de elementen van de constructie;
- Controleer de vervorming en de scheefstand in de gebruikstoestand;
- Pas zo nodig de afmetingen aan en herhaal de procedure totdat het ontwerp voldoet.

## Literatuur

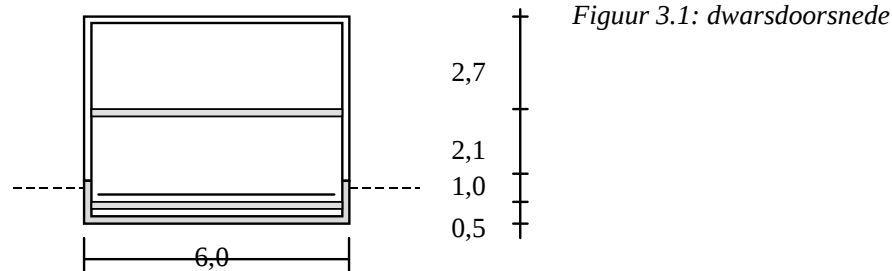
1. Journee ir. J.M.J., Evenwicht en stabiliteit, dictaat College X2NT1, TUDelft;
2. Kamerling ir. M.W. en Van der Voort ir. J. , Drijvende gebouwen, Cement X, 2001;
3. NEN 6702, TGB 1990, Belastingen en vervormingen, NNI, 1990;
4. NEN 6720, VBC 1995, Voorschriften beton, NNI , 1995;
5. NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990 Basis eisen en belastingen, NNI 1991;
6. Rotterdam ir. E.O.E. van, Sterkteleer deel 1 Toegepaste mechanica, 2<sup>e</sup> druk, Delta press, 1994;
7. Rotterdam ir. E.O.E. van, Sterkteleer deel 2 Toegepaste mechanica, 2<sup>e</sup> druk, Delta press, 1993;
8. Timoshenko S. en Young D. H., Technische mechanica, Het Spectrum, 4<sup>e</sup> druk 1976.

### 3 Voorbeeld: ontwerp van een ponton

*Samenvatting: Voor een woning wordt een ponton ontworpen met de beschreven procedure*

#### Gegevens

Een houten woning met twee verdiepingen wordt gefundeerd op een betonnen ponton. Het oppervlak van de woning is  $6,0 * 12 \text{ m}^2$  en de verdiepingshoogte is 2,7 m. Voor het ontwerp moet worden uitgegaan dat de woning ook in Zuid-Holland kan worden geplaatst, zodat gerekend moet worden met een windbelasting volgens NEN 6702 [literatuur 5] gebied 1. Om de woning ook in ondiep water te kunnen afmeren moeten worden gestreefd naar een minimale diepgang. Om het gewicht van het ponton te beperken wordt het ponton ontworpen als een betonnen bak met minimale afmetingen en zijwanden van slechts 1,5 m hoog. Voor de kiel en zijwanden wordt een dikte van slechts 120 mm gekozen. Gezien deze dikte moet de bodemplaat worden versterkt met 3 ribben van  $200 * 500 \text{ mm}$  hart op hart 3,0 m. Op deze ribben wordt een houten begane vloer geplaatst. Onderzocht wordt of dit ponton sterk, stijf en stabiel is.



#### Belastingen

Voor het ontwerp en de berekening wordt uitgegaan van de volgende belastingen:

##### Permanente belastingen

|                          |                                              |                                        |
|--------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------|
| dak:                     | balken en beschot:                           | 0,3 $\text{kN/m}^2$                    |
|                          | <u>dakisolatie, dakbedekking en plafond:</u> | <u>0,25 <math>\text{kN/m}^2</math></u> |
|                          | totaal dakconstructie:                       | 0,55 $\text{kN/m}^2$                   |
| vloer eerste verdieping: | houten balken en beschot                     | 0,3 $\text{kN/m}^2$                    |
|                          | <u>plafond</u>                               | <u>0,15 <math>\text{kN/m}^2</math></u> |
|                          | totaal vloerconstructie:                     | 0,55 $\text{kN/m}^2$                   |
| begane grondvloer:       | houten balken en beschot:                    | 0,3 $\text{kN/m}^2$                    |
| gevels:                  | houten stijlen, regels en beschot:           | 0,4 $\text{kN/m}^2$                    |
| binnenwanden:            | houten stijlen, regels en beschot:           | 0,3 $\text{kN/m}^2$                    |
| betonvloer:              | $0,12 * 24 =$                                | 2,88 $\text{kN/m}^2$                   |
| betonwanden:             | $0,12 * 24 =$                                | 2,88 $\text{kN/m}^2$                   |

##### Veranderlijke belastingen op de vloeren en daken

|                                                                    |                        |
|--------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Extreme veranderlijke belasting op de vloeren:                     | 1,75 kN/m <sup>2</sup> |
| Momentane belasting op de vloeren ( $\psi = 0,4$ ): $0,4 * 1,75 =$ | 0,7 kN/m <sup>2</sup>  |
| Extreme belasting op het dak ten gevolge van sneeuw:               | 0,56 kN/m <sup>2</sup> |
| Extreme veranderlijke belasting ten behoeve van onderhoud e.d.:    | 1,0 kN/m <sup>2</sup>  |

### Windbelasting

Voor de berekening van de windbelasting wordt aangenomen dat het vrijboord 0,6 m is en de dakrand 5,4 m boven de waterspiegel ligt. De representatieve winddruk wordt volgens literatuur 5, NEN 6702 artikel 8.6.1.3 berekend met de formule:

$$p_{rep} = C_{dim} * C_{index} * C_{eq} * \phi_1 * p_w$$

$C_{dim}$  wordt bepaald met bijlage NEN 6702, bijlage A2, tabel 11. Voor een hoogte van 5,4 m en een breedte van 12 m wordt gevonden:  $C_{dim} = 0,96$ .

Voor de drukvereffeningsfactor  $C_{eq}$  wordt conform NEN 6702 art. 8.6.5 aangehouden:  $C_{eq} = 1$

Voor de dynamische vergrotingsfactor  $\phi_1$  wordt conform NEN 6702 art. 8.6.6.2  $\phi_1 = 1$  aangehouden.

De stuwdruk wordt berekend met bijlage A2, tabel 10. In deze tabel wordt voor gebied II, onbebouwd en een hoogte van 5,4 m gevonden:  $p_w = 0,7 \text{ kN/m}^2$ .

De waarde voor de windvormfactoren  $C_{index}$  op de gevel worden bepaald met art. 8.6.4. Voor de gevels wordt aangehouden, voor de drukcoëfficiënt  $C_{druk} = 0,8$  en voor de zuiging  $C_{zuiging} = 0,4$ .

Voor de wrijving langs het dak en de gevels evenwijdig aan de windrichting wordt voor een vlak met een profilering kleiner dan 40 mm aangehouden:  $C_{wr} = 0,02$  worden aangehouden. De belasting per m<sup>2</sup> tengevolge van de druk en zuiging op de gevels loodrecht op de beschouwde windrichting wordt dan berekend met:

$$p_{rep \text{ druk} + \text{zuiging}} = C_{dim} * C_{index} * C_{eq} * \phi_1 * p_w = 0,96 * (0,8+0,4) * 1 * 1 * 0,7 = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

De belasting per m<sup>2</sup> tengevolge van de wrijving op de gevels en het dakvlak evenwijdig aan de beschouwde windrichting wordt berekend met:

$$p_{rep \text{ wrijving}} = C_{dim} * C_{index} * C_{eq} * \phi_1 * p_w = 0,96 * (0,02) * 1 * 1 * 0,7 = 0,013 \text{ kN/m}^2$$

Met deze belastingen wordt vervolgens de totale windbelasting op de bovenbouw bepaald:

|                         |                                                             |                   |
|-------------------------|-------------------------------------------------------------|-------------------|
| Wrijving dakvlak:       | $F_{rep \text{ wrijving dak}} = 0,013 * (6,0 * 12,0)$       | = 0,94 kN         |
| Wrijving kopgevels:     | $F_{rep \text{ wrijving gevels}} = 0,013 * 2 * (6,0 * 5,4)$ | = 0,84 kN         |
| Druk + zuiging:         | $F_{druk + \text{zuiging}} = 0,806 * (5,4 * 12,0)$          | = <u>52,23 kN</u> |
| Reactie op bovenbouw: R |                                                             | = 54,0 kN         |

*Figuur 3.2: de windbelasting op de woning*



Het ponton wordt aan de bovenzijde van het ponton horizontaal verankerd met landvasten. Het maximale moment ten gevolge van de windbelasting op de woning grijpt aan ter hoogte van de bovenzijde van het ponton, 0,6 m boven de waterspiegel. Daar het gevelvlak boven 0,6 m een factor  $(5,4-0,6)/4,8$  kleiner is dan de berekende krachten ten gevolge

van de druk-, zuiging en de wrijving worden voor de berekening van het moment de berekende krachten op de gevels gereduceerd met een factor  $(5,4-0,6)/5,4$ .

$$M_{\text{rep}} = \Sigma F * e = (F_{\text{rep wrijving dak}} * 4,8) + (F_{\text{wrijving gevels}} + F_{\text{druk + zuiging}}) * 2,4 * (5,4-0,6)/5,4 =$$

$$M_{\text{rep}} = 0,94 * 4,8 + (0,84 + 52,23) * 2,4 * (5,4-0,6)/5,4 = 117,7 \text{ kNm}$$

*Tabel 3.1: Berekening van de representatieve verticale belastingen en het bijbehorende aangrijpingspunt a van deze belastingen ten opzichte van de bodem.*

| Gewichtsber.              | Aantal belasting oppervlak      | perm..      | extreem | mom.        | excentr. | Moment      |
|---------------------------|---------------------------------|-------------|---------|-------------|----------|-------------|
| Opbouw                    |                                 | F           |         |             | a =      | F * a       |
| dak permanent             | 0,55 * (12,0 * 6,0)             | 39,6        |         |             | 6,3      | 249,5       |
| 1 <sup>e</sup> verdieping | 0,45 * (11,7 * 5,7)             | 30,0        |         |             | 3,6      | 108,0       |
| begane grond              | 0,30 * (11,7 * 5,7)             | 20,0        |         |             | 0,9      | 18,0        |
| gevels                    | 0,40 * 5,4 * (12,0 + 6,0) * 2   | 69,1        |         |             | 3,9      | 269,5       |
| binnenwanden              | 0,30 * (2,4 * 5,7) * 4          | <u>16,4</u> |         |             | 3,9      | <u>64,0</u> |
| totaal perm.              |                                 | 175,1       |         |             | 4,05     | 709,0       |
| ver. bel.                 |                                 |             |         |             |          |             |
| dak                       | 0,56 * (12 * 6,0)               |             | 40,3    |             |          |             |
| 1 <sup>e</sup> verdieping | 1,75 * (11,7 * 5,7)             |             | 116,7   | 46,7        | 3,6      | 168,1       |
| begane grond              | 1,75 * (11,7 * 5,7)             |             | 116,7   | <u>46,7</u> | 0,9      | <u>42</u>   |
| totaal mom.               |                                 |             |         | 93,4        | 2,25     | 210,1       |
| Ponton                    |                                 |             |         |             |          |             |
| bodem                     | 2,88 * (11,76 * 5,76)           | 195,1       |         |             | 0,06     | 11,7        |
| wanden                    | 2,88 * 1,5 * (5,88 + 11,88) * 2 | 153,5       |         |             | 0,75     | 115,1       |
| balken                    | 0,38 * 24 * 0,2 * 24 * 5,76 * 3 | <u>31,5</u> |         |             | 0,31     | <u>9,8</u>  |
|                           |                                 | 380,1       |         |             | 0,36     | 136,6       |

## Gebruiksfasen

Belastingcombinatie: windbelasting + permanente + momentane belasting

Bereken de diepgang en het vrijboord voor deze belastingcombinatie.

$$F_{\text{perm woning}} = 175,1 \text{ kN}$$

$$F_{\text{perm ponton}} = 380,1 \text{ kN}$$

$$F_{\text{momentaan}} = 93,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 648,6 \text{ kN}$$

$$\text{Gemiddelde diepgang: } d = \frac{648,6}{6,0 * 12,0 * 10} = 0,9 \text{ m, Het vrijboord is dan: } v = 1,5 - 0,9 = 0,6 \text{ m}$$

Berekening van het aangrijpingspunt van de permanente en momentane belasting ten opzichte van de onderzijde:

$$a = \frac{\Sigma F * a}{\Sigma F} = \frac{175,1 * 4,05 + 93,4 * 2,25 + 380,1 * 0,36}{648,6} = 1,63 \text{ m}$$

## Bepaal de scheefstand

De scheefstand van het ponton wordt bepaald met:  $\alpha = M/C$

$$\text{met: } C = F * mc, \quad mc = \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d \right) \quad \text{en } M = \frac{n}{n-1} M_{\text{rep}}$$

Gegevens: representatieve belasting:  $M_{\text{rep}} = 117,7 \text{ kNm}$ ,  $F_{\text{rep}} = 648,6 \text{ kN}$ ,  $a = 1,63 \text{ m}$ ,  $d = 0,9 \text{ m}$ .

$$mc = \frac{6,0^2}{12 * 0,9} + \frac{1}{2} * 0,9 = 3,78$$

$$C = 648,6 * \left( \frac{6,0^2}{12 * 0,9} + \frac{1}{2} * 0,9 \right) = 2454 \text{ kNm}$$

$$\text{Bepaal vervolgens het knikgetal } n \text{ met: } n = \frac{mc}{a} = \frac{3,78}{1,63} = 2,3$$

$$\text{Bereken vervolgens de hoekverdraaiing met: } \alpha = \frac{M}{C} = \frac{n}{n-1} \frac{M_{\text{rep}}}{C}$$

$$\alpha = \frac{2,3}{2,3 - 1} \frac{117,7}{2454} = 0,085 \text{ rad}$$

De toename en afname van het vrijboord is gelijk aan  $\tan \alpha * \frac{1}{2} * b = 0,085 * \frac{1}{2} * 6 = 0,26 \text{ m}$   
 minimaal vrijboord, lijzijde:  $v_{\text{min}} = 0,6 - 0,26 = 0,33 \text{ m}$   
 maximaal vrijboord, loefzijde:  $v_{\text{max}} = 0,6 + 0,26 = 0,86 \text{ m}$

## Uiterste grenstoestand

### Belastingcombinatie 1

Windbelasting + permanente + momentane belasting, veiligheidsklasse 2.

Bereken de diepgang en het vrijboord voor deze belastingcombinatie:

$$\text{Gemiddelde diepgang: } d = \frac{1,2 * 175,1 + 1,3 * 93,4 + 1,2 * 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 1,1 \text{ m}$$

Het vrijboord is voor deze belastingcombinatie gelijk aan:  $v = 1,5 - 1,1 = 0,4 \text{ m}$

Berekening van het zwaartepunt van de permanente en momentane belasting ten opzichte van de onderzijde:

$$a = \frac{\sum F * a}{\sum F} = \frac{1,2 * 175,1 * 4,05 + 1,3 * 93,4 * 2,25 + 1,2 * 380,1 * 0,36}{787,7} = 1,64 \text{ m}$$

### Bepaal de scheefstand

De scheefstand van het ponton wordt bepaald met:  $\alpha = M/C$

$$\text{met: } C = F * mc, \quad mc = \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d \right) \quad \text{en } M = \frac{n}{n-1} M_d$$

Gegevens: representatieve belasting:  $M_d = 1,3 * 116 \text{ kNm}$ ,  $F_d = 787,7 \text{ kN}$ ,  $a = 1,64 \text{ m}$ ,  $d = 1,1 \text{ m}$ .

$$mc = \frac{6,0^2}{12 * 1,1} + \frac{1}{2} * 1,1 = 3,2$$

$$12 * 1,1$$

$$C = 787,7 * \left( \frac{6,0^2}{12 * 1,1} + \frac{1}{2} * 0,9 \right) = 2502 \text{ kNm}$$

$$\text{Bepaal vervolgens het knikgetal } n \text{ met: } n = \frac{mc}{a} = \frac{3,2}{1,64} = 1,95$$

$$\text{Bereken vervolgens de hoekverdraaiing met: } \alpha = \frac{M}{C} = \frac{n}{n-1} \frac{M_{rep}}{C}$$

$$\alpha = \frac{1,95}{1,95 - 1} \frac{1,3 * 117,7}{2502} = 0,126 \text{ rad}$$

De toename en afname van het vrijboord is gelijk aan  $\tan \alpha * \frac{1}{2} * b = 0,126 * \frac{1}{2} * 6 = 0,38 \text{ m}$

minimaal vrijboord, lijzijde:  $v_{min} = 0,4 - 0,38 = 0,02 \text{ m}$

maximaal vrijboord, loefzijde:  $v_{max} = 0,4 + 0,38 = 0,78 \text{ m}$

## Belastingcombinatie 2

Permanente belasting + momentane belasting op begane grond + extreme belasting op de eerste verdieping, veiligheidsklasse 2.

Bereken de diepgang en het vrijboord voor deze belastingcombinatie:

$$\text{Diepgang: } d = \frac{1,2 * 175,1 + 1,3 * (46,7 + 116,7) + 1,2 * 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 1,22 \text{ m}$$

Het vrijboord is dan:  $v = 1,5 - 1,22 = 0,28 \text{ m}$

Berekening van het zwaartepunt van de permanente en momentane belasting ten opzichte van de onderzijde:

$$a = \frac{\sum F * a}{\sum F} = \frac{1,2 * 175,1 * 4,05 + 1,3 * 46,7 * 0,9 + 1,3 * 116,7 * 3,6 + 1,2 * 380,1 * 0,36}{878,7} = 1,84 \text{ m}$$

## Bereken het tweede orde effect

Bereken de afstand van het metacenterpunt tot de kiel met:  $mc = \frac{b^2}{12 * d} + \frac{1}{2} * d$

$$mc = \frac{6,0^2}{12 * 1,22} + \frac{1}{2} * 1,22 = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{Bepaal vervolgens het knikgetal } n \text{ met: } n = \frac{mc}{a} = \frac{3,1}{1,84} = 1,7$$

## Berekening van de betonvloer

### Rekenwaarde van de belasting op de vloer

Opwaartse waterdruk:

$$p_w = 1,22 * 10 = 12,2 \text{ kN/m}^2$$

Neerwaartse permanente belasting op de vloer:

$$p = 1,2 * 2,88 = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Resultierende belasting:

$$p_d = 8,7 \text{ kN/m}^2$$

De vloer wordt verstijf met drie ribben, zodat vier vloervelden ontstaan met een breedte en lengte van  $3 * 6 \text{ m}^2$ . Met de VBC tabel 18 en  $l_y/l_x = 6,0/3,0 = 2$  vinden we voor de momenten in het randveld, volgens schema VB en het tussenveld, volgens schema IVB. De momenten berekend met deze tabel

zijn lineair elastisch berekend zodat deze mogen worden herverdeeld. De steunpuntsmomenten zijn maximaal in het randveld, deze momenten mogen herverdeeld worden tot:  $M_{sx} = 0,8 M_{sx}$ . Daar de steunpuntsmomenten in het tussenveld veel kleiner zijn dan het steunpuntsmoment in het randveld is het economisch om het steunpuntsmoment in het randveld maximaal te reduceren.

$$M_{sx} = 0,8 M_{sx} = 0,8 * 9,4 = 7,5 \text{ kNm}$$

Dit steunpuntsmoment is nog steeds groter dan het steunpuntsmoment in het tussenveld

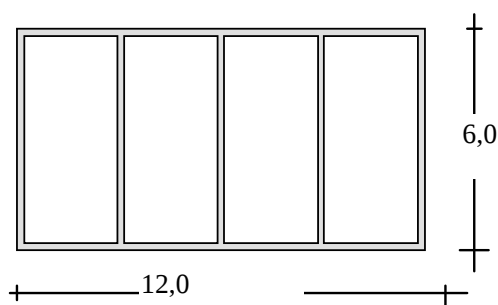
In de onderstaande tabel worden de momenten in het randveld en het tussenveld berekend en wordt het steunpuntsmoment in het randveld maximaal gereduceerd. Door de reductie van het steunpuntsmoment neemt het veldmoment in het randveld toe met:  $M_{vx} = M_{sv} + \frac{1}{2} (M_{sx} - 0,8 M_{sx})$

Tabel 3.2: momenten in de bodemplaat van het ponton

| Moment     | Moment                             | Moment na herverdeling kNm              |
|------------|------------------------------------|-----------------------------------------|
| randveld   | $M_{vx} = 0,065 * 8,7 * 3^2 = 5,1$ | $5,1 + \frac{1}{2} * (9,4 - 7,5) = 6,1$ |
|            | $M_{vy} = 0,017 * 8,7 * 3^2 = 1,3$ | 1,3                                     |
|            | $M_{sx} = 0,120 * 8,7 * 3^2 = 9,4$ | $0,8 * 9,4 = 7,5$                       |
| tussenveld | $M_{vx} = 0,042 * 8,7 * 3^2 = 3,3$ | $3,3 + 1,45 = 4,8$                      |
|            | $M_{vy} = 0,013 * 8,7 * 3^2 = 1,0$ | 1,0                                     |
|            | $M_{sx} = 0,083 * 8,7 * 3^2 = 6,5$ | 6,5                                     |

Betonvloer ponton

Figuur h3: betonvloer ponton



### Berekening vloerwapening

Betonvloer hoogte 120 mm, wapeningsstaal FeB500,  $f_s = 435 \text{ N/mm}^2$ , B35, minimum wapening:

$$A_{\min} = 0,18 * 120 * 1000/100 = 216 \text{ mm}^2$$

Bovenzijde vochtig milieu, milieuklasse 2 c = 25 mm, wapening diameter  $\phi = 8 \text{ mm}$ , h = 120 mm, d = 90 mm.

$$\text{Benodigde bovenwapening: } A_s = \frac{M_{vx}}{z f_s} = \frac{6,1 * 10^6}{0,9 * 90 * 435} = 173 \text{ mm}^2, \phi 7-150, A_s = 256 \text{ mm}^2$$

Onderzijde vochtig milieu, zwak agressief, milieuklasse 3, c = 30 mm, wapening diameter  $\phi = 8 \text{ mm}$ , h = 120 mm, d = 85 mm.

$$\text{Benodigde onderwapening: } A_s = \frac{M_{sx}}{z f_s} = \frac{7,5 * 10^6}{0,9 * 85 * 435} = 225 \text{ mm}^2, \phi 7-150, A_s = 256 \text{ mm}^2$$

## Berekening van de zijwanden

De zijwanden zijn 1,5 m hoog. Het vrijboord is minimaal 0,02 m, zodat de waterhoogte maximaal gelijk is aan  $1,5 - 0,02 = 1,48$  m. De belasting op de wand is dan maximaal  $p_d = 1,48 * 10 = 14,8$  kN/m<sup>2</sup>. Het moment door deze belasting is gelijk aan:

$$M_d = \frac{1}{2} * 14,8 * 1,48 * (1,48/3) = 5,4 \text{ kNm.}$$

Vochtig milieu, zwak agressief, milieuklasse 3, c = 30 mm, wapening diameter  $\phi = 8$  mm, h = 120 mm, d = 85 mm. Wandhoogte 120 mm, wapeningsstaal FeB500,  $f_s = 435$  N/mm<sup>2</sup>, B35, minimum wapening:

$$A_{\min} = 0,18 * 120 * 1000/100 = 216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Benodigde wapening: } A_s = \frac{M_{sx}}{z f_s} = \frac{5,4 * 10^6}{0,9 * 85 * 435} = 163 \text{ mm}^2, \phi 7-150 \quad A_s = 256 \text{ mm}^2$$

## Berekening van de ribben

De breedte en de hoogte van de ribben zijn: breedte: 200 mm, hoogte 500 mm. De hart op hart afstand is 3,0 m.

Rekenwaarde van de belasting op de vloer, uitgaande van een ongunstig werkende permanente belasting en een extreme belasting op de eerste verdieping.

$$\text{Diepgang: } d = \frac{1,2 * 175,1 + 1,3 * 116,7 + 1,2 * 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 1,14 \text{ m}$$

|                                                               |                                         |
|---------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Opwaartse waterdruk:                                          | $p_w = 1,14 * 10 = 11,4 \text{ kN/m}^2$ |
| Neerwaartse permanente belasting, houten vloer:               | $p = 1,2 * 0,3 = 0,4 \text{ kN/m}^2$    |
| Neerwaartse permanente belasting, betonvloer:                 | $p = 1,2 * 2,88 = 3,5 \text{ kN/m}^2$   |
| Resultierende belasting:                                      | $p_d = 7,5 \text{ kN/m}^2$              |
| Eigen gewicht: $q = 1,2 * 0,38 * 0,2 * 24 = 2,2 \text{ kN/m}$ |                                         |

$$\text{Belasting op een rib: } q_d = 7,5 * (\frac{1}{2} * 3,0 + 0,6 * 3,0) - 1,6 = 22,6 \text{ kN/m (opwaarts)}$$

$$\text{Het moment door deze belasting is gelijk aan: } M_d = 0,125 * 22,6 * 6,0^2 = 102 \text{ kNm}$$

Rekenwaarde van de belasting op de vloer uitgaande van een gunstig werkende permanente belasting en een extreme belasting op de eerste verdieping.

$$\text{Diepgang: } d = \frac{1,2 * 175,1 + 1,3 * 116,7 + 0,9 * 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 0,98 \text{ m}$$

|                                                               |                                        |
|---------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| Opwaartse waterdruk:                                          | $p_w = 0,98 * 10 = 9,8 \text{ kN/m}^2$ |
| Neerwaartse permanente belasting, houten vloer:               | $p = 0,9 * 0,3 = 0,3 \text{ kN/m}^2$   |
| Neerwaartse permanente belasting, betonvloer:                 | $p = 0,9 * 2,88 = 2,6 \text{ kN/m}^2$  |
| Resultierende belasting:                                      | $p_d = 6,9 \text{ kN/m}^2$             |
| Eigen gewicht: $q = 0,9 * 0,38 * 0,2 * 24 = 1,6 \text{ kN/m}$ |                                        |

$$\text{Belasting op een rib: } q_d = 6,9 * (\frac{1}{2} * 3,0 + 0,6 * 3,0) - 1,6 = 21,2 \text{ kN/m (opwaarts)}$$

$$\text{Het moment door deze belasting is gelijk aan: } M_d = 0,125 * 21,2 * 6,0^2 = 95 \text{ kNm}$$

Wapeningsstaal FeB500,  $f_s = 435 \text{ N/mm}^2$ , B35. Vochtig milieu, milieuklasse 2,  $c = 30 \text{ mm}$ , diameter hoofdwapening  $\phi = 12 \text{ mm}$ , beugels  $\phi = 6 \text{ mm}$ ,  $h = 500 \text{ mm}$ ,  $d = 458 \text{ mm}$ . Minimum wapening onderzijde:  $A_{\min} = 0,18 * 200 * 500/100 = 180 \text{ mm}^2$

De rib heeft de vorm van een T-balk,  $h_o = 120 \text{ mm}$ ,  $h = 500 \text{ mm}$ ,  $b_w = 200 \text{ mm}$ .  
De meewerkende breedte van de vloer is per zijde  $0,2 l = 0,2 * 6000 = 1200 \text{ m}$ .

totale breedte flens:  $b_e = 1200 + 200 + 1200 = 2600 \text{ mm}$ .  
 $b_e/b_w = 2600/200 = 13$   
 $h_o/h = 120/500 = 0,24$ .

Met de GTB 1990 [literatuur 1] wordt gevonden:  
 $I = c_1 * b_w * h^3 = 0,205 * 200 * 500^3 = 5,125 * 10^9 \text{ mm}^4$   
 $v_b = c_2 * h = 0,78 * 500 = 390 \text{ mm}$   
 $W_b = I / v_b = 5,125 * 10^9 / 390 = 1,3141 * 10^7 \text{ mm}^3$

Om een brosse breuk te vermijden moet aan de bovenzijde van de rib een scheurmoment kunnen worden opgenomen ter grootte van:  $M_r = 1,4 * f_{bm} * W_b = 1,4 * 2,8 * 1,3141 * 10^7 = 5,15 * 10^7 \text{ Nmm}$   
Het maatgevende moment is gelijk aan:  $M_d = 102 \text{ kNm}$ , dit moment is groter dan het scheurmoment zijnde  $M_r = 51,5 \text{ kNm}$

Benodigde wapening:  $A_s = \frac{M_{sx}}{z f_s} = \frac{102 * 10^6}{0,9 * 458 * 435} = 569 \text{ mm}^2$ ,  $\omega_0 = 0,62 \%$   
 $3 \phi 16 A_s = 603 \text{ mm}^2$

## Vervorming bodemplaat

Om de vervorming te beperken en om de duurzaamheid te vergroten wordt de voorkeur gegeven aan een ongescheurde constructie. Eerst wordt onderzocht of de bodemplaat in de gebruikstoestand scheurt, vervolgens wordt de vervorming van deze vloer berekend met: Timoshenko S. en Wionowsky - Krieger S. Theory of plates and shells, [literatuur 8]:

$$w = \frac{0,0049 p l^4}{E h^3/12}$$

### Scheurvorming, langdurige belasting

De constructie is ongescheurd als de optredende buigspanning door een langdurige belasting kleiner is dan  $1,2 (1,6-h) f_{bm}$

Voor B35 vinden we in de VBC  $f_{bm} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ ,  $1,2 (1,6 - 0,12) * 2,8 = 4,97 \text{ N/mm}^2$

Momentane belastingcombinatie: permanente + 60 % van de momentane belasting

Gemiddelde diepgang:  $d = \frac{175,1 + 0,6 * 93,4 + 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 0,85 \text{ m}$ ,

Opwaartse waterdruk:  $p_w = 0,85 * 10 = 8,5 \text{ kN/m}^2$   
neerwaartse permanente belasting op de vloer:  $p = \frac{2,9 \text{ kN/m}^2}{}$   
resulterende belasting:  $p_{rep} = 5,6 \text{ kN/m}^2$

Het maximale moment in de vloer is gelijk aan:

$$M_{sx} = 0,12 * 5,6 * 3^2 = 6,1 \text{ kNm}$$

Spanning:  $\sigma = \frac{M_{rep}}{W} = \frac{6,1 * 10^6}{1000 * 120^2/6} = 2,5 \text{ N/mm}^2 < 4,97 \text{ N/mm}^2$ , de vloer is ongescheurd

### Scheurvorming, kortdurende extreme belasting

De constructie is ongescheurd als de optredende buigspanning door een kortdurende belasting kleiner is dan  $1,4 (1,6-h) f_{bm}$

Voor B35 vinden we in de VBC  $f_{bm} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ ,  $1,4 (1,6 - 0,12) * 2,8 = 5,8 \text{ N/mm}^2$

Extreme belastingcombinatie: permanente + 60 % van de momentane belasting + extreme veranderlijke belasting.

Gemiddelde diepgang:  $d = \frac{175,1 + 0,6 * 46,7 + 116,7 + 380,1}{6,0 * 12,0 * 10} = 0,97 \text{ m}$ ,

|                                               |                                        |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------|
| Opwaartse waterdruk:                          | $p_w = 0,97 * 10 = 9,7 \text{ kN/m}^2$ |
| neerwaartse permanente belasting op de vloer: | $p = \frac{2,9 \text{ kN/m}^2}{}$      |
| resulterende belasting:                       | $p_{rep} = 6,8 \text{ kN/m}^2$         |

Het maximale moment in de vloer is gelijk aan:

$$M_{sx} = 0,12 * 6,8 * 3^2 = 7,3 \text{ kNm}$$

Spanning:  $\sigma = \frac{M_{rep}}{W} = \frac{7,3 * 10^6}{1000 * 120^2/6} = 3,1 \text{ N/mm}^2 < 5,8 \text{ N/mm}^2$ , de vloer is ongescheurd

### Langdurige belasting

Langdurige belasting:  $p_{rep} = 5,6 \text{ kN/m}^2$ , kruip vochtig milieu  $\phi = 1,8$ ;

$$E'_b = \frac{31000}{1 + 0,75 * \phi} = \frac{31000}{1 + 0,75 * 1,8} = 13192 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Doorbuiging vloer: } w = \frac{0,0049 * 5,6 * 3000^4}{13192 * 1000 * 120^3/12} = 1,2 \text{ mm}$$

### Kortdurende belasting

De totale doorbuiging wordt berekend door de vervorming ten gevolge van de langdurige belasting en de toename van de vervorming door kortstondige belasting te sommeren.

|                                |                                  |
|--------------------------------|----------------------------------|
| Kortdurende belasting:         | $p_{rep} = 6,8 \text{ kN/m}^2$ , |
| Langdurig aanwezige belasting: | $p_{rep} = 5,6 \text{ kN/m}^2$   |
| Toename van de belasting:      | $p_{rep} = 1,2 \text{ kN/m}^2$ , |

Voor de kortdurende belasting is de elasticiteitsmodulus van het beton gelijk aan:  $E'_b = 31000 \text{ N/mm}^2$

$$\text{De toename van de vervorming is gelijk aan: } w = \frac{0,0049 * 1,2 * 3000^4}{31000 * 1000 * 120^3/12} = 0,1 \text{ mm}$$

De totale vervorming is:  $w = 1,2 + 0,1 = 1,3 \text{ mm}$ .

De toelaatbare vervorming is gelijk aan:  $w = 0,004 * l = 0,004 * 3000 = 12 \text{ mm}$ .

De optredende vervorming is kleiner dan de toelaatbare vervorming zodat de constructie voldoet aan de gestelde eis.

### Conclusie

De constructie voldoet aan de gestelde eisen ten aanzien van de sterkte en stabiliteit. De vervormingen zijn echter zo groot dat in de uiterste grenstoestand het vrijboord nagenoeg nihil is. In de uiterste grenstoestand is het knikgetal kleiner dan 2 zodat de constructie slechts een geringe reserve heeft ten

aanzien van de stabiliteit. Aanbevolen wordt de zijkanen van de bak te verhogen. Om de veiligheid ten aanzien van het kantelen en het comfort te verhogen kan men het ponton verbreden of verzwaren met ballast in de kiel.

## **Literatuur**

1. GTB 1990, deel 2, Grafieken en tabellen voor beton, Betonvereniging Gouda 1992;
2. Faber C., Candela the shell builder, Reinhold publishing corporation, 1963;
3. Ferrocement, Betonniek nr. 3/15, s'-Hertogenbosch, mei 1975;
4. Haas prof. ir. A.M., Thin concrete shells, John Wiley and sons, 1962;
5. NEN 6702, TGB 1990, Belastingen en vervormingen, NNI, 1990;
6. NEN 6720, VBC 1995, Voorschriften beton, NNI, 1995;
7. NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990 Basis eisen en belastingen, NNI 1991;
8. Timoshenko S. en Wionowsky - Krieger S., Theory of plates and shells Mac Graw-Hill 2<sup>e</sup> druk 1559;
9. Timoshenko S. en Young D. H., Technische mechanica, Het Spectrum, 4<sup>e</sup> druk 1976.

## 4 Bijlagen

### Bijlage A Diepgang en beddingconstante

#### De diepgang

Een belangrijk aspect voor het ontwerp van een ponton is de diepgang. Deze kan worden bepaald met de wet van Archimedes (zie figuur 1). Voor een ponton, met een breedte  $b$  en een lengte  $l$ , belast met een centrisch aangrijpende kracht  $F$  volgt de diepgang  $d$  uit:

$$d = \frac{F}{b * l * \gamma} \quad (a1)$$

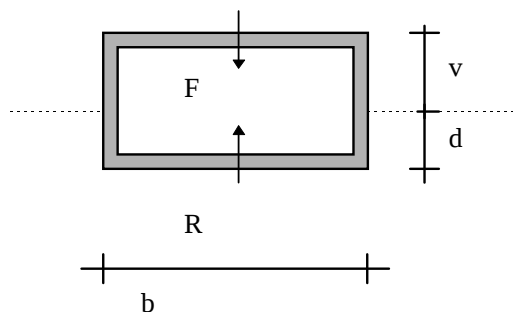
In deze vergelijking is  $\gamma$  gelijk aan de volumieke gewicht van het water. Voor het binnenwater geldt:  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ . Substitutie van deze waarde in formule (1) geeft:

$$d = \frac{F}{b * l * 10} \quad (a2)$$

De waterdruk op de onderzijde van het ponton is gelijk aan  $\gamma * d$ . Met  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$  is de waterdruk op de vlakke bodem van het ponton gelijk aan:

$$p = 10 * d \text{ kN/m}^2 \quad (a3)$$

De oprijvende kracht grijpt aan in het zwaartepunt van het door het lichaam verplaatste watervolume, dit punt wordt het drukkingspunt genoemd. Voor een ponton met rechthoekige doorsnede, dat centrisch wordt belast met een verticale kracht, zie figuur 1, bevindt het drukkingspunt zich op een afstand gelijk aan  $\frac{1}{2} d$  van de kiel.



Figuur a1: Wet van Archimedes.

Een ponton met een breedte  $b$  en een lengte  $l$  wordt centrisch belast met een kracht  $F$ . De oprijvende kracht is gelijk aan het gewicht van het volume van het verplaatste water:  $R = \gamma * b * d * l$ .

$d$  is de diepgang,  $v$  is het vrijboord en  $\gamma$  is volumieke gewicht van het water, voor binnenwater geldt:  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ .

Uit het evenwicht van de krachten volgt dat de oprijvende kracht  $R$  gelijk is aan de verticale belasting  $F$ ,  $F = R$ , zodat geldt:  $F = 10 * b * d * l$

#### Beddingconstante

Door een toename van de belasting zal de diepgang toenemen. De toename van de diepgang  $\Delta w$  door een toename van de belasting  $\Delta F$  is te berekenen met:

$$\Delta w = \frac{\Delta F}{10 * b * l} \quad (a4)$$

Uit formule (4) blijkt dat de toename van de diepgang recht evenredig is met de toename van de belasting. Het verband tussen belasting en vervorming kan dan beschreven worden met een constante. Deze constante is vergelijkbaar met de beddingconstante van een fundering op staal. De beddingconstante voor een fundering op staal wordt gedefinieerd als verband tussen spanning en zetting, oftewel:  $k = \Delta\sigma / \Delta w$ . Met  $\Delta\sigma = \Delta F / (l * b)$  wordt gevonden:

$$k = \frac{\Delta F}{l * b * \Delta w} \quad (a5)$$

De grootte van de beddingsconstante  $k$  voor een ponton is veel kleiner dan de beddingconstante voor een fundering op staal. Na substitutie van de zetting  $\Delta w$  berekend met formule (4) wordt gevonden:

$$k = \frac{\Delta F * 10 * b * l}{l * b * \Delta F} \Rightarrow \text{oftewel:} \quad k = 10 \text{ kN/m}^3. \quad (a6)$$

Voor een fundering op zandgrond varieert de grootte van de beddingconstante  $k$  meestal van  $10000 \text{ kN/m}^3$  tot  $50000 \text{ kN/m}^3$ . De beddingconstante van een drijflichaam is dus zeker duizend maal kleiner dan de beddingconstante voor een fundering op staal.

De beddingconstante is voor een fundering op staal meestal niet onafhankelijk van de oppervlakte van de fundering. Voor een kleine plaat- of smalle strokenfundering zal de spanningsverhoging in de ondergrond zich tot een geringere diepte uitstrekken dan voor een grote plaat- of brede strokenfundering. De beddingsconstante is dus afhankelijk van het oppervlak van het element. Voor een ponton is de beddingconstante onafhankelijk van de grootte zodat eerder voor een ponton sprake is van een beddingconstante dan voor een fundering op staal daar dan de constante alleen binnen gegeven randvoorwaarden kan worden gebruikt

Daar het water een zekere tijd nodig heeft om weg te stromen mag de afgeleide beddingconstante niet gebruikt worden voor dynamische berekeningen. Voor dynamische berekeningen zal ook de stroming van het water in rekening gebracht moeten worden.

## Bijlage B: Rotatie

Om formules voor de rotatie van een ponton door een op het ponton aangrijpend moment te bepalen wordt gesteld dat het ponton roteert om het middelpunt van het ondervlak. Dit uitgangspunt is bruikbaar als de rotatie zo klein is dat de bodem niet boven de waterspiegel uitkomt. Gezien de woonfunctie is dit uitgangspunt bruikbaar. Een eigenaar van een woonboot zal, in tegenstelling tot een wedstrijd-zeiler, het niet op prijs stellen als door een windvlaag zijn woning sterk helt. Verder wordt in eerste instantie aangenomen dat de verticale belasting aangrijpt ter hoogte van het fictieve scharnierpunt zodat voor het aangrijpingspunt van de belasting geldt:  $a = 0$ . In de volgende bijlagen wordt de invloed van het aangrijpingspunt boven het fictieve scharnierpunt op het momentenevenwicht in de berekening verdisconteerd.

Op het ponton grijpt een moment aan, door het moment roteert het ponton over een hoek  $\alpha$ . Na de rotatie is de afstand van het wateroppervlak tot het diepste punt en het ondiepste punt van het ponton respectievelijk gelijk aan:

$$d_{\max} = (d + \delta) * \cos \alpha \quad (b1)$$

$$d_{\min} = (d - \delta) * \cos \alpha \quad (b2)$$

$$\text{met } \delta = \frac{1}{2} b \tan \alpha \quad (b3)$$

### Controle

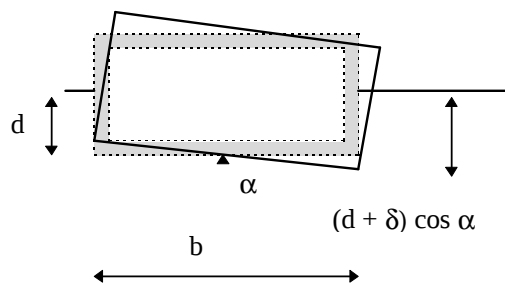
De formule voor de maximale en minimale diepgang kan eenvoudig worden gecontroleerd. Door de rotatie verandert de verticale belasting niet, zodat het volume van het onder water liggende deel van het ponton na de rotatie gelijk moet zijn aan het volume van het onder water liggende deel na de rotatie:

$$\text{Het volume voor de rotatie is gelijk aan:} \quad V = b * d * l$$

$$\text{Het volume na de rotatie is gelijk aan:} \quad V = \frac{1}{2} ((d + \delta) + (d - \delta)) * b * l \quad \Rightarrow \quad b * d * l$$

Het volume van het onder water liggende deel van het ponton is na de rotatie gelijk aan het volume voor de rotatie.

*Figuur b1: de maximale en minimale waterdruk op het ponton.*

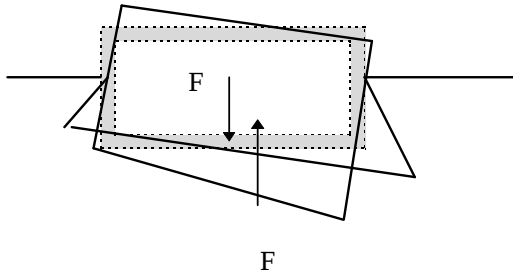


### Waterdruk

De maximale en de minimale waterdruk op het ondervlak van het ponton volgt nu uit:

$$p_{\max} = 10 * (d + \delta) * \cos \alpha \text{ kN/m}^2 \quad (b4)$$

$$p_{\min} = 10 * (d - \delta) * \cos \alpha \text{ kN/m}^2 \quad (\text{b5})$$



*Figuur b2: de waterdruk op het ponton en het weerstand biedend krachtenkoppel na een rotatie. Eenvoudigheidshalve wordt aangenomen dat het ponton roteert om de kiel. Verder wordt in eerste instantie aangenomen dat de verticale belasting aangrijpt op dit punt, later zal deze aanname gecorrigeerd worden met behulp van de tweede orde berekening.*

Door de scheefstand ontstaat een moment ten gevolge van de toename en de afname van de waterdruk op het ponton. Door de waterdruk op de kiel van het ponton ontstaat een moment dat kan worden berekend met:

$$M_{\text{vert}} = \frac{p_{\max} * l * b^2}{12} - \frac{p_{\min} * l * b^2}{12} \quad (\text{b6})$$

Met de formules voor de maximale waterdruk (b4) en minimale waterdruk (b5) wordt gevonden:

$$M_{\text{vert}} = \frac{10 * (d + \delta) * \cos \alpha * l * b^2}{12} - \frac{10 * (d - \delta) * \cos \alpha * l * b^2}{12}$$

Deze vergelijking kan worden vereenvoudigd tot:

$$M_{\text{vert}} = \frac{10 * l * b^2 * \delta * \cos \alpha}{6} \quad (\text{b7})$$

Door de waterdruk op de zijanten van het ponton ontstaat ook een moment. Dit moment wordt berekend met:

$$M_{\text{hor}} = \frac{p_{\max} * l * (d + \delta)^2}{6} - \frac{p_{\min} * l * (d - \delta)^2}{6} \quad (\text{b8})$$

Met de formules voor de maximale  $p_{\max}$  (b4) en minimale waterdruk  $p_{\min}$  (b5) wordt gevonden:

$$M_{\text{hor}} = \frac{10 * l * (d + \delta)^3 \cos \alpha}{6} - \frac{10 * l * (d - \delta)^3 \cos \alpha}{6}$$

De beide derdegraads termen kunnen worden vereenvoudigd met de wiskundige bewerking:

$$(d + \delta)^3 - (d - \delta)^3 = 6 d^2 \delta + 2 \delta^3$$

Het moment door de druk op de zijvlakken is dan:

$$M_{\text{hor}} = \frac{10 * l * (6 * d^2 * \delta + 2 \delta^3) * \cos \alpha}{6} \quad (\text{b9})$$

Het moment op de constructie is in evenwicht met de momenten door de waterdruk:  $M = M_{\text{vert}} + M_{\text{hor}}$ .

Met de vergelijkingen (b7) en (b9) wordt gevonden:

$$M = \frac{10 * l * b^2 * \delta * \cos \alpha}{6} + \frac{10 * l * (6 * d^2 * \delta + 2 \delta^3) * \cos \alpha}{6}$$

Deze vergelijking kan worden vereenvoudigd tot:

$$M = 10 * l * \cos \alpha \left( \frac{\delta * b^2 + 6 d^2 * \delta + 2 \delta^3}{6} \right) \quad (b10)$$

De verticale kracht op het ponton wordt berekend met (a2):  $F = d * b * l * 10$ . Substitueer vervolgens deze expressie voor F in de vergelijking (b10):

$$M = F * \cos \alpha * \delta * \left( \frac{b^2 + 6 d^2 + 2 \delta^2}{6 (b * d)} \right) \quad (b11)$$

Uit de goniometrie is bekend dat:  $\cos \alpha = \sin \alpha / \tan \alpha$ .

Uit formule (b3):  $\delta = \frac{1}{2} b \tan \alpha$  volgt  $\tan \alpha = 2 \delta / b$ . De formule voor het moment kan nu verder worden vereenvoudigd tot:

$$M = F * \sin \alpha \left( \frac{b^2 + 6 d^2 + 2 \delta^2}{12 * d} \right) \quad (b12)$$

Met  $\delta = \frac{1}{2} b \tan \alpha$  wordt gevonden:

$$M = F \sin \alpha \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (b13)$$

Het verband tussen de rotatie en het moment kan voor een lineair elastische constructie beschreven worden met:  $M = C * \alpha$  (b14)

Met vergelijking (b13) kan nu de veerconstante worden bepaald:

$$C * \alpha = F \sin \alpha \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (b15)$$

Voor een kleine hoekverdraaiing geldt bij benadering dat de hoek berekend in radialen gelijk is aan de tangens en de sinus van deze hoek:  $\tan \alpha \approx \sin \alpha \approx \alpha$ ,  $\alpha$  in radialen. Formule (b15) kan voor een kleine hoekverdraaiing ook worden benaderd met:

$$C = F \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (b16)$$

Daar de invloed van de hoekverdraaiing in de formule gering is, kan C worden beschouwd als een veerconstante.

### De veerconstante

Voor funderingen wordt het verband van de verdraaiing en het moment vaak beschreven met een veerconstante. Onderzocht wordt of de veerconstante van een fundering op staal overeenkomt met de veerconstante van een ponton. Voor een plaatfundering met een oppervlak  $l * b$  is de veerconstante  $C$  evenwijdig aan de breedte te berekenen met:

$$C = \frac{k * l * b^3}{12} \quad (b17)$$

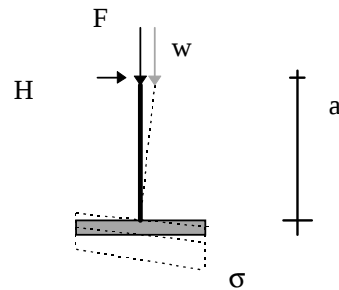
De term  $k$  in deze formule is de beddingsconstante. In bijlage A werd afgeleid voor de beddingconstante van een ponton (a7):  $k = 10 \text{ kN/m}^3$ . De veerconstante van het ponton kan worden berekend met formule (b16). Met  $F = 10 * b * d * l$  en  $k = 10 \text{ kN/m}^3$  kan formule (b16) worden geschreven als:

$$C = \frac{k * l * b^3}{12} + k * b * d * l \left( \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (b18)$$

Deze expressie voor de veerconstante voor het ponton is vergelijkbaar met de formule voor de veerconstante voor een fundering op staal. Het eerste deel van de vergelijking voor de veerconstante van het ponton is gelijk aan de vergelijking voor de veerconstante voor een fundering op staal (b17). Het tweede deel van de vergelijking (b18) staat voor het aandeel van de waterdruk tegen de zijvlakken op de veerstijfheid. De vergelijking voor de veerconstante van een fundering op staal is identiek aan de vergelijking voor de veerconstante van het ponton als voor het ponton de invloed van de druk op de zijkanen wordt verwaarloosd. Een ponton kan dus bij benadering worden beschouwd als een fundering op staal op een zeer slappe ondergrond. De veerstijfheid is voor het ponton evenals de veerstijfheid van een fundering niet constant. De laatste term in formule (b18) bevat de hoekverdraaiing  $\alpha$  zodat de veerstijfheid enigszins toeneemt met de hoekverdraaiing. Bij een kleine rotatie zal de toename van de veerstijfheid door de rotatie gering zijn. In bijlage C wordt aangetoond dat de invloed van de hoekverdraaiing op de veerconstante doorgaans zeer gering is en verwaarloosd kan worden. De veerconstante is dan alleen afhankelijk van de afmetingen en diepgang van het ponton.

## Bijlage C: Het tweede orde effect

Een ponton kan beschouwd worden als een verend ingeklemde constructie. Als het ponton op een zekere afstand boven het fictieve steunpunt belast wordt met een verticale kracht dan zullen de vervormingen en de momenten toenemen door het zogenaamde tweede orde effect. De invloed van het tweede orde effect op de vervormingen en de momenten wordt eerst voor een oneindig stijve verend ingeklemde staafconstructie en vervolgens voor een star ingeklemde staaf met een eindige stijfheid bepaald. Tenslotte wordt het tweede orde effect bepaald voor een verend ingeklemde staaf met een eindige stijfheid.



*Figuur c1: de toename van de vervorming en het moment door het tweede orde effect*

### Oneindig stijve staaf ingeklemd in een verende fundering.

Stel dat een oneindig stijve staaf met een lengte  $a$  verend wordt ingeklemd in een fundering met een veerconstante  $C$ . De staaf wordt op de top belast met een kracht  $F$  en een horizontaalkracht  $H$ . Door de horizontale belasting wordt de fundering belast met een moment ter grootte van  $M = H * a$ . Stel dat de fundering door dit moment verdraait over een hoek  $\alpha$ , deze verdraaiing  $\alpha$  kan worden berekend met:

$$\alpha = M/C. \quad (c1)$$

Door de verdraaiing  $\alpha$  ondergaat de top van de staaf een horizontale verplaatsing  $w$ , met:

$$w = \alpha * a. \quad (c2)$$

De verticaal kracht  $F$  verplaatst ook over de afstand  $w$ , zodat een extra moment in de fundering ontstaat ter grootte van:  $F * w$ . De fundering zal door dit moment opnieuw verdraaien zodat de staaf opnieuw horizontaal verplaatst. Stel dat de nieuwe horizontale verplaatsing aan de top van de staaf een factor  $n$  kleiner is dan de vorige verplaatsing, de nieuwe verplaatsing is dan gelijk aan  $w/n$ . Door de verplaatsing  $w/n$  ontstaat opnieuw een extra moment ter grootte van  $F * w/n$ , een extra rotatie en een extra verplaatsing  $w/n^2$ . Dit proces gaat zo door tot de constructie bezwijkt of de nieuwe verplaatsing oneindig klein wordt. De toename van de verplaatsing en het moment wordt het tweede orde effect genoemd. De constructie bezwijkt als de factor  $n$  gelijk is aan 1, de som van de horizontale verplaatsingen is dan oneindig groot. Om de toename van de verplaatsingen en momenten te bepalen als  $n$  kleiner is dan 1 wordt het proces als volgt in stappen verdeeld:

#### Eerste stap:

Door het primaire moment  $M = H * a$  verdraait de staaf over een hoek  $\alpha$ , de top verplaatst over een afstand  $w = a * \sin \alpha$ . Voor een kleine hoekverdraaiing geldt bij benadering:  $\tan \alpha \approx \sin \alpha \approx \alpha$ , in radialen. De verplaatsing is dan bij benadering gelijk aan:  $w = a * \alpha$ .

#### Tweede stap:

Door de kracht ontstaat een extra moment in de fundering  $\delta M$  ter grootte van  $\delta M = F * a * \alpha$

Door het extra moment  $\delta M$  ontstaat een extra verdraaiing  $\delta \alpha = \delta M / C$  en een extra verplaatsing  $\delta w = a \delta \alpha$ . De constructie zal bezwijken als deze verplaatsing groter is dan de vorige verplaatsing. Stel dat de constructie niet bezwijkt en de extra verplaatsing een factor  $n$  kleiner is dan de eerste verplaatsing zodat geldt voor de toename van de verplaatsing:  $\delta w = w/n$ .

#### Derde stap:

Door de verplaatsing  $\delta w = w/n$  ontstaat een toename van het moment in de fundering ter grootte van:  $F * w/n$ . De fundering ondergaat opnieuw een kleine hoekverdraaiing en de top verplaatst horizontaal. Daar de toename van het moment een factor  $1/n$  kleiner is dan de toename van het moment in de tweede stap, is toename van de verplaatsing door het moment ook een factor  $1/n$  kleiner dan de vorige verplaatsing. De nieuwe verplaatsing is dan gelijk aan  $w/n^2$ .

De volgende stappen gaan op dezelfde wijze. Bij iedere stap wordt de vervorming een factor  $1/n$  kleiner. De som van de verplaatsingen is dan gelijk aan:  $\Sigma w = w + w/n + w/n^2 + w/n^3 + w/n^4 + \dots$

De som van deze meetkundige reeks is gelijk aan:  $\Sigma w = \frac{n}{n-1} * w$  (c3)

Het totale moment in de constructie is gelijk aan:  $M_{\text{tot}} = H * a + F * \frac{n}{n-1} * w$  (c4)

Met  $M = H * a$ ,  $w = M * a / C$  en  $F * w = M/n$  kan deze vergelijking vereenvoudigd worden tot:

$M_{\text{tot}} = \frac{n}{n-1} * M$  (c5)

Het primaire moment neemt toe met een factor  $n/(n-1)$ , deze factor wordt de vergrotingsfactor genoemd.

### **Berekening van de kritieke kracht**

De constructie bezwijkt als de verticaalkracht op de constructie zo groot is dat de toename van de vervorming  $\delta w$  gelijk is aan de primaire vervorming  $w$ , oftewel als  $n$  gelijk is aan 1. Deze kracht waarbij de constructie bezwijkt wordt de kritieke kracht genoemd:  $F_{\text{krit}}$ . Deze kracht kan als volgt worden bepaald. De toename van de vervorming in de tweede stap is gelijk aan:

$$\frac{w}{n} = \frac{F * w * a}{C}$$

Na de eliminatie van  $w$  wordt voor het verhoudingsgetal  $n$  voor de afname van de vervormingen gevonden:

$$n = \frac{C}{F * a} \quad (c6)$$

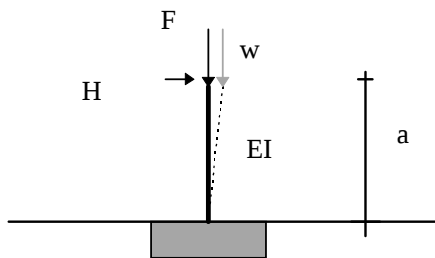
De constructie bezwijkt als de kracht  $F$  gelijk is aan de kritieke kracht  $F_{\text{krit}}$  en  $n$  gelijk is aan 1. De kritieke kracht op de constructie is dan gelijk aan:

$$F_{\text{krit}} = \frac{C}{a} \quad (c7)$$

a

## Star ingeklemde staaf met eindig stijfheid

Voor het bepalen van de kritieke kracht werd aangenomen dat de staaf oneindig stijf was. In de praktijk is een staaf nooit oneindig stijf. Het tweede orde effect neemt dan toe door de vervorming van de staaf. Om de toename van het tweede orde effect te bepalen voor een staaf met een eindige stijfheid wordt eerst het tweede orde effect bepaald voor een staaf met een eindige stijfheid welke volledig ingeklemd is.



*Figuur c2: de toename van de vervorming en het moment door het tweede orde effect voor een oneindig stijf ingeklemde staaf.*

Stel dat een staaf met een stijfheid  $EI$  en een lengte  $a$  volledig wordt ingeklemd. De staaf wordt op de top belast met een kracht  $F$  en een horizontaalkracht  $H$ . Door de horizontale belasting ontstaat een moment, dit moment is maximaal ter plaatse van de inklemming, de grootte van dit moment is gelijk aan:

$$M = H * a$$

Door de horizontale belasting ontstaat een verplaatsing, deze verplaatsing is te berekenen met:

$$w = \frac{H a^3}{3 EI}$$

De verticaal kracht  $F$  verplaatst ook over de afstand  $w$ , zodat op de staaf een buigend moment wordt uitgeoefend. Dit moment is maximaal ter plaatse van de inklemming, de grootte van dit moment is ter plaatse van de inklemming:  $F * w$ .

Door het buigend moment vervormt de staaf. Stel dat de nieuwe horizontale verplaatsing aan de top van de staaf een factor  $n$  kleiner is dan de vorige verplaatsing, de nieuwe verplaatsing is dan gelijk aan  $w/n$ . Door de verplaatsing  $w/n$  ontstaat opnieuw een extra moment ter grootte van  $F * w/n$ , een extra rotatie en een extra verplaatsing  $w/n^2$ .

Opnieuw geldt dat de som van de verplaatsingen is gelijk aan:  $\Sigma w = w + w/n + w/n^2 + w/n^3 + w/n^4 +$

$$\text{De som van deze meetkundige reeks is opnieuw gelijk aan: } \Sigma w = \frac{n}{n-1} * w \quad (c3)$$

$$\text{Het totale moment in de constructie is gelijk aan: } M_{\text{tot}} = H * a + F * \frac{n}{n-1} * w \quad (c4)$$

$$\text{Bij benadering is dit moment gelijk aan: } M_{\text{tot}} = \frac{n}{n-1} * M \quad (c5)$$

De factor n voor de staaf met een eindige stijfheid EI wordt het knikgetal genoemd. Het knikgetal is het verhoudingsgetal van knikkracht en de belasting:

$$n = \frac{F_{\text{klik}}}{F} \quad (\text{c8})$$

De knikkracht kan worden bepaald met de bekende formule van Euler:

$$F_{\text{klik}} = \frac{\pi^2 * EI}{l_c^2} \quad (\text{c9})$$

$l_c$  is de kniklengte, voor een ingeklemde staaf met de lengte a geldt:  $l_c = 2 * a$

### **Staaft, niet oneindig stijf, ingeklemd in een verende fundering**

Voor een verend ingeklemde staaf met een eindige stijfheid wordt het tweede orde effect beïnvloed door de stijfheid van de staaf en de veerstijfheid van de fundering.. Stel dat een verend ingeklemde staaf met een stijfheid EI en een lengte a aan de top wordt belast met een kracht F en een horizontaalkracht H. Door de horizontale belasting ontstaat een moment, dit moment is maximaal ter plaatse van de inklemming, de grootte van dit moment is gelijk aan:  $M = H * a$

Door de horizontale belasting buigt de staaf uit, de verplaatsing aan de top is te berekenen met:

$$w_1 = \frac{H * a^3}{3 EI}$$

Door de horizontale belasting wordt de fundering belast met een moment ter grootte van  $M = H * a$ . Stel dat de fundering door dit moment verdraait over een hoek  $\alpha$ , deze verdraaiing  $\alpha$  kan worden berekend met (c1):

$$\alpha = M/C = H * a/C.$$

Door de verdraaiing  $\alpha$  ondergaat de top van de staaf een horizontale verplaatsing  $w_2$ , met:  $w_2 = \alpha * a$ .

$$w_2 = \frac{H a^2}{C}$$

De totale verplaatsing aan de top door het primaire moment  $H * A$  is gelijk aan:  $w = w_1 + w_2$

$$w = \frac{H a^3}{3 EI} + \frac{H a^2}{C} \quad (\text{c10})$$

De verticale kracht F verplaatst over een afstand w. Door de verplaatsing van de kracht worden de staaf en de fundering belast met een moment. De staaf en de fundering vervormen door dit moment. Stel dat de nieuwe vervorming van de staaf een factor  $1/n_1$  kleiner is dan de primaire vervorming en de vervorming aan de top door de verdraaiing van de fundering een factor  $1/n_2$  kleiner is dan de primaire vervorming door de verdraaiing van de fundering en de totale nieuwe vervorming aan de top een factor n kleiner is dan de primaire vervorming w, zodat deze de grootte heeft w/n. De nieuwe vervorming is dan te berekenen met:

$$w/n = w/n_1 + w/n_2$$

Deze vergelijking kan worden vereenvoudigd door het linker- en rechterlid te delen door w:

$$1/n = 1/n_1 + 1/n_2 \quad (\text{c11})$$

Met:

$$n_1 = \frac{F_{\text{knik}}}{F} \quad (\text{c8})$$

$$F_{\text{knik}} = \frac{\pi^2 * EI}{l_c^2} \quad (\text{c9})$$

$$n_2 = \frac{C}{F * a} \quad (\text{c6})$$

### Het tweede orde effect voor het ponton

Voor een ponton kan een overeenkomstige procedure gevolgd worden. Als de bovenbouw van het ponton in beton wordt uitgevoerd dan kan de gehele constructie berekend worden volgens de voorschriften beton (VBC 1995). Bestaat de bovenbouw uit een geschoord raamwerk van staal of hout en is het ponton van beton dan worden de elementen van de bovenbouw en onderbouw met de desbetreffende normen bepaald. De totale stabiliteit van een complex geheel bestaande uit meerdere materialen kan niet met een van de materiaal gebonden normen worden berekend zodat met behulp van de theorie conform de uitgangspunten van de normen een theoretische beschouwing zal moeten worden opgesteld.

De veerconstante van de onderbouw is voor een drijvend object veel geringer dan de veerconstante van een conventioneel gefundeerd object, zodat de het aandeel van de bovenbouw voor het tweede orde effect ten opzichte van het aandeel van de onderbouw doorgaans verwaarloosbaar is.

In de gebruiksfase mag de horizontale vervorming van een niet industrieel gebouw met een bouwlaag niet meer zijn dan 1/300 van de hoogte. Voor een gebouw met meerdere verdiepingen mag de horizontale vervorming per verdieping niet meer zijn dan 1/300 van de verdiepingshoogte en mag de totale horizontale vervorming niet meer zijn dan 1/500 van de gebouw hoogte (NEN 6702 art. 10.3).

De bewoner van een woonboot zal een grotere verdraaiing van het ponton accepteren dan de bewoner van een huis. De vervorming van de bovenbouw zal echter moeten voldoen aan de gestelde eisen, zodat de vervorming van de bovenbouw gering zijn ten opzichte van de vervorming van het ponton en doorgaans verwaarloosd kunnen worden. Dit betekent dat voor de berekening van het tweede orde effect dan het aandeel van de bovenbouw voor het tweede orde effect verwaarloosd kan worden. Voor de berekening van de bovenbouw moet echter wel met een extreme scheefstand gerekend worden. Tevens zal doordat de verdraaiing van het object door horizontale belastingen groter is dan gebruikelijk in de berekening met grotere beginexcentriciteit gerekend moeten worden dan bij conventioneel gefundeerde objecten. Aanbevolen wordt om bij het bepalen van de belastingen uit te gaan van een minimum waarde voor het moment, waarin deze scheefstand is verdisconteerd. Neem het moment niet kleiner dan  $M = F * e_0$ . Voor een conventioneel gebouw wordt doorgaans wordt gerekend met een  $e_0$  gelijk aan  $e_0 \geq a/300$ . Gezien de vervormingen van het ponton zal men moeten rekenen met:  $e_0 \geq a * \tan \alpha$ ,

met:

$a$  = de afstand van het aangrijpingspunt van de belasting tot de kiel.

$\tan \alpha$  = de te verwachte hoekverdraaiing.

### De kritieke afstand

Stel dat de verticale belasting op het ponton aangrijpt op een afstand  $a$  van de kiel en stel dat de constructie belast wordt door een moment  $M$ . Door dit moment ontstaat een rotatie  $\alpha$ . De kracht, aangrijpende op een afstand  $a$  van de kiel, draait mee en verplaatst horizontaal over een afstand:  $\delta w = a * \alpha$ . Door deze verplaatsing ontstaat een secundair moment  $\delta M = F * a * \alpha$ . Als de bovenbouw geschoord is zal de vervorming van de bouwbouw veel kleiner zijn dan de vervorming ten gevolge van de rotatie van het ponton. De constructie kan dan geschematiseerd worden als een verend

ingeklemde oneindig stijve staaf. Door het tweede orde effect neemt de vervorming en het moment toe met een factor  $n/(n-1)$ :

$$M_{\text{tot}} = \frac{n}{n-1} * M \quad (c5)$$

$n$  is het verhoudingsgetal, dit kan berekend worden met formule (c6):  $n = \frac{C}{F * a}$

De veerconstante  $C$  wordt berekend met formule (b16):  $C = F \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right)$

Substitueer nu deze waarde voor  $C$  in de vergelijking (c6). Het knikgetal kan dan worden berekend met:

$$n = \frac{F}{F * a} \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (c12)$$

Oftewel:

$$n = \frac{1}{a} \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) \quad (c13)$$

Als de staaf geschematiseerd kan worden als een oneindig stijve staaf dan kan het verhoudingsgetal  $n$  ook kan worden berekend met:

$$n = mc / a \quad (c14)$$

$mc$  is de kritieke lengte van de afstand van het aangrijpingspunt van de verticale belasting tot het midden van de kiel, waarbij de constructie net niet omslaat.  $mc$  kan worden berekend met:

$$mc = \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \quad (c16)$$

Voor het ontwerp is het interessant om met de formule voor de kritische afstand van het aangrijpingspunt van de verticale belasting tot de kiel kengetallen te bepalen. Daar de verhouding van de diepte met de breedte bepalend is voor deze formule worden twee nieuwe parameters geïntroduceerd, zijnde de relatieve breedte  $b/d$  en de relatieve kritieke afstand  $mc/b$ . Vergelijking (c16) kan vervolgens worden geschreven als:

$$\frac{mc}{b} = \frac{b/d}{12} + \frac{1}{2 b/d} + \frac{(b/d) (\tan \alpha)^2}{24} \quad (c17)$$

De kritische afstand is minimaal als de hoekverdraaiing minimaal is, de vergelijking wordt dan:

$$\frac{mc}{b} = \frac{b/d}{12} + \frac{1}{2 b/d}$$

$$\frac{mc}{b} = \frac{2 (b/d) + 12 (d/b)}{24} \quad (c18)$$

Daar bij een verdraaiing de bodem van het ponton niet boven de waterspiegel mag uitkomen zal de hoekverdraaiing niet groter zijn dan  $d/(1/2 b)$  zodat geldt:  $\tan \alpha < 2d/b$ .

Voor een hoekverdraaiing, met  $\tan \alpha = d/b$ , wordt de kritieke afstand:

$$\frac{mc}{b} = \frac{b/d}{12} + \frac{1}{2 b/d} + \frac{(b/d) (d/b)^2}{24}$$

$$\frac{mc}{b} = \frac{2 (b/d) + 13 (d/b)}{24} \quad (c19)$$

De vergelijkingen (c18) en (c19) verschillen nauwelijks, zodat de invloed van de verdraaiing op de kritieke afstand gering is. In de onderstaande tabel wordt de kritieke afstand voor twee rotaties en verschillende waarden van de relatieve breedte  $b/d$  berekend. Uit de tabel blijkt dat de invloed van de rotatie op de kritieke afstand gering is, daar de waarden berekend met  $\tan \alpha = 0$  en  $\tan \alpha = d/b$  nauwelijks verschillen.

Tabel c1: de minimale en de maximale relatieve kritieke afstand  $mc/b$  berekend met de vergelijkingen (c18) en (c19)

|       | $mc/b$            | $mc/b$              |
|-------|-------------------|---------------------|
| $b/d$ | $\tan \alpha = 0$ | $\tan \alpha = d/b$ |
| 2     | 0,417             | 0,438               |
| 4     | 0,458             | 0,469               |
| 6     | 0,583             | 0,590               |
| 8     | 0,729             | 0,734               |
| 10    | 0,883             | 0,888               |

## Conclusie

In het algemeen kan men stellen dat de kritieke afstand toeneemt met de relatieve breedte  $b/d$ . De invloed van de hoekverdraaiing op de kritieke afstand is vrij klein en neemt af als de relatieve breedte toeneemt. Voor het ontwerp kan de invloed van de hoekverdraaiing verwaarloosd worden, de kritieke afstand wordt dan bepaald met vergelijking (c18). De invloed van de tweede term in de vergelijkingen (c18) en (c19) neemt af als de waarde van de relatieve breedte toeneemt, voor  $b/d > 10$  kan de kritieke afstand benaderd worden met:

$$mc = \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d \quad (c20)$$

Uit bijlage G blijkt dat de kritieke afstand gelijk is aan de afstand van het metacenterpunt tot de kiel.

## Procedure voor de controle van de standzekerheid

Met de volgende procedure kan de standzekerheid worden gecontroleerd voor een ponton met een oppervlak van  $b * l$ :

- Bepaal de rekenwaarden voor de belastingen  $F_d$  en  $M_d$ , en bepaal het aangrijpingspunt van de belasting  $a$ , neem het moment niet kleiner dan  $M_d = F * e_0$  met  $e_0$  niet kleiner dan de minimum waarde:  $e_0 \geq l/300$ ;

- Bereken de diepte:

$$d = \frac{F_d}{b * l * 10}$$

- Bepaal de afstand van het metacenterpunt tot de kiel::

$$mc = \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d$$

- Bereken de veerstijfheid met:

$$C = F * mc$$

- Bereken het knikgetal n:

$$n = mc/a$$

De constructie is instabiel als n kleiner is dan 1.

Bij voorkeur wordt de constructie zo ontworpen dat geldt  $n > 2$ .

- Bereken het totale moment::

$$M_{\text{tot}} = \frac{n}{n-1} * M_d$$

- Bereken de hoekverdraaiing:

$$\tan \alpha = \frac{M_{\text{tot}}}{C}$$

- Controleer of de hoekverdraaiing voldoet en controleer of de uitgangspunten van de berekening worden gewaarborgd, zodat de bovenzijde en de onderzijde van het ponton de waterspiegel niet raken:

$$v - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0$$

$$d - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0$$

### Betonconstructie

Als het ponton en de bovenbouw worden uitgevoerd in beton dan kan de gehele constructie volgens de voorschriften beton worden berekend. Voor een betonconstructie is zowel een geschoorde als een ongeschoorde constructie denkbaar. De ongeschoorde constructie kan zowel worden uitgevoerd met in het ponton ingeklemde kolommen als met een raamwerk met momentvast verbonden kolommen en balken. Het tweede orde effect is omgekeerd evenredig met de stijfheid van de constructie, oftewel het tweede orde effect is het grootst als de constructie slap is. Daar de ongeschoorde betonconstructie, met alleen in de fundering ingeklemde kolommen, minder stijf is dan een raamwerk, mogen we veronderstellen dat de invloed van het tweede orde effect maximaal zal zijn als de constructie de standzekerheid ontleent aan een raamwerk. Onderzocht wordt op welke wijze een drijvende constructie met ongeschoorde kolommen kan worden gecontroleerd met de NEN 6720 (VBC 1995).

In de VBC 7.7.3.2 wordt het tweede orde effect voor de controle van de uiterste grenstoestand voor een ongeschoorde betonconstructie verdisconteerd in de excentriciteit van de belasting. De totale excentriciteit wordt berekend met:

$$e_t = (e_0 + e_c) * \xi$$

met:

$e_t$  is de totale excentriciteit welke in rekening moet worden gebracht.

$e_0$  is de beginexcentriciteit

$e_c$  is de toeslag excentriciteit om het tweede orde effect voor de staaf te verdisconteren

$\xi$  is de factor waarin de invloed van de hoekverdraaiing van de inklemming wordt verdisconteerd

De beginexcentriciteit wordt berekend met:  $e_0 = M_d / N'_d$

De beginexcentriciteit mag echter niet kleiner zijn dan de volgende minimum waarden (zie VBC.7.3.34.1):  $e_0 \geq l/300$  en  $e_0 \geq 10 \text{ mm}$

De toeslag excentriciteit  $e_c$  is gelijk aan de kleinste waarde van:  $e_c = 18 * h * \Psi (0,01 * l/h)^2$  en

$$e_c = 12 * (1,5 * h + e_0 (4 * \Psi - 3)) (0,01 * l/h)^2$$

De invloed van de verende inklemming van de kolom in de onderliggende constructie op het tweede orde effect wordt verdisconteerd in de vergrotingsfactor  $\xi$  met:

$$\xi = \frac{C}{C - N'_d * l}$$

Deze vergrotingsfactor is gelijk aan de afgeleide waarde:  $\xi = \frac{n_2}{n_2 - 1}$  met  $n_2 = \frac{C}{N'_d * l}$

De verdraaiing van het ponton is veel groter dan de rotatie van de inklemming van de kolom in het ponton. Voor de berekening van de totale excentriciteit van een kolom moet rekening worden gehouden met de totale verdraaiing van het ponton door de belastingen op het ponton en de kolommen. Deze situatie is vergelijkbaar met een ongeschoorde constructie welke tevens de stabiliteit verzorgd van een aanpendelende constructie (VBC 7.8). Zodat voor de berekening van de invloed van het ponton voor het tweede orde effect van de kolommen gerekend moet worden met:  $e_t = (e_0 + e_c) * \xi$

$\xi$

Met:

$e_c$  is de kleinste waarde berekend met:

$$e_c = 12 * (1,5 * h + e_0 (4 * \Psi - 3)) (0,01 * l/h)^2 \Sigma N'_{vd} / N'_d$$

en

$$e_c = 12 * h * \Psi (1,5 + 0,5 e_1 / e_0) (0,01 * l/h)^2 \Sigma N'_{vd} / N'_d$$

$$\xi = \frac{C}{C - N'_{vd \text{ ponton}} * a}$$

C is de veerconstante van het ponton.

$\Sigma N'_{vd}$  is de verticale belasting op de kolom inclusief de verticale belasting op de aanpendelende kolommen die de stabiliteit ontleen aan de kolom, de schorende kolom is dan verbonden met pendelende kolommen die de stabiliteit ontleen aan deze kolom. Als de pendels verbonden zijn met meerdere schorende kolommen dan wordt de verticale belasting op de pendels evenredig aan de stijfheden van de schorende kolommen verdeeld over de schorende kolommen. Als de kolommen even stijf en even lang zijn en de constructie bestaat uit m kolommen, dan kan  $\Sigma N'_{vd}$  worden berekend met:

$$\Sigma N'_{vd} = N'_{vd \text{ ponton}} / m;$$

$N'_d$  is de belasting op de kolom.

$N'_{vd \text{ ponton}}$  is de totale verticale belasting van de gehele constructie op het ponton

a is de afstand van het aangrijpingspunt van de belasting tot de onderzijde.

De procedure voor het ponton voor de bepaling van het tweede orde effect voor de uiterste grenstoestand is dan als volgt:

- Bereken de diepte: 
$$d = \frac{N'_{vd \text{ ponton}}}{b * l * 10}$$
- Bereken de veerconstante C met: 
$$C = N'_{vd \text{ ponton}} \left( \frac{b^2}{12d} + \frac{1}{2} d \right)$$
- Bepaal de vergrotingsfactor  $\xi = \frac{n}{n - 1}$  met  $n = \frac{C}{N'_{vd \text{ ponton}} * a}$

Bereken per schorende kolom:

- De beginexcentriciteit wordt berekend met:  $e_0 = M_d / N'_d$
- De beginexcentriciteit mag echter niet kleiner zijn dan:  $e_0 \geq l/300$  en  $e_0 \geq 10 \text{ mm}$ .  $M_d$  is het moment op de kolom en  $N'_d$  is de verticale belasting op de kolom. In verband met de scheefstand van het ponton wordt voor de begin excentriciteit een minimum waarde aangehouden van  $e_0$  gelijk aan  $e_0 \geq a \tan \alpha$ .
- Bepaal per kolom de vergrotingsfactor  $\xi = \frac{n}{n - 1}$  en met  $n = \frac{C}{N'_{\text{ponton}} * a}$
- Berekenen de toeslag excentriciteit voor de kolom, deze is gelijk aan de kleinste waarde voor de toeslagexcentriciteit berekend met:

$$e_c = 12 * (1,5 * h + e_0 (4 * \Psi - 3)) (0,01 * l/h)^2 \Sigma N'_{vd} / N'_d$$

en

$$e_c = 12 * h * \Psi (1,5 + 0,5 e_1 / e_0) (0,01 * l/h)^2 \Sigma N'_{vd} / N'_d$$

- Bepaal de totale excentriciteit voor de kolom; met  $e_t = (e_0 + e_c) * \xi$
- Bepaal de rekenwaarde van het moment inclusief het tweede orde effect met:  $M_d = N'_d e_t$ ;
- Bereken vervolgen het totale moment op het ponton:  $M_{dtot} = \Sigma N'_d e_t$ ;
- Bereken de hoekverdraaiing:  $\alpha = \frac{M_{dtot}}{C}$ ;
- Controleer of in de uiterste grenstoestand de verdraaiing niet zo groot is dat het dek de waterspiegel raakt of de bodem niet vrijkomt:
 
$$v - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0;$$

$$d - \frac{1}{2} b \tan \alpha \geq 0;$$

## Bijlage D: Maximale rotatie

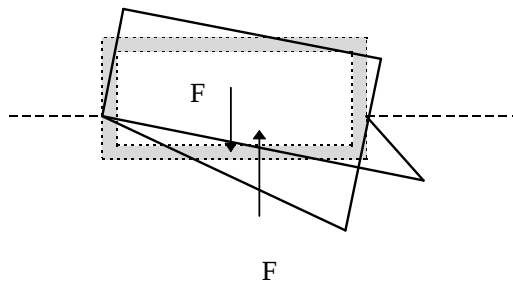
*Samenvatting; ter controle van de in bijlage B afgeleiden formules worden formules voor de spanningen, krachten en momenten berekend voor een maximale rotatie, waarbij de bodem de waterspiegel raakt.*

Als het vrijboord groter is dan de diepgang dan kan het ponton zodanig kantelen dat de bodem de waterspiegel raakt, zodat geldt:

$$d - \frac{1}{2} b \tan \alpha = 0$$

De maximale rotatie is dan gelijk aan:  $\tan \alpha = 2 d / b$  (d1)

De waterdruk op het diepste punt van het ponton is te berekenen met:  $p_{\max} = 10 * 2 * d * \cos \alpha$  (d2)



*Figuur d1: Ponton zodanig gekanteld dat de bodem het wateroppervlak raakt.*

Het maximaal opneembare moment ten opzichte van het midden van de kiel volgt uit:

$$M_u = 10 * 2 * d * l * \cos \alpha \left( \frac{b^2}{12} + \frac{2 * d^2}{3} \right)$$

Oftewel:  $M_u = 10 * b * d * l * 2 * \cos \alpha \left( \frac{b}{12} + \frac{2 * d^2}{3 b} \right)$

met  $F = 10 * b * d * l$  wordt gevonden:  $M_u = F * \cos \alpha \left( \frac{2 * b}{12} + \frac{4 * d^2}{3 b} \right)$

Uit  $\cos \alpha = \sin \alpha / \tan \alpha$  en  $\tan \alpha = 2 d / b$  volgt:  $\cos \alpha = b * \sin \alpha / 2 d$

Deze waarde wordt vervolgens gesubstitueerd in de vergelijking voor het opneembaar moment.

$$M_u = F * \sin \alpha * \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{2 d}{3} \right) \quad (d3)$$

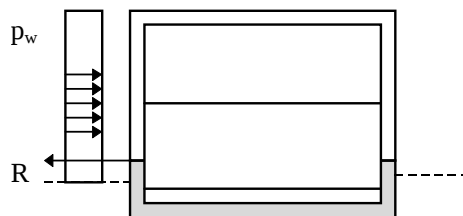
Het moment ten gevolge van de belasting inclusief de toename door het tweede orde effect moet dus kleiner zijn dan het maximaal opneembare moment  $M_u$  berekend met vergelijking (d3). Dit moment is berekend voor een maximale verdraaiing waarbij de bodem van het ponton net niet vrij komt van het oppervlak. Voor een kleinere verdraaiing zal het opneembare moment kleiner zijn. Het uiterst opneembaar moment zal ook kleiner zijn als het vrijboord  $v$  kleiner is dan  $d$ .

## Bijlage E: landvasten

Voor de controle van de standzekerheid kunnen we twee verschillende fasen onderscheiden, de uitvoeringsfase en de gebruiksfase. Tijdens het transport van het woonschip over het water naar een nieuwe ligplaats, is het schip niet verbonden met de oever. Deze fase duurt niet lang zodat gerekend mag worden met de belastingfactoren volgens de klasse 1 van de TGB 1990. In de gebruiksfase is het schip aangemeerd. Door de landvasten wordt een reactiekracht geleverd, zodat bij een windvlaag de afstand tussen de resulterende windkracht en de reactiekracht kleiner is dan als het schip niet afgemeerd is en de reactie door het water wordt geleverd. Voor deze fase moet wel gerekend worden met hogere belastingfactoren, zodat deze fase voor de stabiliteit vaak maatgevend is. Voor een gebouw met een bestemming als woning of bedrijfsruimte wordt gerekend met klasse 2. Voor een kantoor of hotel wordt gerekend met klasse 3.

Een drijvend gebouw is in de gebruiksfase verbonden met de oever. De verbinding met de oever kan voornamelijk horizontale krachten opnemen, de verbinding is niet in staat momenten op te nemen. Alleen bij een extreme hoekverdraaiing zou met de verbinding ook een kleine verticaalkracht kunnen opgenomen als de steiger waaraan afgemeerd is deze kracht ook kan weerstaan. Als het ponton aan palen is bevestigd met een verbinding welke verticaal met het peil van de waterspiegel mee kan bewegen dan kan de oeververbinding alleen horizontaalkrachten opnemen. Als men uitgaat van een horizontale reactiekracht die gelijk is aan de horizontale belasting dan kan het moment worden berekend met  $M = H \cdot z$ ,  $z$  is de afstand van het aangrijpingspunt van de wind tot het aangrijpingspunt van de reactie.

*Figuur e1: de windbelasting op de constructie en de reactie uitgeoefend door de oeververbinding.*



### Oeververbinding

De landvasten van een schip nemen voornamelijk horizontale krachten en geen verticale krachten op. De verbinding kan worden geschematiseerd als een rol welke verticaal kan bewegen. Daar het waterpeil fluctueert, moet rekening gehouden worden met relatief grote verticale verplaatsingen. Afhankelijk van de locatie zal met een stijging of daling van het waterpeil van zeker 0,5 m voor het binnenwater rekening gehouden moeten worden. Voor gebieden met zeer grote fluctuaties kan men overwegen een flexibele verbinding met de meerpaal toe te passen.

### Aflandige wind

Stel dat de wind van de landzijde komt en het ponton verbonden is met een pendel met een lengte  $l_p$ . Door de windbelasting  $H$  kantelt het ponton en ontstaat een kracht  $H$  in de pendel. Door de rotatie van het ponton zal de pendel verdraaien over een hoek  $\phi$ .

De verticaalkracht aangrijpende op het ponton  $F_v$  is dan gelijk aan:

$$F_v = H \cot \phi.$$

Door deze kracht ontstaat een moment dat de rotatie reduceert:

$$dM = H \cot \phi \cdot b/2$$

De grootte van de verticale kracht wordt door de hoekverdraaiing van de pendel bepaald. Als de pendel met een lengte  $l_p$  voor de rotatie geheel horizontaal was dan is de hoek  $H \cdot \cot \phi$  te berekenen met:

$$\tan \phi = \frac{1}{2} b \sin \alpha / l_p$$

De verticale kracht volgt uit:  $F_v = H \cot \phi = \frac{2 H l_p}{b \sin \alpha}$

Door de verticale component van de landvast neemt het moment op het ponton af met:

$$dM = F_v \cdot \frac{1}{2} \cdot b \Rightarrow dM = \frac{H l_p b}{b \sin \alpha} \Rightarrow dM = \frac{H l_p}{\sin \alpha}$$

### Aanlandige wind

Bij een aanlandige wind wordt het ponton tegen de steiger gedrukt. Tussen de steiger en het ponton worden een stootkussens gelegd. Door de windbelasting  $H$  kantelt het ponton en ontstaat een kracht  $H$  in de pendel. Door de verdraaiing van het ponton zal een kleine verticaalkracht op het ponton worden uitgeoefend. Stel dat de wrijvingshoek van het stootkussen gelijk is aan  $\mu$ .

De verticaalkracht aangrijpende op het ponton  $F_v$  is dan gelijk aan  $F_v = H \mu$ .

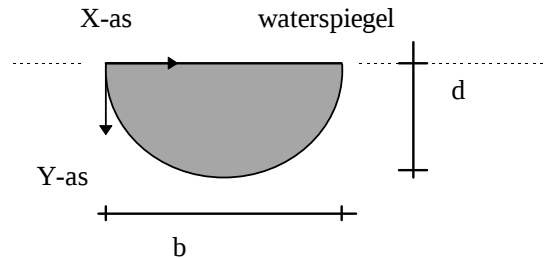
Door deze kracht ontstaat een moment dat de hoekverdraaiing van het ponton reduceert:  $dM = H \mu \cdot b/2$

Gezien de onzekerheden over de op te nemen verticale krachten met de oeververbinding gedurende de gehele gebruiksperiode wordt aanbevolen deze krachten, indien deze gunstig werken, te verwaarlozen. En voor de gebruiksperiode alleen te rekenen met een horizontale kracht in de oeververbinding. Het totale moment berekend ten opzicht van het waterpeil wordt dan verminderd met een moment  $R \cdot v$ .  $R$  is de reactie van de oeververbinding en  $v$  is het vrijboord.

## Bijlage F: Het drukkingspunt

Het aangrijpingspunt van de belasting ten gevolge van de waterdruk op een onderwater gelegen object wordt het drukkingspunt genoemd. Voor een gekromd object met een diepte  $d$  en een breedte  $b$  worden formules afgeleid voor dit punt.

*Figuur f1: het oppervlak van het object en de assen. De X-as valt samen met de waterlijn.*

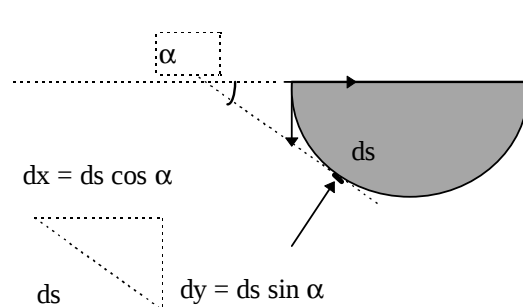


Een oppervlak van een onderwater gelegen object wordt beschreven met een orthogonaal coördinatensysteem met de X-as op de waterspiegel en de Y-as naar beneden gericht. Beschouw een klein stukje van het oppervlak met de lengte  $ds$  en de coördinaten  $x$  en  $y$ ,  $x$  horizontaal en  $y$  verticaal. De waterdruk op een diepte  $y$  is gelijk aan:  $p_w = 10 * y * l$  (f1)

De kracht  $\delta F$  door het water uitgeoefend op het stukje met de lengte  $ds$  is gelijk aan:

$$\delta F = 10 y l ds. \quad (f2)$$

De as door de raaklijn aan het oppervlak van het stukje  $ds$  snijdt de X-as onder een hoek  $\alpha$ . De tangens van de hoek  $\alpha$  van het stukje  $ds$  met de X-as is gelijk aan:  $\tan \alpha = dy/dx$ ,  $dy$  is de projectie van het stukje  $ds$  op de Y-as en  $dx$  is de projectie van  $ds$  op de X-as.  $dy$  en  $dx$  kunnen worden berekend met  $dy = ds \sin \alpha$  en  $dx = ds \cos \alpha$ .



*Figuur f2: op het oppervlak van het drijflichaam wordt een stukje  $ds$  nader beschouwd. De raaklijn in  $ds$  aan de kromme snijdt de x-as onder een hoek  $\alpha$ .*

De kracht  $\delta F$  op het stukje  $ds$  (f2) wordt vervolgens ontbonden evenwijdig aan de X en de Y-as:

$$\text{Horizontaal:} \quad \delta F_x = ds * 10 * l * y \sin \alpha \quad (f3)$$

$$\text{Verticaal:} \quad \delta F_y = - ds * 10 * l * y \cos \alpha \quad (f4)$$

Met  $dy = ds \sin \alpha$  en  $dx = ds \cos \alpha$  wordt gevonden:

$$\text{Horizontaal:} \quad \delta F_x = 10 * y * l dy \quad (f5)$$

$$\text{Verticaal:} \quad \delta F_y = - 10 * y * l dx \quad (f6)$$

De totale kracht op het object evenwijdig aan de X en de Y-as wordt gevonden door de krachten op het stukje  $ds$ ,  $\delta F_x$  en  $\delta F_y$ , te integreren. Zo wordt de totale verticale opwaartse kracht op het object wordt berekend met:

$$\Sigma \delta F_y = - 10 * l * \int y \, dx \quad (f7)$$

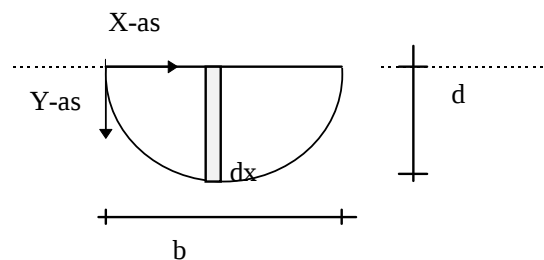
Volgens deze formule is de opwaartse kracht gelijk het volume van de verplaatste hoeveelheid water vermenigvuldigd met het volumiek gewicht van de vloeistof, hetgeen overeenkomt met de wet van Archimedes.

De som van de horizontale krachten kan worden berekend met:

$$\Sigma \delta F_x = \int 10 * l * y \, dy \quad (f8)$$

Voor een drijvend object zijn de horizontale krachten ten gevolge van de waterdrukken doorgaans in evenwicht, zodat voor de som van de krachten op het gehele lichaam geldt:  $\Sigma \delta F_x = 0$ . De krachten op een deel van het object kunnen met formule f8 worden berekend, voor bijvoorbeeld de halve constructie, met  $0 \leq x \leq \frac{1}{2} b$ , geldt:

$$\Sigma \delta F_x \Rightarrow 10 * l * \frac{y^2}{2} \Big|_{y=0}^{y=d} \Rightarrow \Sigma \delta F_x = 10 l d^2/2$$



*Figuur f3: Om het drukingspunt te bepalen wordt het onder water liggend object opgedeeld in partjes met een breedte dx en een diepte y. Op ieder partje werkt een opwaartse kracht. De opwaartse kracht op een partje grijpt aan in het zwaartepunt van het partje op een afstand  $\frac{1}{2} y$  van de waterspiegel.*

Om het drukingspunt te bepalen wordt het ondergedompelde object, afgebeeld in figuur f3, opgedeeld in partjes met diepte y en breedte dx. Op een partje van het ondergedompelde object grijpt een oprijvende kracht aan. Het aangrijpingspunt van deze kracht ligt in het zwaartepunt van het stukje op een afstand  $y/2$  onder de waterspiegel. Het aangrijpingspunt van de oprijvende kracht op het gehele volume, het zogenaamde drukingspunt, wordt berekend met:

$$dr = \frac{\Sigma \delta F_y * \frac{1}{2} y}{\Sigma \delta F_y} \quad \text{voor } 0 \leq x \leq b$$

Substitueer in de bovenstaande formule  $\Sigma \delta F_y$  berekend met (f7):

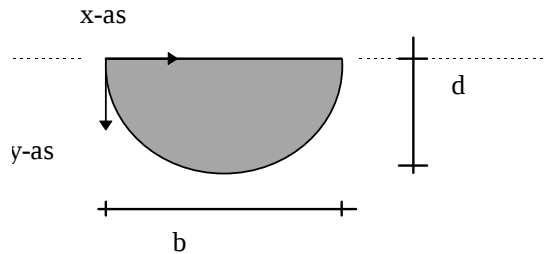
$$dr = \frac{10 * l \int \frac{1}{2} y^2 \, dx}{10 * l \int y \, dx} \quad \text{voor } 0 \leq x \leq b \quad (f8)$$

### Berekening van het drukingspunt

Met behulp van de afgeleide formules wordt het drukpunt bepaald voor een object met een doorsnede beschreven met een sinus. De X-as wordt geplaatst op de waterlijn. Het oppervlak wordt beschreven met de vergelijking:

$$y = d * \sin (\pi x/b) \quad (f9)$$

Figuur f4: het oppervlak van het object wordt beschreven met een sinus.



Het drukingspunt wordt gevonden met formule

(f8):

$$dr = \frac{10 * d^2 \int \frac{1}{2} \sin^2(\pi x/b) dx}{10 * d \int \sin(\pi x/b) dx} \quad \text{voor } 0 \leq x \leq b$$

Ten behoeve van de integratie wordt in de formule een variabele u ingevoerd:  $u = \pi x/b$ .

$$dr = \frac{10 * d^2 * b/\pi \int \frac{1}{2} \sin^2(u) du}{10 * d * b/\pi \int \sin(u) du} \quad \text{voor } 0 \leq u \leq \pi$$

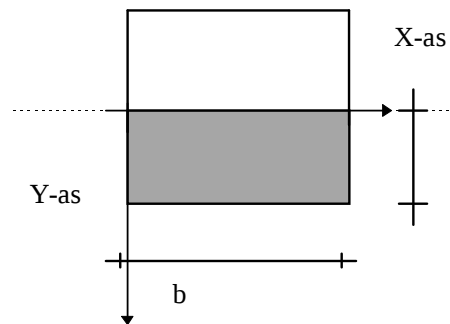
Uit de goniometrie is bekend dat  $\sin^2(u) \Rightarrow \frac{1}{2} (1 - \cos(2u))$ .  
Oftewel:

$$\int \sin^2(u) du \Rightarrow \frac{1}{2} \int du - \frac{1}{2} \int (\cos(2u) d(\frac{1}{2} * 2u))$$

$$\int \sin^2(u) du \Rightarrow \frac{1}{2} u \Big|_{u=0}^{u=\pi} - \frac{1}{2} * \frac{1}{2} (\sin(2u)) \Big|_{u=0}^{u=\pi}$$

Het drukingspunt volgt dan uit:

$$dr = \frac{\frac{1}{2} d * (\frac{1}{2} u) \Big|_{u=0}^{u=\pi}}{\cos(u) \Big|_{u=0}^{u=\pi}} \Rightarrow dr = d \pi/8$$



Figuur f5: het drukingspunt voor een rechthoekig volume

Gegeven een ponton met een rechthoekige dwarsdoorsnede. Het onder water gelegen deel van het volume heeft een lengte l, een breedte b en een diepte d. De X-as wordt geplaatst op de waterspiegel. De doorsnede kan nu worden beschreven met de vergelijking  $y = d$ , voor  $0 \leq x \leq b$ .

Het drukingspunt wordt vervolgens berekend met formule (f8):

$$dr = \frac{10 * l \int \frac{1}{2} d^2 dx}{10 * l * d * b} \quad \text{voor } 0 \leq x \leq b$$

$$10 * l * d * b$$

$$dr = \frac{10 * l * \frac{1}{2} d^2 x \Big|_{x=0}^{x=b}}{10 * l * d * b} \Rightarrow dr = \frac{1}{2} d$$

## Bijlage G: Het metacenterpunt

In de scheepsbouw is het gebruikelijk om de stabiliteit te controleren met behulp van het metacenterpunt, dit is het snijpunt van de resultante van de opwaartse kracht met de verticale symmetrie-as van het ponton. De afstand van het metacenterpunt tot het aangrijpingspunt van de opwaartse belasting, het zogenoemde drukingspunt, kan worden berekend met de formule van Scribanti:

$$md = \frac{I}{V} (1 + \frac{1}{2} \tan^2 \alpha) \quad (g1)$$

I = het kwadratisch oppervlaktemoment van de doorsnede door de waterlijn;  
V = volume van het onderwater gelegen deel van het ponton;

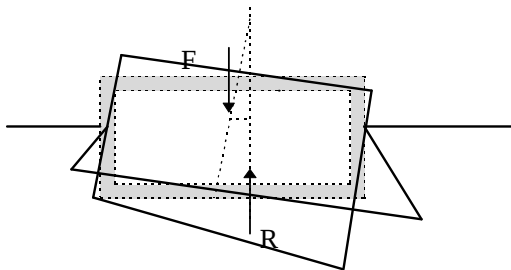
De formule van Scribanti mag alleen gebruikt worden als de constructie ter plaatse van de waterlijn niet sterk verandert. Bij een hellingshoek waarbij het dek onderwater komt of de kiel uit het water komt mag deze formule niet gebruikt worden.

Voor een rechthoekig object met een lengte l, een breedte b en een diepgang d is het kwadratisch oppervlaktemoment van de doorsnede over de waterlijn en het volume te berekenen met:  $I = l * b^3 / 12$  en  $V = b * d * l$ . De afstand van het metacenterpunt tot het drukingspunt is dan gelijk aan:

$$md = \frac{l * b^3 (1 + \frac{1}{2} \tan^2 \alpha)}{12 * b * d * l} \quad (g2)$$

Voor kleine hellingen,  $\alpha < 10^\circ$ , kan formule g1 benaderd worden met  $md = I/V$ , voor een rechthoekig ponton kan het metacenterpunt tot het drukingspunt dan berekend worden met:

$$md = \frac{b^2}{12 * d} \quad (g3)$$



*Figuur g1: het ponton roteert over een hoek  $\alpha$ .  
De verticale kracht en de oprijvende kracht  
vormen een oprichtend moment.*

In eerste instantie is het ponton in evenwicht, de verticale belasting en de oprijvende kracht zijn gelijk en de werklijnen van de krachten vallen samen. Door een kleine hoekverdraaiing wordt het evenwicht verstoord. De verticale kracht en de oprijvende kracht vormen een oprichtend moment. Dit moment is gelijk aan het produkt van de oprijvende kracht en de afstand tussen de werklijnen van de oprijvende kracht en de verticale belasting.

De afstand tussen de werklijnen van de verticale kracht en de oprijvende kracht is na een rotatie over een kleine hoek  $\alpha$  gelijk aan:  $x * \sin \alpha$ , x is de afstand van het metacenterpunt tot het aangrijpingspunt van de verticale belasting. Oftewel:  $x = md + d - dr - a$ .

Met:

- md is de afstand van het metacenterpunt tot het drukingspunt;
- d is de diepgang;
- dr is de afstand van het drukingspunt tot de waterlijn
- a is de afstand van het aangrijpingspunt van de belasting tot de kiel;

Het opneembaar moment is dan gelijk aan:

$$M = F * \sin \alpha * (md + d - dr - a) \quad (g4)$$

Het drukkingpunt valt samen met het volumezwaartepunt van de verplaatste hoeveelheid water. Voor een rechthoekig volume ligt het drukkingpunt op een afstand  $\frac{1}{2} d$  van de kiel, oftewel:  $d - dr = \frac{1}{2} d$ . Met formule (g2) wordt dan voor een rechthoekig volume gevonden:

$$M = F * \sin \alpha * \left( \frac{b^2}{12 * d} + \frac{b^2 \tan^2 \alpha}{24 * d} + \frac{1}{2} d - a \right) \quad (g5)$$

Vergelijk nu dit opneembaar moment, berekend met het megacenterpunt, met het opneembaar moment als berekend in bijlage B voor het rechthoekig ponton. In deze bijlage werd afgeleid dat de opdrijvende kracht een oprichtend moment op de kiel levert ter grootte van (b11):

$$M = F \sin \alpha \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right)$$

Het oprichtend moment wordt gereduceerd door het moment veroorzaakt door de verplaatsing van de verticale belasting. De verplaatsing van de verticale belasting geeft een moment:

$$M = F * a * \sin \alpha \quad (g6)$$

Het oprichtend moment, berekend ten opzichte van het midden van de kiel, is dan gelijk aan:

$$M = F \sin \alpha \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right) - F * a * \sin \alpha \quad (g7)$$

Oftewel:

$$M = F \sin \alpha \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} - a \right) \quad (g8)$$

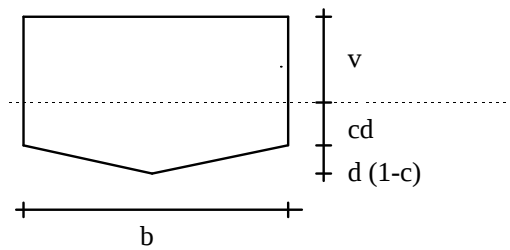
De formules (g5) en (g8) zijn identiek, zodat de berekening van het oprichtend moment met de waterdrukken overeenkomt met de in de scheepsbouwkunde gebruikte methode.

De afstand van het metacenterpunt tot de kiel is een belangrijk ontwerp aspect. Het ponton slaat om als de verticale belasting aangrijpt boven dit punt. Het ponton is alleen stabiel als de afstand van het aangrijpingspunt van de verticale belasting,  $a$ , kleiner is dan de afstand van het metacenterpunt tot de kiel,  $mc$ , zodat geldt  $a < mc$ . De afstand van het metacenterpunt tot de kiel wordt berekend met:

$$mc = \left( \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d + \frac{b^2 (\tan \alpha)^2}{24 d} \right)$$

### Berekening van het metacenterpunt voor een niet rechthoekig drijflichaam

Een ponton kan ook worden uitgevoerd met een puntig of een rond drijflichaam. Voor een ponton met verticale zijvlakken en een schuin verlopende onderzijde wordt het drukkingpunt en het metacenterpunt berekend. Stel dat de verticale zijden over en diepte  $cd$  in het water steken, zodat de schuin verlopende bodem ligt op een diepte  $cd$  ter plaatse van de zijkanen en een diepte  $d$  in het midden van de kiel. In principe kan de factor  $c$  variëren van  $c = 0$  tot  $c = 1$ .



Figuur g2: ponton met spitse kiel.

Een ponton met een breedte  $b$  en een lengte  $l$  wordt uitgevoerd met een schuin verlopende kiel,  $d$  is de maximale diepgang,  $v$  is het vrijboord. De bodem ligt aan de zijkanten op een diepte  $cd$  en in het midden op een diepte  $d$  onder de waterspiegel. De factor  $c$  varieert van  $c = 0$  tot  $c = 1$ .

Het volume van het onderwater gelegen deel van het ponton volgt uit:

$$V = l (b \cdot d/2 + cd \cdot b/2) \Rightarrow V = l \cdot b \cdot d (1/2 + c/2) \quad (g9)$$

De afstand van het metacenterpunt tot het aangrijpingspunt van de opwaartse belasting, het zogenaamde drukingspunt, kan worden berekend met de formule van Scribanti (g1) die voor kleine hoekverdraaiingen vereenvoudigd kan worden tot:  $md = \frac{I}{V}$  (g10)

$I$  is het kwadratisch oppervlaktemoment van de doorsnede door de waterlijn. Voor een rechthoekige doorsnede is deze te berekenen met  $I = l \cdot b^3/12$ . Substitueer nu  $U$  en  $V$  in formule (g10):

$$md = \frac{l \cdot b^3}{12 \cdot l \cdot b \cdot d (1 + c)/2}$$

$$\text{Deze formule kan worden vereenvoudigd tot: } md = \frac{b^2}{6 d (1 + c)} \quad (g11)$$

Het drukingspunt valt samen met het volumezwaartepunt van de verplaatste hoeveelheid water. Voor het gegeven volume ligt het drukingspunt op een afstand  $(d-dr)$  van de kiel:

$$(d-dr) = \frac{\frac{1}{2} b d^2 - \frac{1}{2} b d^2 (1-c)^2 / 3}{\frac{1}{2} b \cdot d (1+c)}$$

$$\text{Deze vergelijking kan worden vereenvoudigd tot: } (d-dr) = \frac{2 d (1 + c - c^2/2)}{3 (1+c)} \quad (g13)$$

De afstand van het metacenterpunt tot de kiel is dan:

$$mc = \frac{b^2}{6 d (1 + c)} + \frac{2 d (1 + c - c^2/2)}{3 (1+c)} \quad (g14)$$

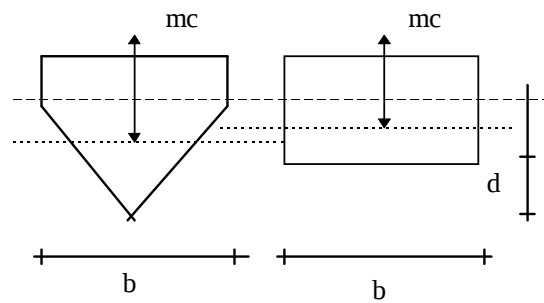
Voor een ponton met een spitse kiel die de waterspiegel raakt, zodat geldt met  $c = 0$ , wordt de afstand van het metacenterpunt tot de kiel:

$$mc = \frac{b^2}{6 d (1 + 0)} + \frac{2 d (1 + 0 - 0^2/2)}{3 (1+0)} \Rightarrow mc = \frac{2 b^2}{12 d} + \frac{2d}{3}$$

Voor een ponton met een vlakke bodem, oftewel met  $c = 1$ , is de afstand van het metacenterpunt tot de kiel gelijk aan:

$$mc = \frac{b^2}{6 d (1 + 1)} + \frac{2 d (1 + 1 - 1^2/2)}{3 (1+1)} \Rightarrow mc = \frac{b^2}{12 d} + \frac{1}{2} d$$

Bij het vergelijken van de bovenstaande waarden voor  $mc$  dient men te bedenken dat bij gelijke belasting de diepgang van het ponton met de spitse bodem een factor twee groter is dan de diepgang van het ponton met een vlakke kiel.



*figuur g3: vergelijking van het metacenterpunt van een ponton met spitse kiel en een ponton met vlakke kiel. Het drukkingspunt van het ponton met de spitse kiel ligt iets lager dan het drukkingspunt van het ponton met de vlakke bodem, hetgeen voor de stabiliteit gunstig is.*