

Polski Rejestr Statków

PRZEPISY

PUBLIKACJA NR 18/P

**ANALIZA STREFOWEJ WYTRZYMAŁOŚCI
KADŁUBA MASOWCA**

1995

**(Tekst ujednolicony zawierający
Zmiany Nr 1/2010,
stan na 1 marca 2010 r.)**

Publikacje P (Przepisowe) wydawane przez Polski Rejestr Statków są uzupełnieniem lub rozszerzeniem Przepisów i stanowią wymagania obowiązujące tam, gdzie mają zastosowanie.



GDĄŃSK

Publikacja PRS Nr 18/P „Analiza strefowej wytrzymałości kadłuba masowca” – 1995 stanowi rozszerzenie wymagań części II – „Kadłub” Przepisów klasyfikacji i budowy statków morskich – 1995.

Publikacja ta została zatwierdzona przez Dyrektora Naczelnego PRS w dniu 22 listopada 1995 r. Zarządzeniem nr 31-P i wchodzi w życie z dniem 1 czerwca 1996 r.

Niniejsza Publikacja zastępuje publikację o tym samym numerze i tytule z 1986 r.

© Copyright by Polski Rejestr Statków, 1995

SPIS TREŚCI

	str.
1 Informacje ogólne	5
1.1 Wprowadzenie	5
1.2 Określenia	5
2 Stany obciążenia	7
2.1 Zasady ogólne	7
2.2 SO1 – balast wodny lub ładunek płynny w ładowni, sąsiednia ładownia pusta	7
2.3 SO2 – balast wodny lub ładunek płynny w ładowni, statek przechylony	8
2.4 SO3 – balast wodny w zbiornikach obłowych i szczytowych	9
2.5 SO4 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta	9
2.6 SO5 – ładunek lekki, sąsiednia ładownia pusta	10
2.7 SO6 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta, statek w porcie	11
2.8 SO7 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta. Wymagania minimalne	12
2.9 SO8 – ładunek ciężki w sąsiadujących ładowniach. Wymagania minimalne	12
2.10 SO9 – ładunek płynny, sąsiednia ładownia pusta, statek częściowo załadowany	12
3 Modelowanie konstrukcji	13
3.1 Zasady ogólne	13
3.2 Modelowanie grodzi poprzecznej (model „A”)	17
3.3 Modelowanie burty (model „B”)	19
3.4 Modelowanie dna podwójnego (model „C”)	22
4 Analiza naprężeń	27
4.1 Zasady ogólne	27
4.2 Wytrzymałość tunelu rurociągów	28
4.3 Wytrzymałość dna podwójnego pod cokołem grodzi poprzecznej	30
4.4 Wytrzymałość na ścinanie środków wiązarów z otworami i wycięciami	31
4.5 Wytrzymałość grodzi poprzecznej	33
4.6 Dodatkowa analiza wytrzymałościowa masowców z dużymi lukami	35

1 INFORMACJE OGÓLNE

1.1 Zastosowanie

1.1.1 Wymagania niniejszej *Publikacji* mają zastosowanie do oceny wytrzymałości strefowej kadłuba masowców o długości obliczeniowej $L_0 < 90$ m.

W przypadku statków o długości obliczeniowej $L_0 \geq 90$ m należy zastosować wymagania określone w Publication No. 84/P – Requirements Concerning the Construction and Strength of the Hull and Hull Equipment of Sea-going Bulk Carriers of 90 m in Length and above.

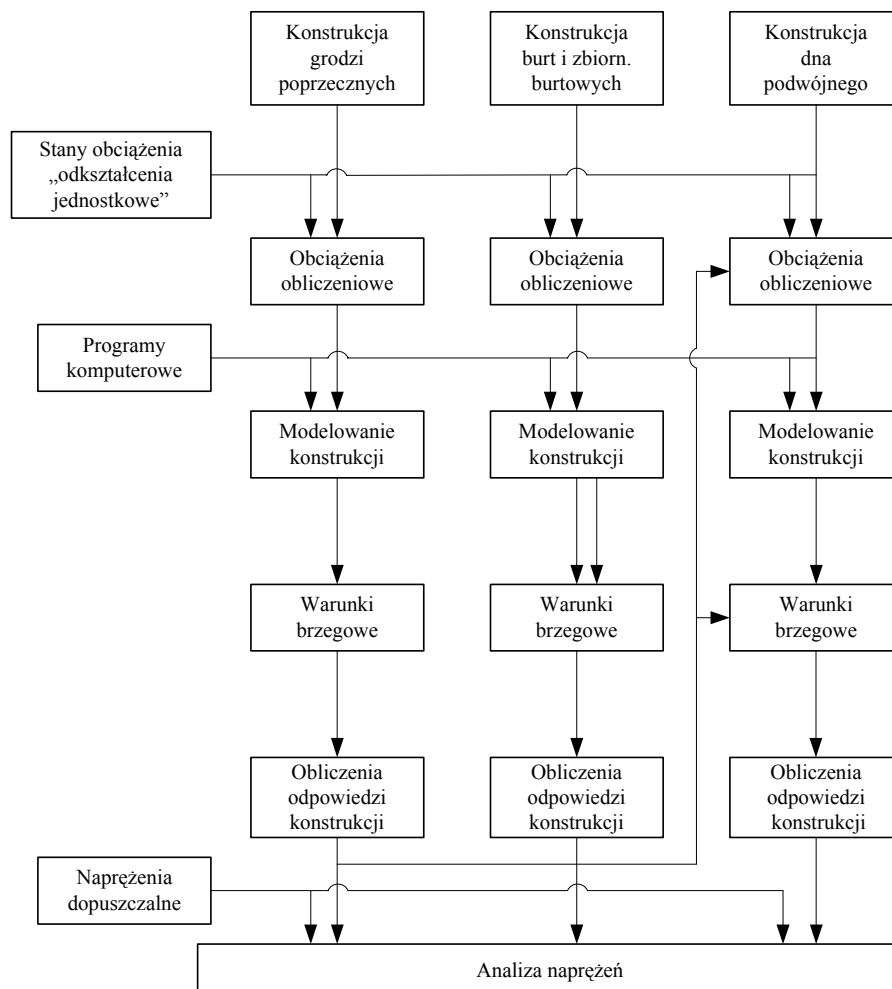
1.1.2 Zasady ogólne

1.1.2.1 Wymagania niniejszej *Publikacji* opierają się na założeniu, że w obliczeniach stosowane są dwuwymiarowe modele MES, w formie ram i rusztów.

Stosowane programy komputerowe powinny uwzględniać odkształcenia elementów skończonych wywołane zginaniem, ścinaniem, rozciąganiem lub ściskaniem oraz skręcaniem.

Przebieg obliczeń w przypadku masowca z profilowanymi grodziami poprzecznymi o pionowym układzie profili i z cokołami przy dnie wewnętrznym pokazano na rys. 1.1.2.1.

W przypadku grodzi bez cokołów ich oddziaływanie na konstrukcję dna podwójnego oraz analiza naprężeń w konstrukcji grodzi mogą być wykonane z zastosowaniem prostego modelu belki.



Rys. 1.1.2.1. Schemat analizy wytrzymałości strefowej kadłuba masowca

1.1.2.2 Zamiast obliczeń wg wymagań podanych w 1.1.2.1 można wykonać równoważne obliczenia z zastosowaniem modelu ramy przestrzennej złożonej z wiązarów dna, burty i grodzi poprzecznej.

Należy przy tym zastosować wymagania rozdziałów 2 i 4 oraz wymagania rozdziału 3 – w takim zakresie, w jakim ma to zastosowanie.

1.1.2.3 Zamiast obliczeń wg wymagań podanych w 1.1.2.1 zalecane jest wykonanie analizy wytrzymałości strefowej kadłuba masowca z zastosowaniem powłokowo-prętowego modelu MES, spełniającego ogólne wymagania określone w rozdziale 14 z Części II – Kadłub, Przepisów klasyfikacji i budowy statków morskich.

Zasięg modelu MES, warunki brzegowe i obciążenie powinny spełniać wymagania niniejszej Publikacji.

Wartość naprężeń dopuszczalnych należy przyjąć wg rozdziału 14 z Części II – Kadłub. Przy sprawdzaniu stateczności elementów konstrukcji należy zastosować wymagania punktu 4.1.2 z niniejszej Publikacji.

1.2 Określenia

1.2.1 W niniejszej Publikacji przyjęto określenia zgodne na ogół z podanymi w Przepisach.

1.2.2 Oznaczenia

Poniżej podano zestawienie częściściej występujących oznaczeń; oznaczenia nie wymienione będą objaśniane przy odpowiednich wzorach i rysunkach.

L_0 – długość obliczeniowa statku, [m];	} szczegółowe objaśnienia – Część II – Kadłub
B – szerokość statku, [m];	
H – wysokość statku, [m];	
T – zanurzenie, [m];	
δ – współczynnik pełnotliwości kadłuba;	
E – moduł sprężystości podłużnej (Younga) (dla stali można przyjmować $E=2,06 \cdot 10^5$, [MPa]);	} szczegółowe określenia – Część II – Kadłub
g – standardowe przyspieszenie ziemskie, o wartości 9,807 m/s ² ;	
v – maksymalna prędkość eksploatacyjna statku przy zanurzeniu T, [węzły];	
C_w – współczynnik falowy;	
a_v – wypadkowe przyspieszenie pionowe, [m/s ²];	
a_T – wypadkowe przyspieszenie poprzeczne, [m/s ²];	
Φ_A – amplituda kołysań, [radiany];	
Θ_A – amplituda kiwania, [radiany];	
Q – współczynnik załadowania, [t/m ³];	

$$Q = \frac{\text{dopuszczalne obciążenie ładunkiem ładowni lub zbiornika [t]}}{\text{objętość ładowni lub zbiornika [m}^3\text{]}}$$

należy przyjmować:

$Q \geq 0,875 \text{ t/m}^3$ dla statków mających w symbolu klasy znak ZM, oraz

$Q = 1,025$ dla ładunku ropy i dla wody balastowej;

γ – kąt usypu ładunku, [stopnie]:

$\gamma = 35^\circ$ dla rudy;

$\gamma = 25^\circ$ dla cementu o gęstości $Q = 1,35 \text{ t/m}^3$;

$\gamma = 20^\circ$ dla lekkich ładunków masowych (węgiel, zboże);

h_0 – wysokość obciążenia, [m]; jest to pionowa odległość od punktu przyłożenia obciążenia do szczytu ładowni (z uwzględnieniem zrębny luku) lub szczytu zbiornika albo do górnego końca odpowietrzenia – zgodnie z informacją podaną pod każdym wzorem lub rysunkiem.

1.2.3 Jednostki stosowane w niniejszej *Publikacji*

W niniejszej *Publikacji* przyjęto jednostki Międzynarodowego Układu Jednostek Miar (SI) oraz jednostki spoza tego układu dopuszczone przejściowo do stosowania.

W ramach układu SI przyjęto następujące jednostki dla ważniejszych wielkości:

masa	–	tona [t];
długość	–	centymetr [cm] lub metr [m];
kąt	–	radian [rad];
czas	–	sekunda [s];
siła	–	niuton [N] lub kiloniuton [kN];
ciśnienie	–	kilopaskal [kPa];
napężenie	–	megapaskal [MPa]

2 STANY OBCIĄŻENIA

2.1 Zasady ogólne

2.1.1 Informacje wstępne

Ociążenia obliczeniowe, które należy przyjmować dla poszczególnych konstrukcji mogą być wyznaczane ze stanów obciążenia podanych w niniejszym rozdziale.

W przypadku części konstrukcji, dla których pewne stany obciążenia decydują w sposób oczywisty o ich wymiarowaniu, można na ogół nie rozpatrywać innych standardowych lub dodatkowych stanów obciążenia. W zależności od przyjętej metody obliczeniowej może jednak okazać się konieczne wykonanie obliczeń dla pominiętych stanów obciążenia, w celu określenia warunków brzegowych dla innych części konstrukcji, gdzie stany te mogą decydować o ich wymiarowaniu.

2.1.2 Dobór stanów obciążenia

Stany obciążenia SO1, SO2, SO3 dotyczą statku pod balastem.

Stany obciążenia SO4, SO5, SO6 dotyczą w zasadzie masowca załadowanego rudą, posiadającego w symbolu klasy dodatkowy znak **HC/E**.

Stany obciążenia SO7 i SO8 dotyczą statku załadowanego ładunkiem ciężkim (ewentualnie o nierównomiernym rozłożeniu) i powinny być w zasadzie rozpatrywane dla statków z dodatkowym znakiem **HC/ALT** w symbolu klasy. W przypadku masowców z dodatkowym znakiem **HC/E**, przystosowanych do przewozu ładunku ciężkiego, konieczne jest rozpatrzenie stanu SO8.

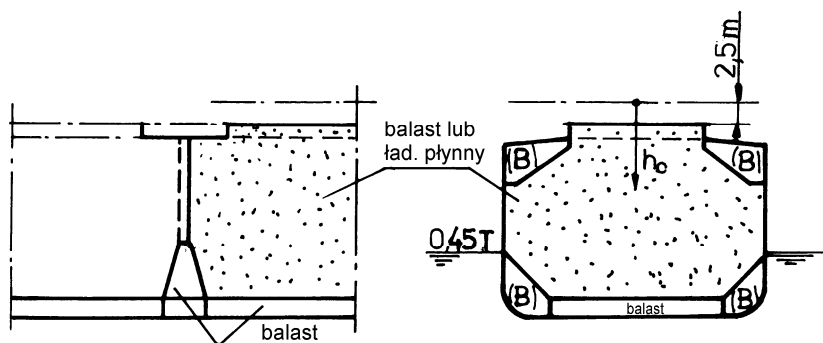
Stan obciążenia SO9 należy wykorzystać do dodatkowego sprawdzenia konstrukcji roporudomasowców (statki OBO) po uwzględnieniu odpowiednich stanów wymienionych powyżej.

2.1.3 Dodatkowe stany obciążenia

Dla statków o nietypowym kształcie kadłuba oraz statków przewożących ładunki specjalne lub ładunki o szczególnym rozmieszczeniu może być wymagane rozpatrywanie dodatkowych stanów obciążenia.

2.2 SO1 – balast wodny lub ładunek płynny w ładowni, sąsiednia ładownia pusta

2.2.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.2.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji dna podwójnego i grodzi poprzecznej. Na statkach ze znakiem **HC/ALT** w symbolu klasy stan ten może decydować o wymiarowaniu poszycia dna ze względu na wyboczenie, w przypadku gdy rozpatrywana ładownia przy pełnym zanurzeniu może być pusta.



Rys. 2.2.1. Stan obciążenia SO1

2.2.2 Obciążenia od ładunku płynnego (balastu)

Wewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem wody balastowej lub ładunku płynnego należy określać ze wzoru:

$$p_w = 10h_0 \quad [\text{kPa}] \quad (2.2.2)$$

h_0 – wysokość naporu cieczy, mierzona od poziomu 2,5m nad najwyższym punktem zbiornika (ładowni) w dół.

2.2.3 Obciążenia od działania morza

Zewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem morza należy określać dla zanurzenia $0,45T$, bez uwzględnienia obciążeń dynamicznych.

Na poziomie płaszczyzny podstawowej:

$$p_z = 4,5T \quad [\text{kPa}] \quad (2.2.3)$$

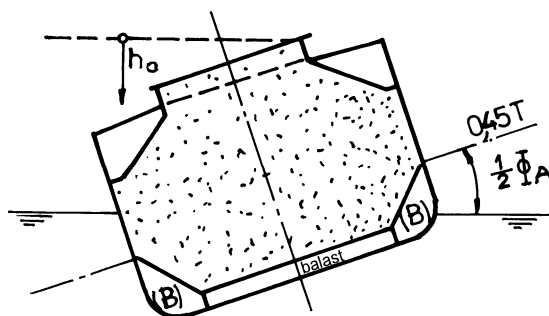
Zanurzenie balastowe można przyjmować inaczej, zgodnie z rzeczywistym stanem balastowym.

2.2.4 Zbiorniki balastowe w dnie podwójnym

Przyjmuje się, że zbiorniki balastowe w dnie podwójnym są wypełnione pod ładowniami, w których znajduje się balast.

2.3 SO2 – balast wodny lub ładunek płynny w ładowni, statek przechylony

2.3.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.3.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji zbiorników szczytowych, jeżeli są one puste. Jeżeli zbiorniki szczytowe są zapełnione, to stan ten na ogół nie jest istotny przy wymiarowaniu.



Rys. 2.3.1. Stan obciążenia SO2

2.3.2 Obciążenia wywołane ładunkiem płynnym (balastem)

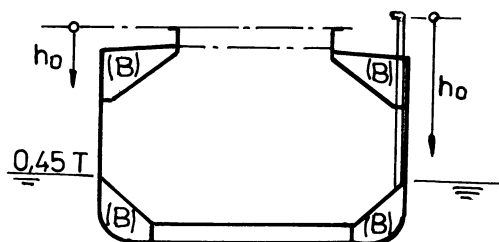
Wewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem wody balastowej lub ładunku płynnego należy określać ze wzoru 2.2.2, przy czym wysokość h_0 należy mierzyć od najwyższego punktu zbiornika przy amplitudzie kołysania $0,5\Phi_A$ (patrz Część II – Kadłub).

2.3.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem morza należy określać ze wzoru 2.2.3 przy zanurzeniu $0,45T$, mierzonym w płaszczyźnie symetrii statku przy amplitudzie kołysania $0,5\Phi_A$ i bez uwzględnienia obciążeń dynamicznych. Zanurzenie balastowe można przyjmować zgodnie z rzeczywistym stanem balastowym.

2.4 SO3 – balast wodny w zbiornikach obłowych i szczytowych

2.4.1 Stan przedstawiono na rys. 2.4.1; może on decydować o wymiarowaniu zbiorników obłowych i szczytowych.



Rys. 2.4.1. Stan obciążenia SO3

2.4.2 Obciążenia wywołane balastem wodnym

2.4.2.1 Wewnętrzne ciśnienia w zbiornikach szczytowych wywołane działaniem wody balastowej należy określać ze wzoru 2.2.2, przyjmując h_0 mierzone od poziomu 2,5m nad najwyższym punktem zbiornika szczytowego.

2.4.2.2 Wewnętrzne ciśnienie w zbiornikach obłowych wywołane działaniem wody balastowej należy określać ze wzoru:

$$p_w = 6,7h_0 \text{ [kPa]} \quad (2.4.2.2)$$

(h_0 – należy mierzyć od najwyższego punktu rur odpowietrzających).

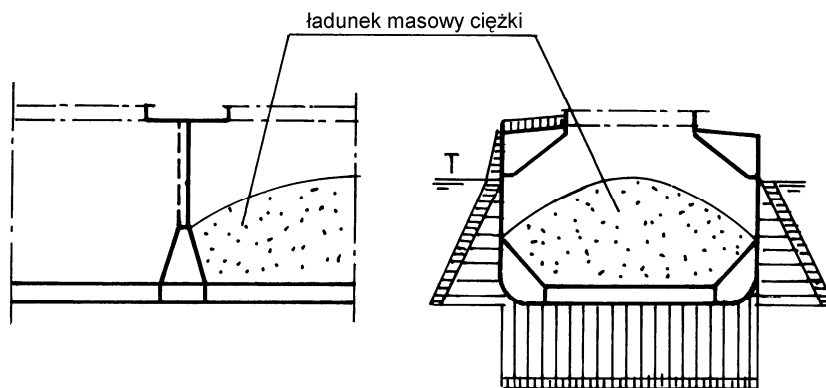
2.4.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienia wywołane działaniem morza nie mają w tym stanie obciążenia istotnego znaczenia. Można przyjmować wartości obliczane zgodnie z 2.2.3.

2.5 SO4 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta

2.5.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.5.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji dna podwójnego w ładowniach z ładunkiem ciężkim i w ładowniach pustych.

Uwaga: Określenie „ładunek ciężki” oznacza rudę (koncentrat rudy) lub inny ładunek masowy, który nie zajmuje pełnej objętości ładowni, załadowanej do pełnego dopuszczalnego obciążenia. Oznacza to, że gęstość ładunku jest większa od współczynnika załadowania statku. W konsekwencji tylko dolne części konstrukcji ładowni są obciążone tym ładunkiem.



Rys 2.5.1. Stan obciążenia SO4

2.5.2 Obciążenia wywołane ładunkiem masowym

Wewnętrzne ciśnienie obliczeniowe od działania ciężkiego ładunku należy określać ze wzoru:

$$p = Q h_0 K(g + 0,5a_v) \quad [\text{kPa}] \quad (2.5.2-1)$$

$$K = \sin^2 (\alpha - \beta) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\gamma}{2} \right) + \cos^2 (\alpha - \beta) \quad (2.5.2-2)$$

α – kąt pomiędzy rozpatrywanym poszyciem a płaszczyzną poziomą, [stopnie];

$\beta = \frac{90}{\pi} \Phi_A$, [stopnie] – dla poszyc wzdłużnych;

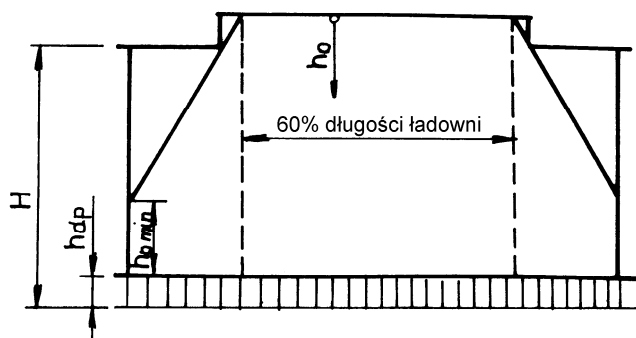
$\beta = \frac{90}{\pi} \Theta_A$ [stopnie] – dla poszyc poprzecznych;

wartość $(\alpha - \beta)$ należy przyjmować nie mniejszą niż zero;

dla poszyc poziomych (dno wewnętrzne) $K = 1$;

h_0 – wysokość obciążenia, [m], mierzona od najwyższego punktu ładowni z uwzględnieniem zębniicy łuku; tak obliczona wartość obowiązuje w środkowej części ładowni (60% długości i szerokości ładowni), poza tym rejonem zmniejsza się ona liniowo do wartości minimalnych przy burtach i grodziach poprzecznych.

Wartość minimalna $h_{0\min} = 0,3(H - h_{dp})$ (patrz rys. 2.5.2).



Rys. 2.5.2. Wysokość obliczeniowa h_0 dla stanu SO4

2.5.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem morza należy określać dla pełnego zanurzenia z uwzględnieniem składowych dynamicznych, według wzorów podanych w *Części II – Kadłub*.

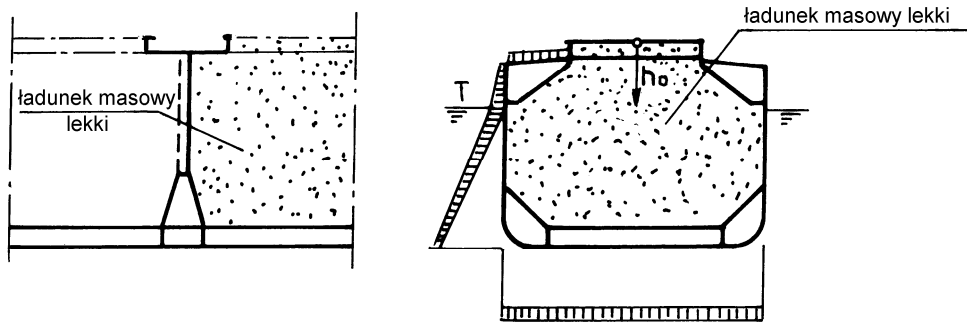
Przyjęte do obliczeń wartości ciśnień nie powinny być mniejsze od podanych niżej:

- dla burt: 10 kPa,
- dla pokładu otwartego w rejonie dziobowym ($x > 0,4L_0$): 15 kPa,
- dla pokładu otwartego w pozostałym rejonie: 5 kPa.

2.6 SO5 – ładunek lekki, sąsiednia ładownia pusta

2.6.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.6.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji dna podwójnego w ładowniach z ładunkiem oraz w ładowniach pustych.

Uwaga: Określenie „ładunek lekki” oznacza rudę lub inny ładunek masowy, który zajmuje całą objętość ładowni, załadowanej do jej największego, dopuszczalnego obciążenia; oznacza to, że współczynnik załadowania jest równy gęstości ładunku. W związku z tym obciążenie od ładunku działa na całej wysokości ładowni.



Rys. 2.6.1 Stan obciążenia SO5. Ładunek masowy lekki

2.6.2 Obciążenia wywołane ładunkiem masowym

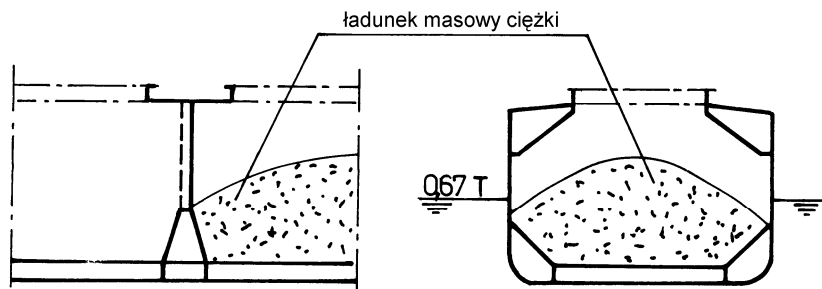
Wewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem ładunku lekkiego należy określać ze wzoru 2.5.2-1, przyjmując h_0 mierzone do najwyższego punktu ładowni (z uwzględnieniem zębownicy łuku).

2.6.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem morza należy określać zgodnie z wymaganiami podanymi w 2.5.3.

2.7 SO6 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta, statek w porcie

2.7.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.7.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji dna podwójnego w ładowni z ładunkiem rudy.



Rys. 2.7.1. Stan obciążenia SO6. Ładunek masowy ciężki

2.7.2 Obciążenie wywołane ładunkiem masowym

Wewnętrzne obciążenia obliczeniowe wywołane działaniem ładunku ciężkiego należy określać ze wzoru:

$$p_w = Q g K_1 h_0 \text{ [kPa]} \quad (2.7.2)$$

$$K_1 = \sin^2 \alpha \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\gamma}{2} \right) + \cos^2 \alpha$$

α , h_0 – mierzone jak w stanie SO4 – patrz 2.5.2.

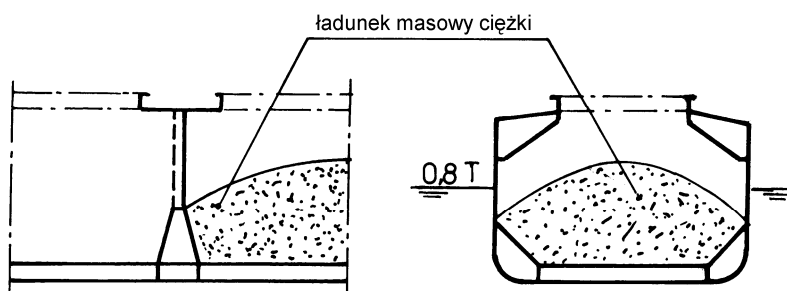
2.7.3 Obciążenie wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie wywołane działaniem morza określa się bez uwzględnienia obciążeń dynamicznych przy zanurzeniu $0,67T$, według wzoru:

$$p_z = 6,7T \text{ [kPa]} \text{ – na poziomie płaszczyzny podstawowej} \quad (2.7.3)$$

2.8 SO7 – ładunek ciężki, sąsiednia ładownia pusta. Wymagania minimalne

2.8.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.8.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji dna podwójnego statku mającego w symbolu klasy dodatkowy znak **HC/ALT** (bez pustych ładowni, przy pełnym zanurzeniu).



Rys. 2.8.1. Stan obciążenia SO7. Ładunek masowy ciężki

2.8.2 Obciążenia wywołane ładunkiem masowym

Wewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem ładunku masowego należy określać jak dla stanu SO6 według wymagań podanych w 2.7.2.

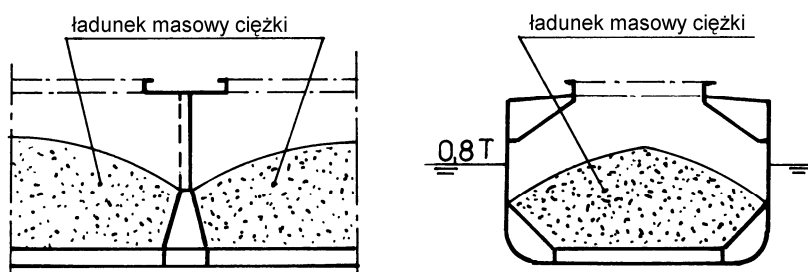
2.8.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem morza należy określać bez uwzględnienia obciążeń dynamicznych, dla zanurzenia $0,8T$, według wzoru:

$$p_z = 8T \text{ [kPa]} - \text{na poziomie płaszczyzny podstawowej} \quad (2.8.3)$$

2.9 SO8 – ładunek ciężki w sąsiadujących ładowniach. Wymagania minimalne

2.9.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.9.1; może on decydować o wymiarowaniu konstrukcji pokładu między lukami ze względu na wyboczenie.



Rys. 2.9.1. Stan obciążenia SO8. Ładunek masowy ciężki

2.9.2 Obciążenie wywołane ładunkiem masowym

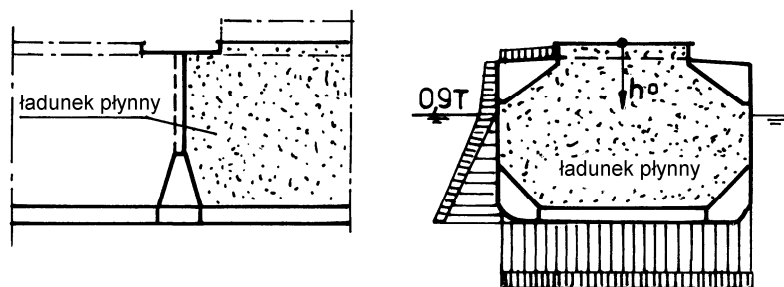
Wewnętrzne ciśnienia obliczeniowe wywołane działaniem ładunku masowego należy określać jak dla stanu SO6, według wymagań podanych w 2.7.2.

2.9.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie obliczeniowe należy określać jak dla stanu SO7 według wymagań podanych w 2.8.3.

2.10 SO9 – ładunek płynny, sąsiednia ładownia pusta, statek częściowo załadowany

2.10.1 Stan ten przedstawiono na rys. 2.10.1; może on decydować o wymiarowaniu poszycia dna zewnętrznego ze względu na wyboczenie w obrębie ładowni pustych, które projektowano jako wypełnione przy pełnym zanurzeniu.



Rys. 2.10.1. Stan obciążenia SO9

2.10.2 Obciążenia wywołane ładunkiem płynnym

Wewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem ładunku płynnego należy określać ze wzoru:

$$p_w = Q h_0 (g + 0,5a_v) \text{ [kPa]} \quad (2.10.2)$$

(h_0 – należy mierzyć do najwyższego punktu zbiornika).

2.10.3 Obciążenia wywołane działaniem morza

Zewnętrzne ciśnienie obliczeniowe wywołane działaniem morza należy określać dla zanurzenia $0,9T$ z uwzględnieniem składowych dynamicznych według wzorów podawanych w *Części II – Kadłub*.

Przyjęte do obliczeń wartości ciśnień nie powinny być mniejsze od podanych niżej:

- dla burt: 10 kPa;
- dla pokładu otwartego w części dziobowej ($x > 0,4L_0$): 15 kPa;
- dla pokładu otwartego w pozostałym rejonie: 5 kPa.

3 MODELOWANIE KONSTRUKCJI

3.1 Zasady ogólne

3.1.1 Modelowanie konstrukcji

Konstrukcja części ładunkowej typowego masowca może być obliczana przy pomocy trzech oddzielnych dwuwymiarowych modeli obliczeniowych:

- | | |
|------------------------------------|---|
| 1 – konstrukcja grodzi poprzecznej | – rama płaska grodzi (model obliczeniowy A). Obciążenia działają w płaszczyźnie modelu obliczeniowego; |
| 2 – konstrukcja burty | – rama wręgowa uwzględniająca zbiornik obłowy i szczytowy (model obliczeniowy B). Obciążenia działają w płaszczyźnie modelu obliczeniowego; |
| 3 – konstrukcja dna | – ruszt dna podwójnego (model obliczeniowy C). Obciążenia działają prostopadle dopłaszczyzny modelu obliczeniowego. |

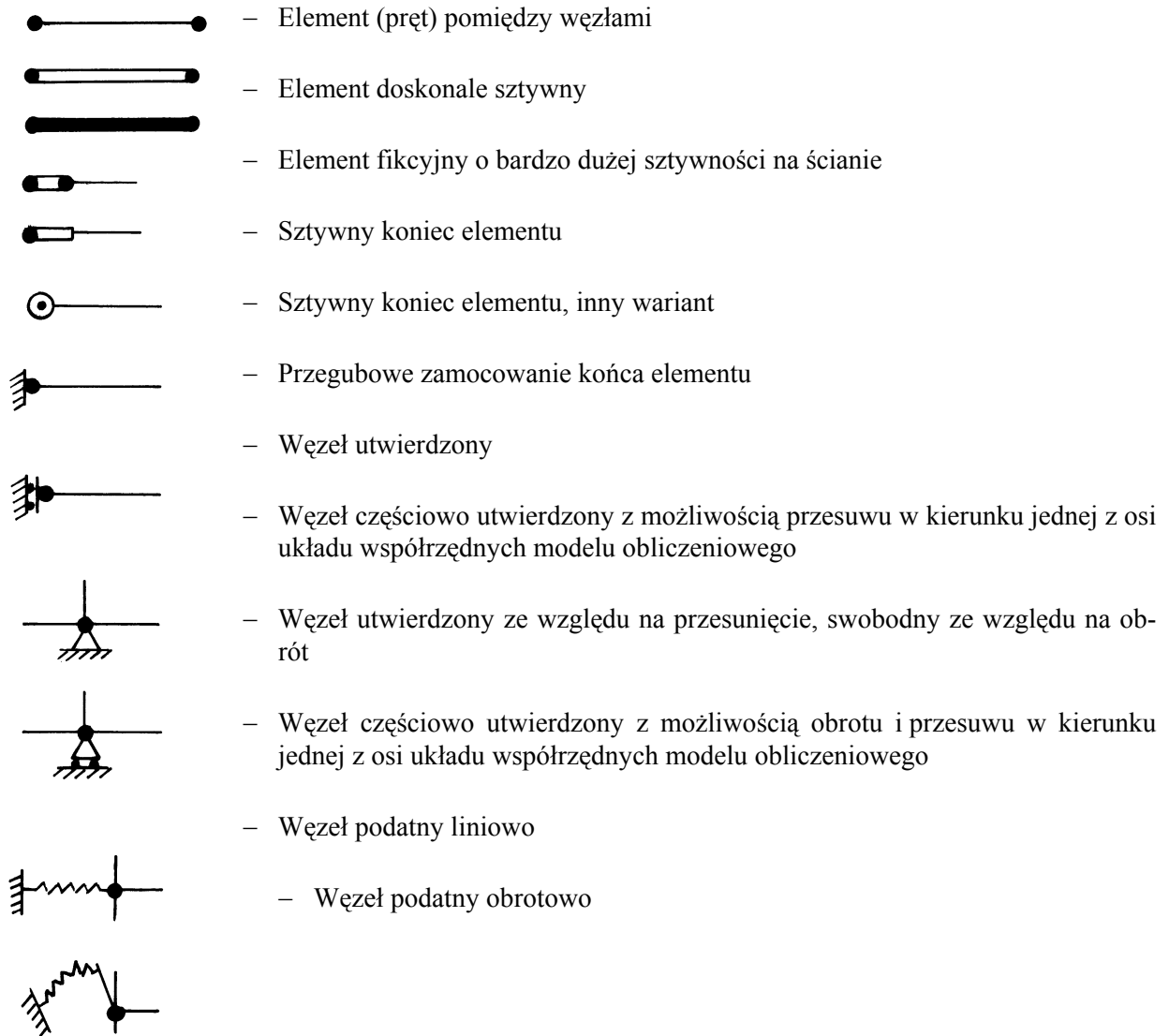
Założenia i technika modelowania są tak dobrane, że liczba stopni swobodnych węzłów brzegowych, wynikająca z oddziaływania sąsiednich konstrukcji, jest ograniczona w każdym modelu do minimum.

3.1.2 Podstawowe założenia modelowania

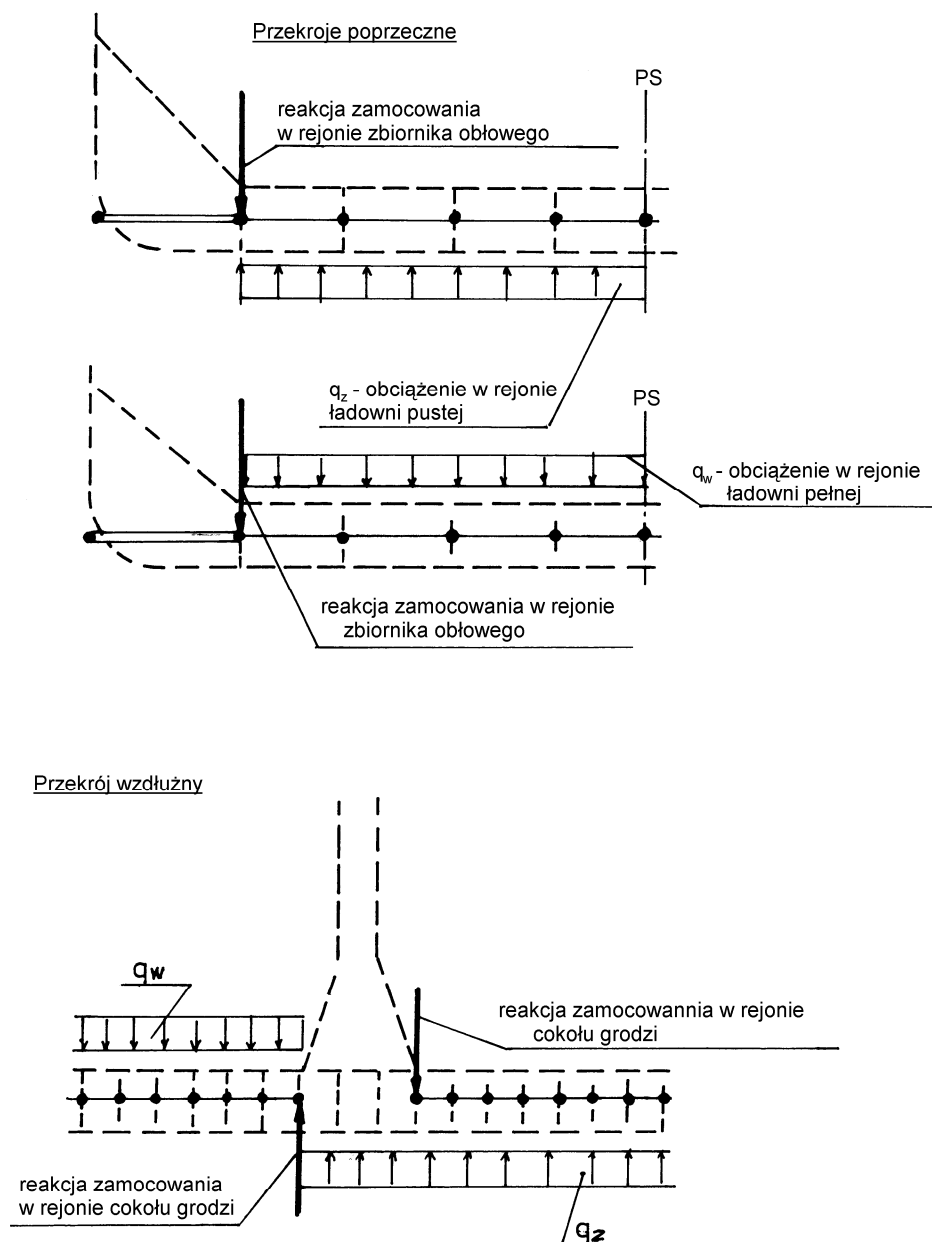
Przy wykonywaniu modeli obliczeniowych przyjmuje się następujące założenia upraszczające:

- generalnie pomija się odkształcenia pionowe burt. Dla statków, na których długość ładowni jest większa od 1,5 szerokości ładowni odkształcenia pionowe burt należy uwzględnić w obliczeniach;
- odkształcenia wywołane ścinaniem w elementach wewnętrznych zbiornika obłowego są pomijane;

- sztywność skrętna zbiornika obłowego i cokołu grodzi poprzecznej jest uwzględniana w modelu rusztu dennego;
- obciążenia zbiornika obłowego uwzględniane są w modelu B;
- obciążenia cokołu grodzi poprzecznej uwzględniane są w modelu A;
- obciążenia działające na elementy modelu A i B są uwzględniane w modelu C przy pomocy odpowiednich reakcji (patrz rys. 3.1.2-2).



Rys. 3.1.2-1. Symbole na rysunkach



Rys. 3.1.2-2. Rozkład obciążeń

3.1.3 Wykonywanie obliczeń

Całość obliczeń niezbędnych do określania naprężeń i przemieszczeń można podzielić na trzy etapy:

ETAP 1 – Obliczenia dla modeli A i B

Dla modelu A wyznaczamy reakcje w węzłach 1 i 3 oraz określamy sztywność skrętną K_r sprężyny stosowanej w obliczeniach rusztu dennego (wg 3.2.5);

Dla modelu B wyznaczamy reakcje w węzle 4 oraz określamy sztywność K_1 (wg 3.3.5);

ETAP 2 – Obliczenia dla modelu C;

W warunkach brzegowych uwzględnia się sprężyny o sztywnościach K_r i K_1 , a w obciążeniach reakcje w węzłach określone dla modelu A i B w etapie 1.

Wykonujemy pełną analizę wytrzymałościową elementów modelu C;

ETAP 3 – Powtórne obliczenia dla modeli A i B

W modelach A i B należy uwzględnić wstępne przemieszczenia węzłów 1, 3 i 4 wynikające z odkształceń rusztu – model C.

Wykonujemy pełną analizę wytrzymałościową dla elementów modeli A i B.

Istnieje inny sposób wykonania etapu 3 obliczeń.

Z etapu 1 wyznaczamy siły węzłowe dla wszystkich stanów obciążeń (w tym dla stanu ze wstępnymi przemieszczeniami węzłów 1, 3 i 4).

Z etapu 2 otrzymujemy przemieszczenia węzłów. Korygujemy siły węzłowe w modelach A i B i jednostkowe przemieszczenia w proporcji do przemieszczeń odpowiednich węzłów w modelu C.

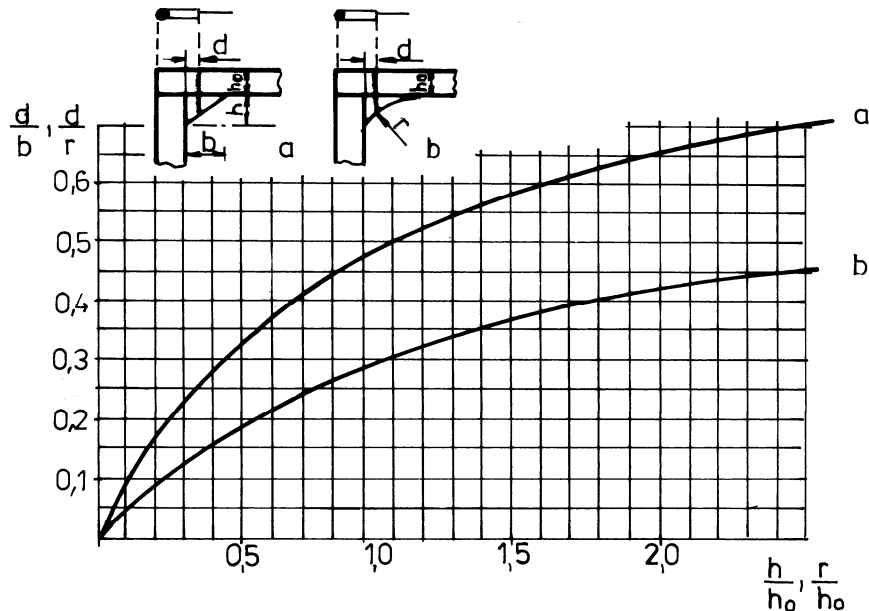
Tak skorygowane siły węzłowe dodajemy metodą superpozycji do wyników obliczeń etapu 1.

Następnie wykonujemy pełną analizę wytrzymałościową dla elementów modeli A i B.

3.1.4 Sztywne zakończenie wiązań

Zakończenia (z węzłówkami) elementów belkowych o stałej sztywności w obrębie węzłówek przedstawia się jako doskonale sztywne odcinki prętów. W przypadku, gdy ograniczenia programu komputerowego tego wymagają, można sztywne zakończenie pręta zastąpić krótkim elementem sztywnym przez wprowadzenie dodatkowego węzła.

Długość odcinków (lub elementów) doskonale sztywnych zależy od konstrukcji węzłówek. Sposób jej określania podano na rysunku 3.1.4.



Rys. 3.1.4 Doskonale sztywne odcinki końcowe elementów (prętów)

3.1.5 Elementy o dużej sztywności

3.1.5.1 Charakterystyki elementów doskonale sztywnych przyjmuje się w zasadzie (jeżeli algorytm programu komputerowego nie wymaga inaczej) następująco:

- moment bezwładności około 100 razy większy od momentu bezwładności przeciętnego elementu o skończonej sztywności, stosowanych w danym modelu,
- pole powierzchni przekroju i pole powierzchni przekroju na ścinanie około 10 razy większe niż odpowiednie pole dla przeciętych elementów o skończonej sztywności, stosowanych w danym modelu.

3.1.5.2 Charakterystyki elementów zastępczych (fikcyjnych) o nieskończonej sztywności na ścinanie należy przyjmować następująco:

- pole powierzchni przekroju i pole powierzchni przekroju na ścinanie analogicznie jak podano w 3.1.5.1,
- moment bezwładności przekroju bliski zera (jednak ze względu na problemy numeryczne różny od zera).

3.1.5.3 Charakterystyki fikcyjnych elementów sprężystych zastępujących sprężyny nachylone w stosunku do osi globalnego układu współrzędnych należy przyjmować zgodnie z wymaganiami 3.3.3.

3.1.6 Charakterystyki geometryczne elementów modelu należy obliczać po odjęciu naddatków koryzcyjnych określonych w *Części II – Kadłub*.

3.1.7 Mocniki modelowanych wiązarów

W dalszym ciągu niniejszego rozdziału wiązary są modelowane jako środniki wraz z paskami współpracującymi określanymi według *Części II – Kadłub*, a więc jako belki z jednym lub dwoma mocnikami.

Dla rusztu dennego szerokość mocników przyjmuje się jako 100% odstępu wiązarów.

3.1.8 Usytuowanie elementów modelu

W zasadzie elementy modelu umieszcza się w osi obojętnej rozpatrywanego przekroju (np. dla elementów utworzonych przez wiązar oraz poszycia dna wewnętrznego i zewnętrznego). W przypadku, gdy tylko jeden z mocników elementu jest utworzony przez pas współpracujący poszycia (np. rama na pochylni zbiornika obłowego) można element modelu umieszczać w miejscu styku środnika wiązania z tym poszyciem.

3.2 Modelowanie grodzi poprzecznej (model „A”)

3.2.1 Model podstawowy

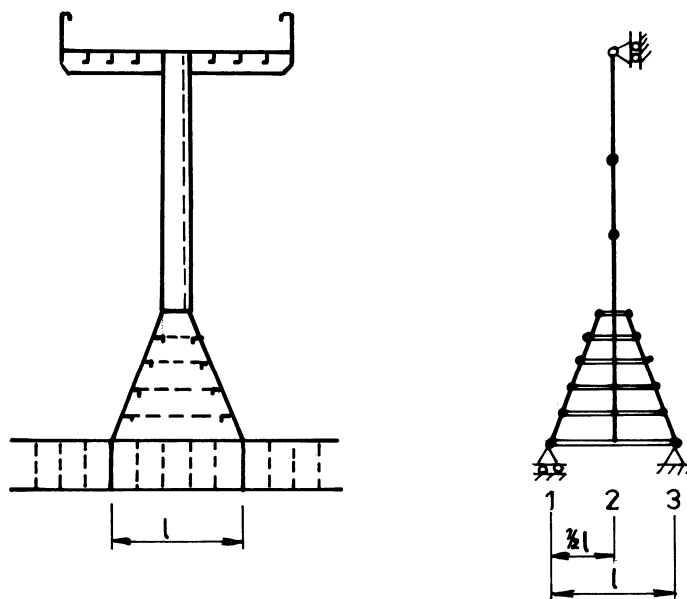
Rysunek 3.2.1 przedstawia przekrój grodzi poprzecznej o typowej konstrukcji i odpowiadający jej model ramy płaskiej.

System poziomych elementów sztywnych w cokole łączy płyty ścian bocznych, tworząc pełny system konstrukcyjny.

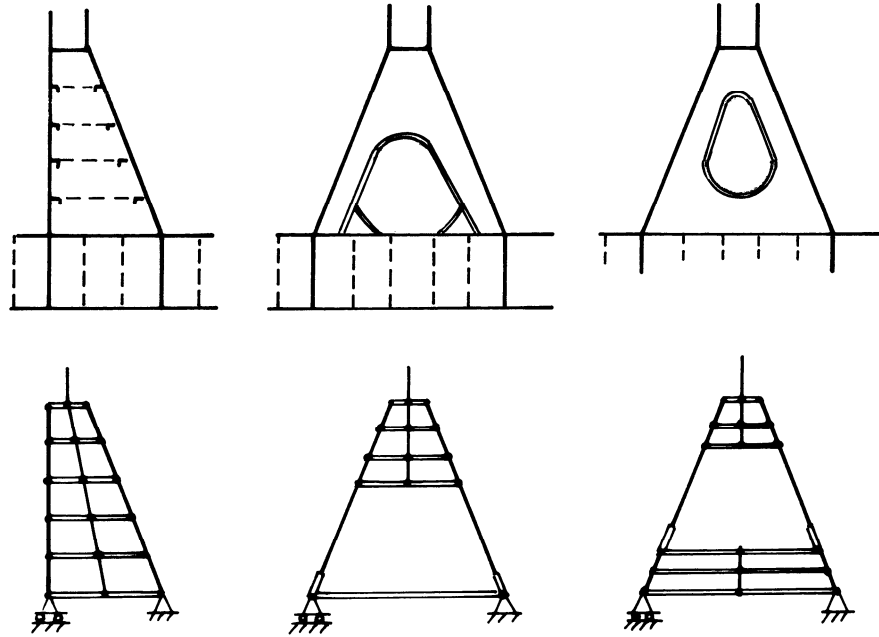
Liczba poziomych elementów sztywnych będzie zależna od wysokości i ukształtowania cokołu. Zaleca się stosować odstęp tych elementów taki jak odstęp usztywnień cokołu. Inne modele cokołów pokazano na rys. 3.2.2.

3.2.2 Modele cokołów grodzi

Na rysunkach 3.2.1 i 3.2.2 pokazano różne konstrukcje cokołów grodzi i odpowiadające im modele obliczeniowe. W rejonach, gdzie ściany cokołów podparte są przez oddzielne wiązania ramowe (a nie przez przegrodę rozciągającą się pomiędzy tymi ścianami), układ elementów pochyłych w modelu odwzorowuje całkowitą sztywność tych ram wraz z mocnikiem i paskiem współpracującym.



Rys. 3.2.1. Przekrój grodzi poprzecznej i jego model

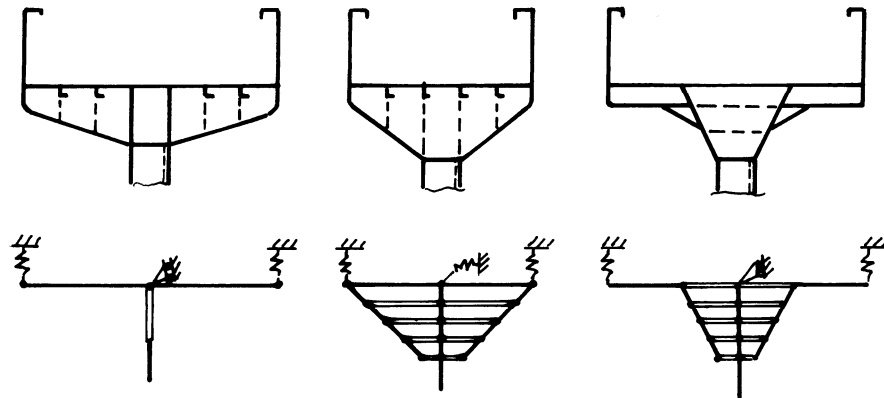


Rys. 3.2.2. Modelowanie cokołów grodzi

3.2.3 Modele górnego zakończenia grodzi

Jak pokazano na rys. 3.2.1, w zasadzie wystarczy modelować górne zakończenie grodzi jako węzeł podparty przegubowo.

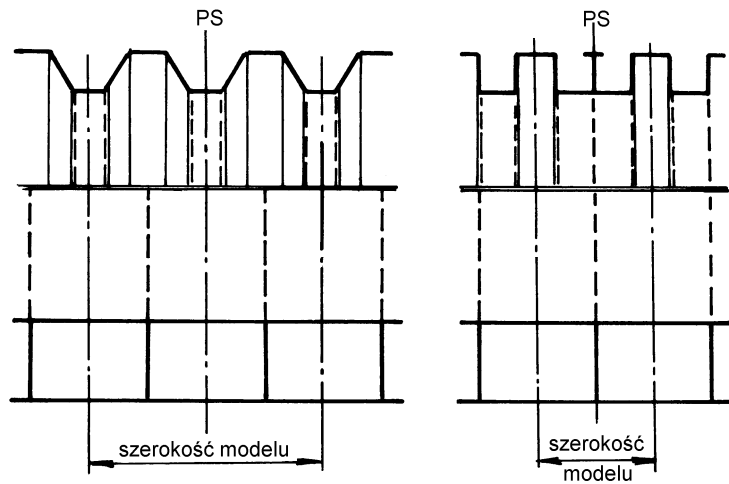
W pewnych przypadkach może być konieczne bardziej szczegółowe modelowanie. Na rysunku 3.2.3 pokazano kilka przykładów rozszerzonych modeli górnego zakończenia grodzi i pokładu między lukami z zastosowaniem sztywniejszego (na obrót) zamocowania, niż według rys. 3.2.1.



Rys. 3.2.3. Modelowanie górnego zakończenia grodzi

3.2.4 Usytuowanie modelu i dobór jego szerokości

Model przekroju grodzi umieszcza się zwykle w płaszczyźnie symetrii statku. Szerokość modelu przyjmuje się zależnie od rzeczywistej konstrukcji. Na rys. 3.2.4 pokazano naturalny dobór szerokości modelu. Zaleca się dobierać szerokość modelu tak, aby odpowiadała odstępowi wzdluznikow dennych.



Rys. 3.2.4. Usytuowanie modelu grodzi i jego szerokość

Określając charakterystyki prętów modelujących część grodzi profilowanej powyżej cokołu należy przyjmować je jako wielokrotności odpowiednich wielkości dla jednego elementu (fali) grodzi.

Uzyskane z modelu wyniki można przeliczyć dla pozostałych rejonów grodzi proporcjonalnie do ich szerokości.

3.2.5 Reakcje przy dnie podwójnym

Aby określić wartości reakcji oddziaływania grodzi poprzecznej na konstrukcję dna podwójnego wynikających ze sztywności grodzi, należy obliczyć „jednostkowy obrót” dolnej części cokołu dla konstrukcji nie obciążonej w żaden inny sposób. Zgodnie z rys. 3.2.1 może to być dokonane przez przyjęcie jednoczesnego pionowego przemieszczenia węzłów 1 i 3 o wartości $\pm\Delta$ (na przykład $\pm 0,5$ cm).

Jednostkowy obrót φ obliczamy ze wzoru:

$$\varphi = \frac{2\Delta}{l} \text{ [rad]} \quad (3.2.5-1)$$

l – szerokość podstawy modelu (odległość między węzłami 1 i 3), [cm].

Odpowiadający obrotowi moment gnący można obliczyć ze wzoru:

$$m = 0,5l (R_1 + R_3) \text{ [Ncm]}, \quad (3.2.5-2)$$

R_1, R_3 – pionowe reakcje w węzłach 1 i 3, [N].

Sztywność skrętną sprężyny stosowanej w obliczeniach rusztu dna podwójnego oblicza się ze wzoru:

$$K_r = \frac{m}{\varphi} \left[\frac{\text{Ncm}}{\text{rad}} \right] \quad (3.2.5-3)$$

Uwaga: W przypadkach występowania różnych odstępów wzdłużników dennych, wartość sztywności K_r jest proporcjonalna do odstępów tych wzdłużników.

3.3 Modelowanie burty (model „B”)

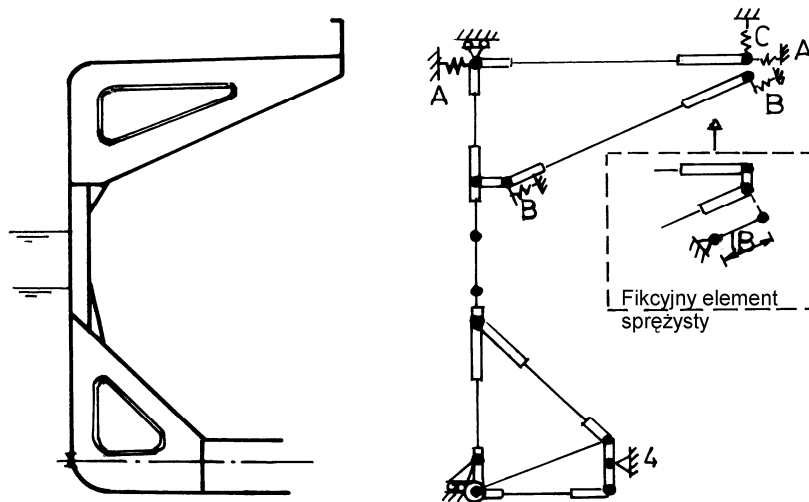
3.3.1 Model podstawowy

Rysunek 3.3.1 przedstawia przekrój burty typowego masowca ze zbiornikami burtowymi: obłowym i szczytowym. Pokazano także model ramy płaskiej odpowiadający tej konstrukcji.

Element łączący obło i miejsce styku dna wewnętrznego z pochylnią zbiornika obłowego wprowadzono po to, aby przekrój zbiornika obłowego nie odkształcał się pod obciążeniem (patrz rys. 3.3.1).

Sprężyny A, B i C odwzorowują, odpowiednio sztywność pokładu, dna zbiornika szczytowego i wzdłużnej zrębownicy łuku (wzdłużnej wiązara pokładu).

Na rysunku 3.3.2 pokazano inną konstrukcję zbiornika szczytowego i jej model.



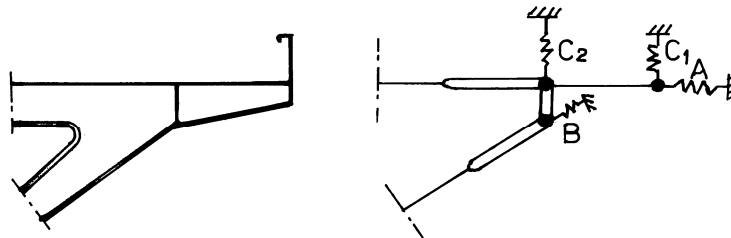
Rys. 3.3.1. Przekrój burty i jej model

3.3.2 Określenie sztywności sprężyn A i B

Współczynnik sztywności sprężyn A, B (patrz rys. 3.3.1 i 3.3.2) można określać ze wzoru:

$$K_{A, B} = \frac{50E}{\frac{l_1^3}{192I_e} + \frac{2,6l_1}{4A_e}} \quad \left[\frac{\text{N}}{\text{cm}} \right] \quad (3.3.2-1)$$

- l_1 – długość łuku (dla sprężyny A), długość ładowni (dla sprężyny B), [cm];
- I_e – równoważny moment bezwładności przekroju rozpatrywanego wiązania, [cm⁴];
- A_e – równoważne pole powierzchni przekroju ze względu na ścinanie, [cm²].



Rys. 3.3.2. Model zbiornika szczytowego

Równoważny moment bezwładności należy określać ze wzoru:

$$I_e = \frac{ctb^3}{6nk} \quad [\text{cm}^4] \quad (3.3.2-2)$$

Równoważne pole przekroju na ścinanie należy obliczać ze wzoru:

$$A_e = \frac{2tb}{nk} \quad [\text{cm}^2] \quad (3.3.2-3)$$

- c – współczynnik wpływu burty i zębownicy łuku; w zasadzie należy przyjmować $c = 2$;
- t – grubość rozpatrywanego poszycia, [cm];
- b – szerokość pokładu pomiędzy burtą a łukiem (dla sprężyny A) lub szerokość dna zbiornika szczytowego (dla sprężyny B), [cm];
- n – liczba ram poprzecznych rozmieszczonych na długości l_1 ;
- k – współczynnik poprawkowy określany z tablicy 3.3.2.

Tablica 3.3.2
Współczynnik poprawkowy k

Liczba wiązarów n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
k	2,00	1,50	1,33	1,25	1,20	1,18	1,14	1,12	1,11	1,00

3.3.3 Element sprężysty B

Jeżeli w użytym programie komputerowym nie można stosować sprężyny odkształcającej się w dowolnie obranym kierunku, to sprężyna B może być zastąpiona fikcyjnym elementem sprężystym (patrz rys. 3.3.1) o polu powierzchni określanym ze wzoru:

$$A_B = K_B \frac{L_B}{E} \quad \text{cm}^2 \quad (3.3.3)$$

K_B – sztywność obliczona według wzoru 3.3.2 [N/cm];

L_B – długość przyjętego elementu sprężystego [cm]

Uwagi:

- 1) Długość L_B należy tak dobrać, by wartość A_B przekroczyła nie więcej niż dziesięciokrotnie pole powierzchni przekroju typowych elementów o skończonej sztywności użytych w danym modelu.
- 2) Pole powierzchni na ścinanie i moment bezwładności elementu sprężystego należy przyjmować bliskie zera.

3.3.4 Określanie sztywności sprężyny C

$$K_C = \frac{100E}{\frac{l_1^3}{48I_e} + \frac{2,6l_1}{4A_e}} \quad \text{[N/cm]} \quad (3.3.4)$$

l_1 – długość łuku, [cm];

$$I_e = \frac{8}{5nk} I \quad \text{[cm}^4\text{]}$$

$$A_e = \frac{2}{nk} A \quad \text{[cm}^2\text{]}$$

n, k – patrz 3.3.2;

I – rzeczywisty moment bezwładności przekroju zrębny wzdłużnej z uwzględnieniem wiązara wzdłużnego leżącego pod nią, [cm⁴];

A – rzeczywiste pole powierzchni na ścinanie zrębny wzdłużnej z uwzględnieniem wiązara wzdłużnego leżącego pod nią, [cm²].

3.3.5 Reakcje przy dnie podwójnym

Aby otrzymać wartość reakcji oddziaływania burty na konstrukcję dna podwójnego (wynikającej ze sztywności burty), należy obliczyć „jednostkowy obrót” zbiornika obłowego dla konstrukcji nie obciążonej w żaden inny sposób. Zgodnie z rys. 3.3.1 może to być dokonane przez przyjęcie pionowego przesunięcia węzła 4 o wartość Δ (np. 1 cm).

Sztywność sprężyn pionowych stosowanych w obliczeniach rusztu dna podwójnego oblicza się ze wzoru:

$$K_1 = \frac{R_4}{\Delta} \quad \text{[N/cm]} \quad (3.3.5)$$

R_4 – reakcja pionowa w węźle „4” [N].

Uwaga: W przypadku nierównomiernych odstępów denników wartość K_1 jest proporcjonalna do tych odstępów.

3.3.6 Uytuowanie modelu i dobór jego szerokości

Model obliczeniowy wykonuje się dla przekroju wręgowego ze środka ładowni. Szerokość modelu na ogół równa się odstępowi denników w tej części ładowni.

3.4 Modelowanie dna podwójnego (model „C”)

3.4.1 Model podstawowy i jego usytuowanie

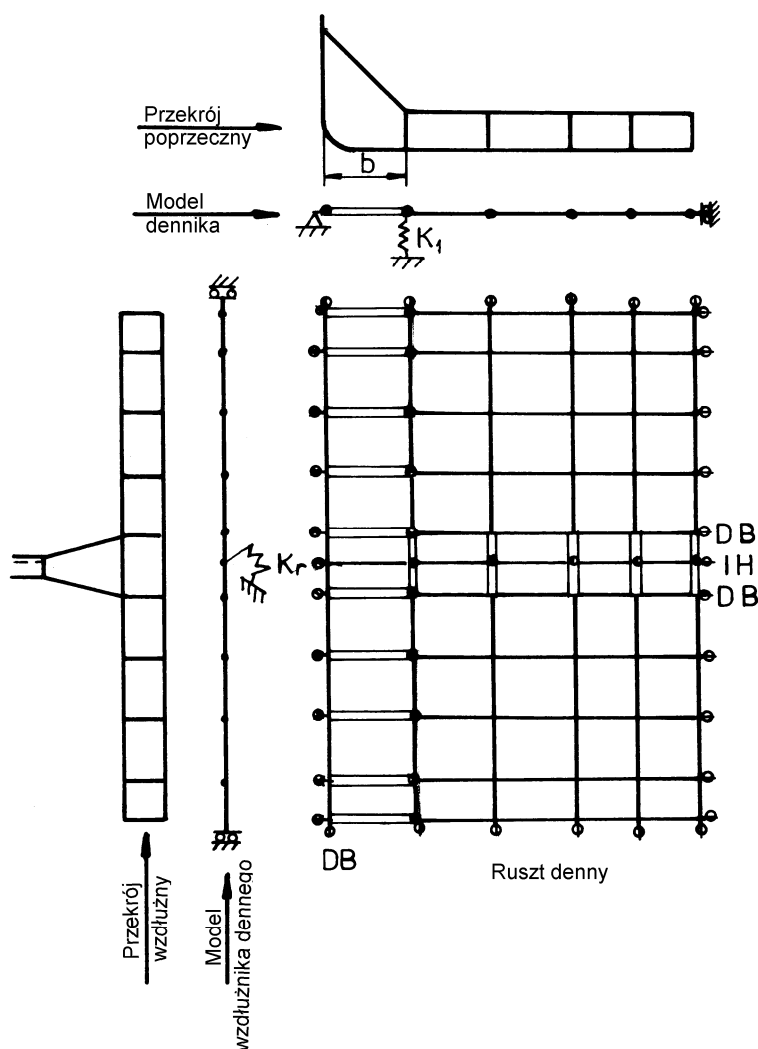
Rysunek 3.4.1 przedstawia typową konstrukcję dna podwójnego masowca i odpowiadający jej model obliczeniowy rusztu dennego. W kierunku wzdłużnym model ten rozciąga się od środka długości jednej ładowni do środka sąsiedniej. Zakłada się, że sąsiadujące modele podlegają symetrycznym obciążeniom i odkształceniom względem środka ładowni.

Szywności sprężyn K_r i K_1 odpowiadają wartościom obliczonym z modeli „A” i „B” według wzorów 3.2.5-3 i 3.3.5-1.

Zgodnie z podstawowym założeniem podanym w 3.1.2 wpływ pionowego odkształcenia burty może być w zasadzie pominięty. Jeżeli jednak burta jest modelowana jako sprężysty element belkowy, to sprężyny pionowe o sztywności K_1 należy zastąpić przez sprężyny o sztywności skrętnej K_b , obliczanej ze wzoru:

$$K_b = K_1 b^2 \quad [\text{Ncm/rad}] \quad (3.4.1)$$

b – odległość od krawędzi dna wewnętrznego (styk z pochylnią zbiornika obłowego) do burty statku, [cm] (patrz rys. 3.4.1).

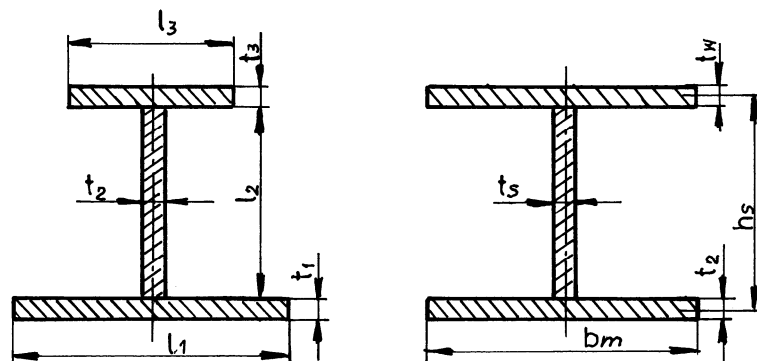


Rys. 3.4.1 Model rusztu dennego

3.4.2 Typy elementów belkowych

W analizie naprężeń w dnie podwójnym stosuje się dwa typy elementów belkowych:

- belka o przekroju otwartym, (tzw. element IH) – element posiadający własności przekroju otwartego ze względu na skręcanie;
- belka o przekroju zamkniętym, (tzw. element DB) – element posiadający sztywność na skręcanie, odpowiadającą sztywności rury o przekroju zamkniętym. Rura składa się z dwóch wzdłużników i dwóch pasów współpracujących. Grubość wzdłużników jest równa 0,5 ich rzeczywistej grubości. Sumaryczna grubość dwóch wzdłużników jest równa pojedynczej grubości.



a) Element typu IH

b) Element typu DB

Rys. 3.4.2.

Dla elementu IH stałą skręcania obliczamy ze wzoru:

$$I_o = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 l_i t_i^3, [\text{cm}^4] \quad (3.4.2-1)$$

Dla elementu DB stałą skręcania obliczamy ze wzoru:

$$I_o = \frac{b_m h_s^2}{\frac{1}{t_z} + \frac{1}{t_w}}, [\text{cm}^4] \quad (3.4.2-2)$$

b_m – szerokość pasa poszycia, współpracującego z rozpatrywanym wzdłużnikiem dennym, równa odstępowi wzdłużników, [cm].

Inne oznaczenia podane są na rysunkach. Wszystkie wymiary w cm.

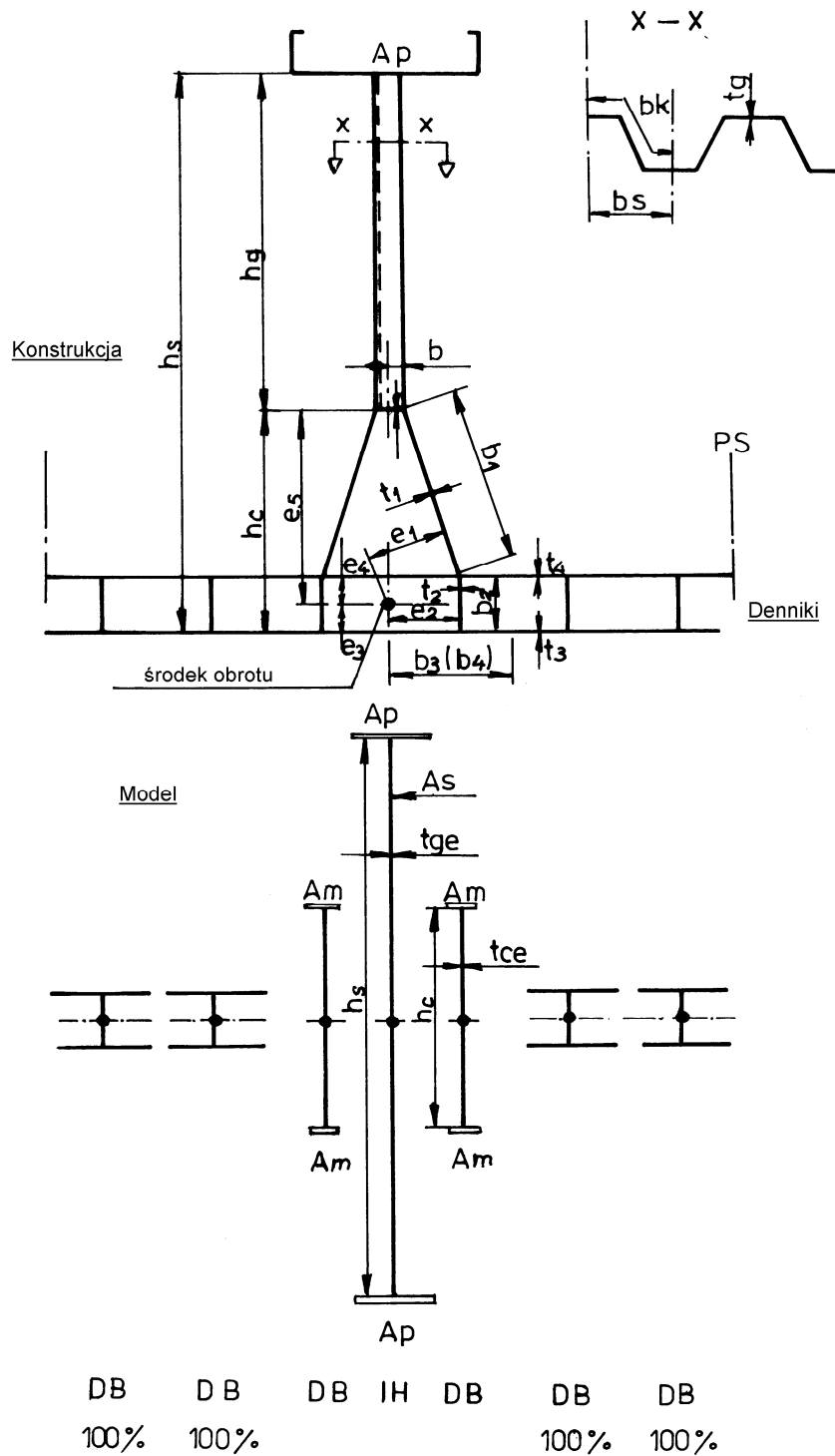
3.4.3 Uwzględnianie dużych otworów

Obliczeniowe pole przekroju środników denników i wzdłużników dennych posiadających duże otwory należy odpowiednio zmniejszyć. W przypadku typowego rozmieszczenia otworów komunikacyjnych i ulżeniowych można przyjmować w pierwszym przybliżeniu współczynnik zmniejszający równy 0,8. Dokładną wartość współczynnika określamy przy analizie wyników obliczeń (indywidualnie dla każdego elementu).

3.4.4 Modelowanie wiązań poprzecznych

Na rysunku 3.4.4 pokazano sposób modelowania wiązań poprzecznych. Denniki są modelowane jako belki o przekroju zamkniętym (DB).

Przyjmuje się rozgraniczenie elementów w połowie odstępów między dennikami.



Rys. 3.4.4. Modelowanie wiązarów poprzecznych

3.4.5 Modelowanie tunelu rurociągów

Wiązania poprzeczne w rejonie tunelu rurociągów (gdy dno wewnętrzne i zewnętrzne posiadają tam osobne usztywnienia) powinny być modelowane podobnie do dennika znajdującego się w ich płaszczyźnie.

W takim przypadku efektywne pole powierzchni przekroju na ścianie należy określać ze wzoru:

$$A_e = \frac{2,6}{\frac{l_u^2}{12 \sum I} + \frac{2,6}{\sum A}} \quad [\text{cm}^2] \quad (3.4.5)$$

- l_u – rozpiętość usztywnień w tunelu, [cm];
 $\sum I$ – suma momentów bezwładności poprzecznych usztywnień dna wewnętrznego i zewnętrznego w obrębie szerokości mocników (pasów współpracujących denników), [cm⁴];
 $\sum A$ – suma pól powierzchni na ścinanie poprzecznych usztywnień dna wewnętrznego i zewnętrznego w obrębie szerokości mocników, [cm²].

3.4.6 Wpływ grodzi poprzecznej i jej cokołu

3.4.6.1 Sztywność grodzi poprzecznej i jej cokołu jest odwzorowana przy pomocy jednego elementu o przekroju otwartym (IH) i dwóch elementów o przekroju zamkniętym (DB) (patrz rys. 3.4.4) oraz sprężyny o sztywności K_r (patrz 3.2.5).

3.4.6.2 Poprzeczną (poziomą) sztywność elementów profilowanych (fal) grodzi można pominąć, natomiast powierzchnię na ścinanie w kierunku pionowym można obliczać ze wzoru:

$$A_s = t_g h_g \frac{b_s}{b_k} \quad [\text{cm}^2] \quad (3.4.6-1)$$

- t_g – grubość płyt grodzi, [cm];
 h_g – wysokość części profilowanej grodzi, [cm];
 b_s, b_k – wymiary fal, [cm] (patrz rys. 3.4.4).

Do obliczeń momentu bezwładności elementu IH należy przyjąć skorygowaną grubość środka.

$$t_{ge} = 0,1 \frac{A_s}{h_s} \quad [\text{cm}] \quad (3.4.6-2)$$

Pola powierzchni górnego i dolnego mocnika elementu IH powinny być sobie równe i równać się polu powierzchni przekroju wzdłużnego pokładu między lukami A_p , [cm²].

3.4.6.3 Sztywność cokołu na skręcanie można zamodelować przez stosowanie fikcyjnych powierzchni mocników obu elementów DB. Ich powierzchnię należy obliczać ze wzoru:

$$A_m = 2 \sum_{n=1}^5 \frac{b_n t_n e_n^2}{h_c^2} \quad [\text{cm}^2] \quad (3.4.6-3)$$

- b_n, t_n – wymiary poszczególnych płyt, [cm] (patrz rys. 3.4.4);
 e_n – odległość płyty od środka obrotu (oznaczonego na rys. 3.4.4), mierzona prostopadłe do danej płyty, [cm];
 h_c – wysokość środka elementu DB, [cm] (patrz rys. 3.4.4).

Sztywność na ścinanie ścian bocznych cokołu można aproksymować przez przyjęcie grubości środka elementu DB obliczanej ze wzoru:

$$T_{ce} = \sum_{n=1}^2 \frac{b_n t_n}{h_c} \quad [\text{cm}] \quad (3.4.6-4)$$

b_n, t_n, h_c – patrz wyżej.

W przypadku cokołów niesymetrycznych oba elementy DB należy modelować osobno, zgodnie z powyższymi zasadami.

3.4.7 Modelowanie wiązań wzdłużnych

3.4.7.1 Na rys. 3.4.7 pokazano modelowanie wiązań wzdłużnych w dnie podwójnym. Wzdłużniki denne odwzorowane są przy pomocy elementów o przekroju zamkniętym typu DB, usytuowanych w linii tych wzdłużników.

3.4.7.2 Pól przekrojów usztywnień wzdłużnych dna wewnętrznego i zewnętrznego nie należy wliczać do obliczeniowego pola przekroju mocników elementów DB, gdyż miałyby to wpływ na określenie ich sztywności na skręcanie.

Udział usztywnień wzdłużnych w zginaniu wzdłużnika można uwzględnić przez zwiększenie grubości środnika o wartość obliczoną ze wzoru:

$$\Delta t_w = 3 \sum A_1 \frac{h_{sc}^2}{h_{dp}^3} [\text{cm}] \quad (3.4.7-1)$$

$\sum A_1$ – suma pól powierzchni przekrojów usztywnień wzdłużnych dna wewnętrznego i zewnętrznego usytuowanych w obrębie pasa współpracującego (mocnika) elementu DB, [cm²];

h_{sc} – pionowa odległość między środkami ciężkości przekrojów usztywnień wzdłużnych dna wewnętrznego i zewnętrznego, [cm] (patrz rys. 3.4.7);

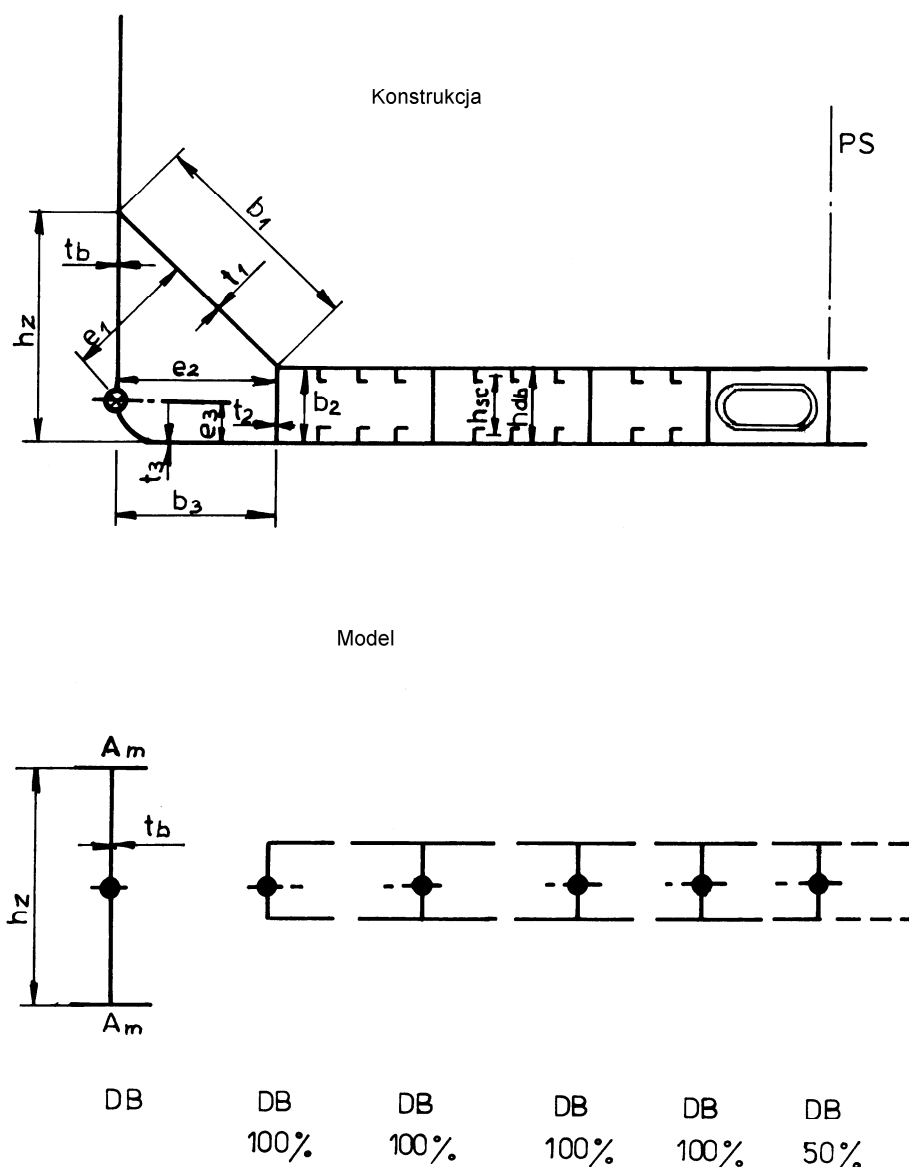
h_{dp} – wysokość dna podwójnego, [cm].

Tak skorygowana grubość środnika służy tylko do określenia momentu bezwładności poprzecznej przekroju elementu. Pole powierzchni elementu DB na ścianie należy określać ze wzoru:

$$A_w = k h_{dp} t_w, [\text{cm}^2], \quad (3.4.7-2)$$

k – współczynnik uwzględniający obecność otworów w środniku;

t_w – grubość środnika wzdłużnika, [cm].



Rys. 3.4.7. Modelowanie wiązań wzdłużnych

3.4.8 Wpływ burty i zbiornika obłowego

3.4.8.1 Sztywność burty i zbiornika obłowego są modelowane przy pomocy jednego wzdłużnego elementu o przekroju zamkniętym DB oraz sprężyn o sztywności K_1 (patrz 3.3.5) i swobodnych podparć wzdłuż burty.

3.4.8.2 Sztywność zbiornika obłowego na skręcanie można odwzorować w modelu „C” przez zastosowanie fikcyjnych mocników elementu DB o powierzchni A_m obliczanej według wzoru 3.4.6–3.

4 ANALIZA NAPRĘŻEŃ*

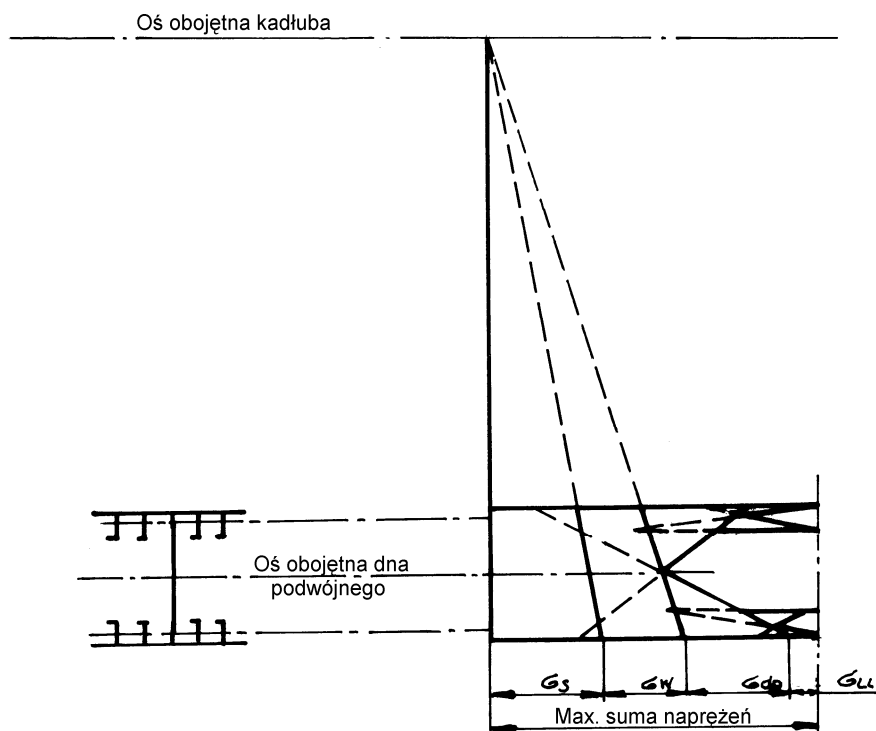
4.1 Zasady ogólne

4.1.1 Naprężenia dopuszczalne

Naprężenia w wiązarach nie powinny być większe niż wartości dopuszczalne określone w *Części II – Kadłub*.

Wzdłużne naprężenia normalne w poszyciu dna podwójnego mogą być akceptowane przez PRS, jeżeli:

- suma naprężeń wywołanych ogólnym zginaniem kadłuba, zginaniem dna i miejscowym zginaniem usztywnień wzdłużnych nie przekracza $225k$, [MPa] (sumowanie należy przeprowadzać w sposób pokazany na rys. 4.1.1),
- suma naprężeń wywołanych ogólnym zginaniem kadłuba i zginaniem dna nie przekracza $190k$, [MPa].



Rys. 4.1.1. Wzdłużne naprężenia w dnie podwójnym

* Jeżeli we wzorach rozdziału 4 służących do obliczania naprężeń zamiast jednostki siły 1N zostanie zastosowana jednostka 1 kN, to występującą we wzorach wartość współczynnika przeliczeniowego równą 0,01 należy zmienić na wartość równą 10.

Objaśnienia do rys. 4.1.1:

- σ_s – naprężenia na poziomie płaszczyzny podstawowej wywołane zginaniem ogólnym na wodzie spokojnej, [MPa] (patrz Część II – Kadłub);
- σ_w – naprężenia na poziomie płaszczyzny podstawowej wywołane zginaniem ogólnym na fali, [MPa] (patrz jw.); których wartości są przekraczane z prawdopodobieństwem 10^{-4} ;
- σ_{dp} – naprężenia wywołane zginaniem rusztu dennego, [MPa] – zgodnie z wynikami obliczeń bezpośrednich;
- σ_u – naprężenia w usztywnieniach wzdłużnych, [MPa] – wywołane miejscowymi obciążeniami prostopadłymi do powierzchni dna.

4.1.2 Współczynniki wykorzystania naprężeń krytycznych

4.1.2.1 Współczynniki wykorzystania naprężeń krytycznych w płytach dna zewnętrznego i wewnętrznego powinny spełniać następujące warunki:

- dla naprężeń wzdłużnych

$$\eta_{ll} = \frac{\sigma_l}{\sigma_{cl}} \leq 0,87 \quad (4.1.2-1)$$

- dla naprężeń poprzecznych

$$\eta_{lt} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{ct}} \leq 0,87 \quad (4.1.2-2)$$

- σ_l – obliczone łączne naprężenie wzdłużne, [MPa];
- $\sigma_l = \sigma_w + \sigma_s + \sigma_{dp}$, [MPa];
- σ_t – obliczone normalne naprężenia wywołane zginaniem wiązarów poprzecznych, [MPa];
- σ_{cl} – naprężenia krytyczne w kierunku wzdłużnym, [MPa];
- σ_{ct} – naprężenia krytyczne w kierunku poprzecznym, [MPa];
- $\sigma_w, \sigma_s, \sigma_{dp}$ – jak podano w 4.1.1.

W przypadku płyt o stosunku wymiarów w granicach od 1,0 do 1,5 współczynnik wykorzystania naprężeń krytycznych przy dwuosiowym stanie naprężeń powinien spełniać warunek:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{cl}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{ct}}\right)^2} \leq 0,87 \quad (4.1.2-3)$$

4.1.2.2 Współczynnik wykorzystania naprężeń krytycznych przy ścinaniu powinien spełniać warunek:

$$\eta_1 = \frac{\tau_a}{\tau_c} \leq 0,87 \quad (4.1.2-4)$$

- τ_a – obliczone naprężenia styczne, [MPa];
- τ_c – krytyczne naprężenia styczne, [MPa].

4.2 Wytrzymałość tunelu rurociągów

4.2.1 Modelowanie konstrukcji dna podwójnego, omówione w 3.4, odwzorowuje poprzeczną sztywność dna wewnętrznego i zewnętrznego w rejonie tunelu rurociągów. Wytrzymałość miejscową konstrukcji w tym rejonie należy sprawdzić zgodnie ze wskazaniem podanymi niżej.

4.2.2 W ramach analizy naprężeń odnoszącej się do poprzecznych wiązań dna podwójnego w tunelu rurociągów (patrz rys. 4.2.2) należy uwzględnić:

- naprężenia styczne τ_{pz} , τ_{pw} wywołane ogólnym ścinaniem konstrukcji tunelu, wyznaczone w analizie rusztu dennego,
- naprężenia styczne τ_{qz} , τ_{qw} wywołane miejscowymi ciśnieniami działającymi na dno zewnętrzne i wewnętrzne,
- naprężenia normalne σ_{mz} , σ_{mw} wywołane zginaniem dna podwójnego (rusztu dennego),

- naprężenia normalne σ_{pz} , σ_{pw} wywołane względnym przemieszczeniem pionowym bocznych ścian tunelu (przekoszenie),
- naprężenia normalne σ_{qz} , σ_{qw} wywołane miejscowymi ciśnieniami, działającymi na dno zewnętrzne i wewnętrzne.

4.2.3 Sumowanie naprężeń

Sumy wymienionych w 4.2.2 składowych, dające największe wartości naprężeń, mogą być obliczane przy pomocy następujących wzorów:

$$\tau_z = \tau_{pz} + \tau_{qz} = 0,01 \left(\frac{PI_z}{A_z I} + \frac{q_z l}{2A_z} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (4.2.3-1)$$

$$\tau_w = \tau_{pw} + \tau_{qw} = 0,01 \left(\frac{PI_w}{A_w I} + \frac{q_w l}{2A_w} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (4.2.3-2)$$

$$\sigma_z = \sigma_{mz} + \sigma_{pz} + \sigma_{qz} = 0,01 \left(\frac{M}{W_{tz}} + \frac{PI_z l}{W_z I} + \frac{q_z l^2}{12W_z} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (4.2.3-3)$$

$$\sigma_w = \sigma_{mw} + \sigma_{pw} + \sigma_{qw} = 0,01 \left(\frac{M}{W_{tw}} + \frac{PI_w l}{W_w I} + \frac{q_w l^2}{12W_w} \right) \quad [\text{MPa}] \quad (4.2.3-4)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= 0,5(P_1 + P_2) \quad [\text{N}] \\ M &= 0,5(M_1 + M_2) \quad [\text{Ncm}] \\ I &= I_w + I_z \quad [\text{cm}^4] \end{aligned} \right\} \text{ patrz rys. 4.2.2;}$$

l – szerokość tunelu rurociągów [cm];

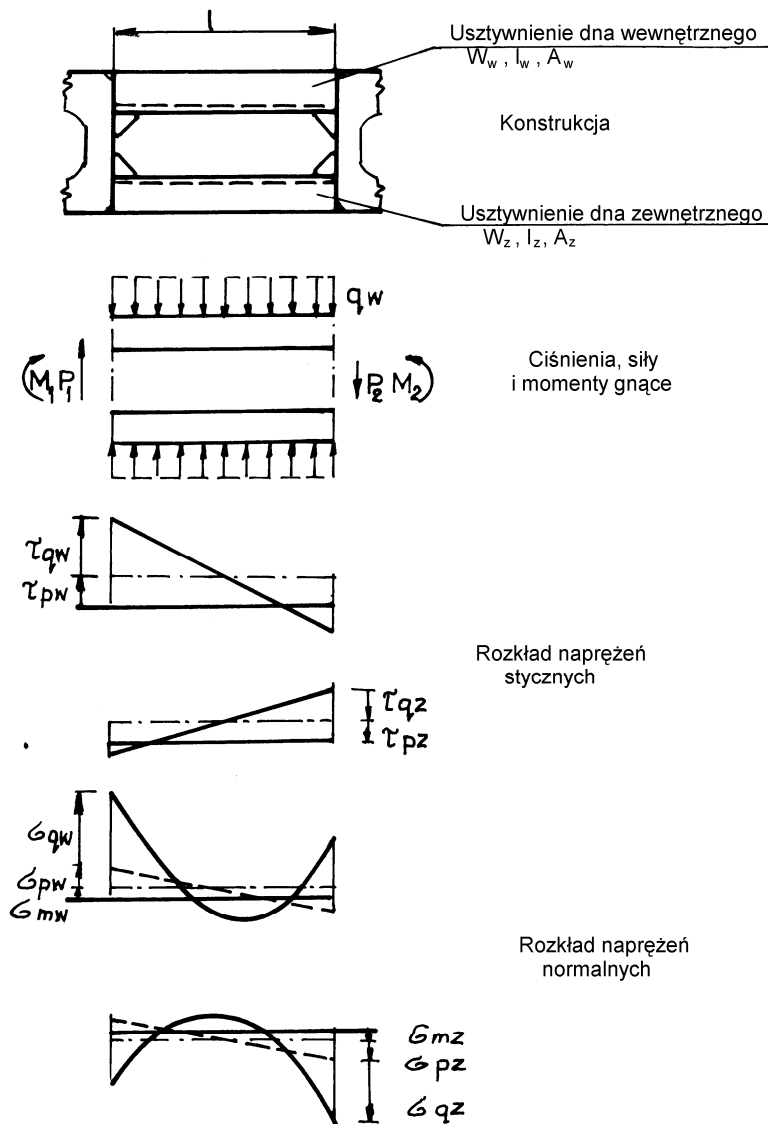
W_{tw} , W_{tz} – wskaźniki przekroju całego tunelu względem dna wewnętrznego i zewnętrznego, [cm³];

W_w , W_z – wskaźniki przekroju usztywnień dna wewnętrznego i zewnętrznego, [cm³];

I_w , I_z – momenty bezwładności przekroju usztywnień dna wewnętrznego i zewnętrznego, [cm⁴];

A_w , A_z – pole powierzchni przekrojów usztywnień (na ścinanie), [cm²];

q_w , q_z – obciążenia przypadające na usztywnienia, [N/cm].



Rys. 4.2.2. Analiza naprężeń tunelu rurociągów

4.3 Wytrzymałość dna podwójnego pod cokołem grodzi poprzecznej

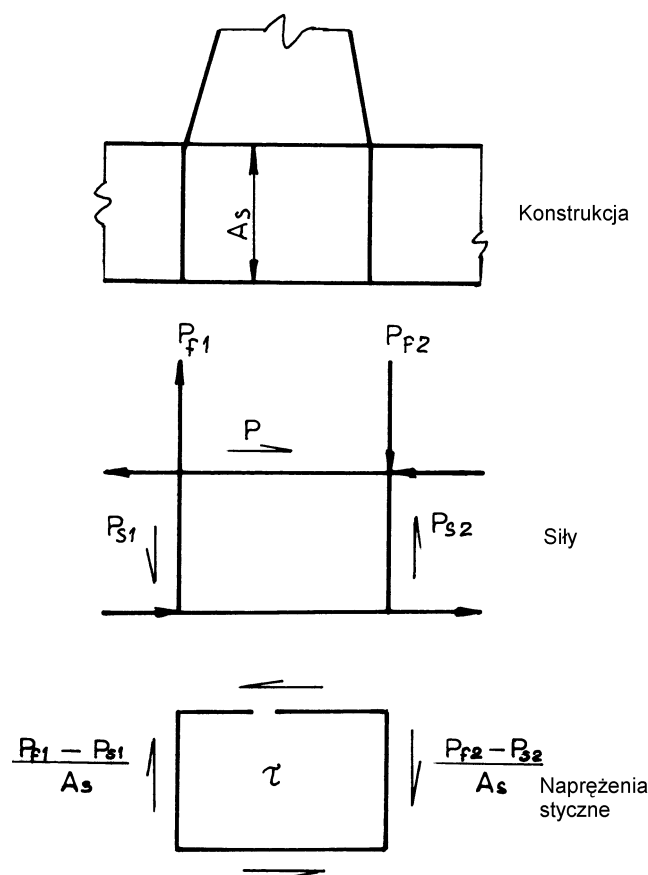
4.3.1 Siły i naprężenia

W przypadku gdy grodzie poprzeczne są poddane obciążeniom tylko z jednej strony (sąsiednia ładownia pusta), duże siły P_f są przenoszone za pośrednictwem cokołu na dno podwójne (patrz rys. 4.3.1). Są one równoważone przez siły poprzeczne (tnące) P_s w przylegających wzdłużnikach dennych. Dla wąskich cokołów siły i naprężenia styczne w środkach wzdłużników mogą osiągać bardzo wysokie wartości.

Projektowe naprężenia styczne można zazwyczaj obliczyć jako średnią z wartości:

$$\tau = 0,01 \frac{P_{f1} - P_{s1}}{A_s} \quad \text{i} \quad \tau = 0,01 \frac{P_{f2} - P_{s2}}{A_s} \quad [\text{MPa}] \quad (4.3.1)$$

A_s – efektywna powierzchnia na ścinanie wzdłużnika dennego, $[\text{cm}^2]$



Rys. 4.3.1 Wytrzymałość wzdłużnika dennego pod cokołem grodzi poprzecznej

Uwaga: Wartości $(P_f - P_s)$ można otrzymać bezpośrednio z obliczeń komputerowych, jeżeli idealizacji konstrukcji dokonano w sposób opisany wyżej (patrz rozdział 3).

4.3.2 Koncentracja naprężeń

W miejscach, gdzie denniki pod ścianami cokołu nie są ciągłe (np. w tunelu rurociągów) może wystąpić duża koncentracja naprężeń, wynikająca z przekazywania siły P_f z cokołu na dno podwójne.

Zgodnie z rys. 4.3.2 naprężenia normalne w płytach dna wewnętrznego można obliczyć ze wzoru:

$$\sigma = 0,01 \frac{3b - b_e}{2b_e} \frac{P_f}{A_f} \quad [\text{MPa}] \quad (4.3.2-1)$$

b – szerokość ściany cokołu odpowiadająca pasowi współpracującemu wzdłużnika dennego, [cm];

b_e – efektywna szerokość ściany cokołu po uwzględnieniu nieciągłości, [cm];

P_f – siła przenoszona z cokołu na dno, [N];

A_f – pole powierzchni przekroju ściany cokołu przy dnie wewnętrznym odpowiadające szerokości b , [cm²].

Naprężenia styczne na przecięciu dennika i wzdłużnika mogą być obliczane ze wzoru:

$$\tau = \frac{0,01 P_f}{A_{s1} + A_{s2}} \quad [\text{MPa}] \quad (4.3.2-2)$$

A_{s1}, A_{s2} – pola powierzchni na ścinanie, [cm²] (patrz rys. 4.3.2)

4.4 Wytrzymałość na ścinanie środków wiązarów z otworami i wycięciami

4.4.1 Naprężenia styczne w przekroju pionowym

Projektową wartość naprężeń stycznych w środkach wiązarów z wycięciami i otworami można określać ze wzoru:

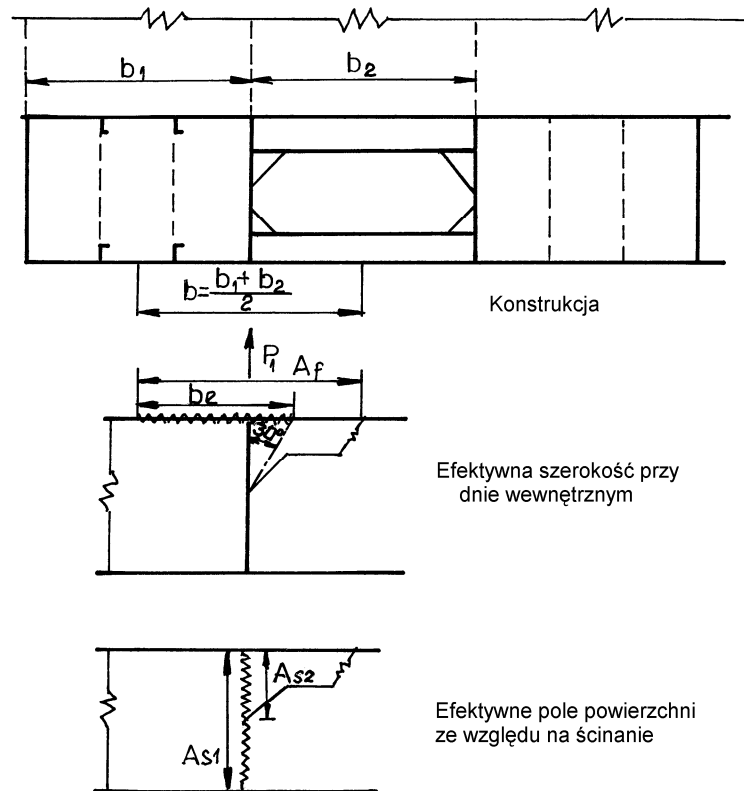
$$\tau = 0,01 \frac{P_s}{A_s} \quad [\text{MPa}] \quad (4.4.1-1)$$

P_s – siła poprzeczna (tnąca) obliczona dla danego przekroju, [N];
 A_s – efektywne pole powierzchni przekroju ze względu na ścinanie, [cm²].

Uwaga: Sposób określania pola efektywnego przekroju podano w *Części II – Kadlub*.

4.4.2 Naprężenia styczne w przekroju poziomym

W przypadku płyt denników wielkość przekroju równoległego do ich osi obojętnej może decydować o wymiarującym naprężeniu stycznym. Naprężenia styczne w przekroju poziomym można obliczać ze wzoru 4.4.1-1, stosując poniższe podstawienia (patrz też rys. 4.4.2):



Rys. 4.3.2. Dennik pod cokołem grodzi poprzecznej

P_{s1} – siła poprzeczna (tnąca) pomiędzy usztywnieniami na poziomie osi obojętnej, [N];

$$P_{s1} = \frac{s}{h_{dp}} P_s \quad [\text{N}] \quad (4.4.2-1)$$

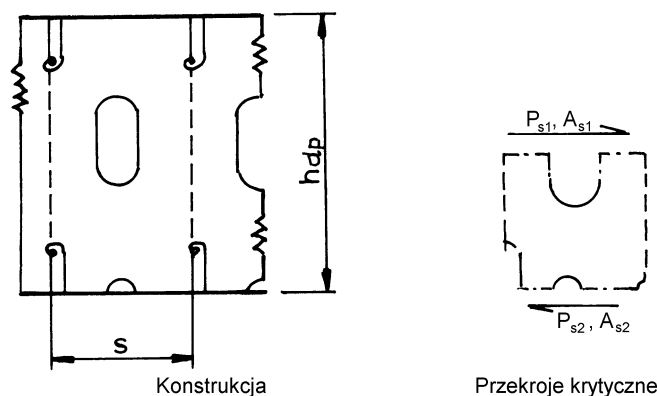
P_{s2} – siła poprzeczna (tnąca) pomiędzy usztywnieniami na poziomie dna wewnętrznego lub zewnętrznego, [N];

$$P_{s2} = 0,9 P_{s1} \quad [\text{N}]$$

A_{s1}, A_{s2} – efektywne pola powierzchni na ścinanie pomiędzy usztywnieniami, [cm²];

s – odstęp usztywnień, [cm];

h_{dp} – wysokość dna podwójnego, [cm].



Rys. 4.4.2. Wytrzymałość środników z otworami i wycięciami

4.5 Wytrzymałość grodzi poprzecznej

4.5.1 Wprowadzenie

Typową konstrukcję grodzi poprzecznej pokazano na rys. 4.5.1. Przenoszone przez cokół na zbiornik obłowy siły poprzeczne (tnące) P_c można określać bezpośrednio na podstawie obliczeń dna podwójnego. Wartości naprężeń stycznych mogą wymagać przeliczenia z uwzględnieniem powierzchni na ścinanie elementów wewnątrz zbiornika obłowego, przy burcie.

4.5.2 Naprężenia w rejonie górnego zakończenia grodzi

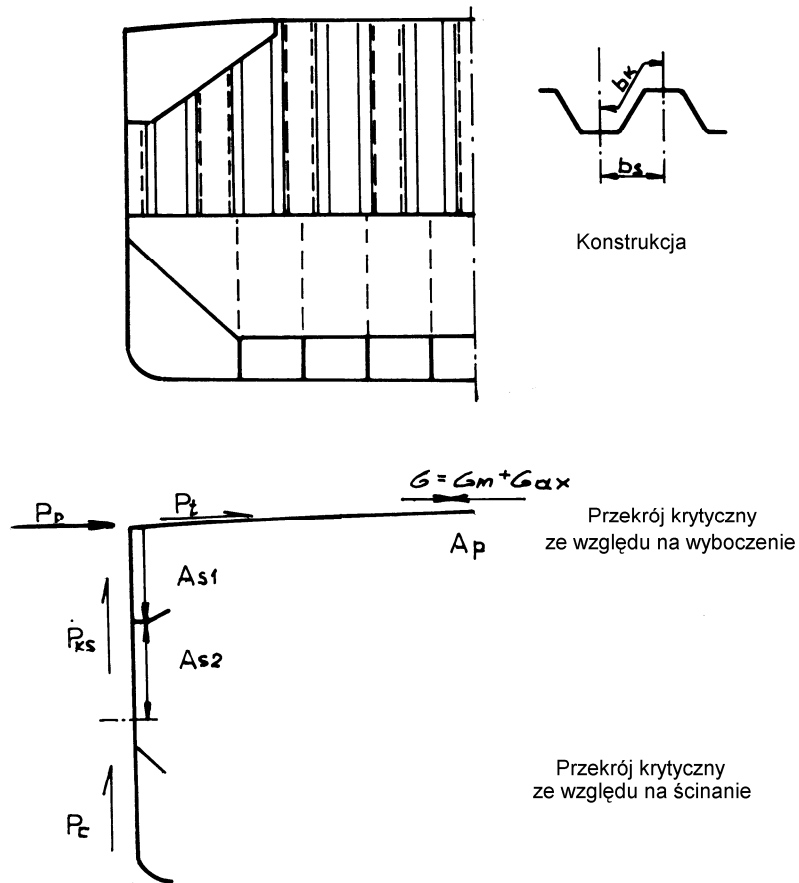
4.5.2.1 Połączenie grodzi płaskiej w zbiorniku szczytowym z umieszczoną nizej grodzi falistą nie jest w modelu uwzględnione. Przyjmuje się, że gr dz płaska w zbiorniku przyjmuje większą część siły tnącej P_{ks} obliczonej dla grodzi falistej i naprężenia styczne mogą być zwykle obliczane ze wzoru:

$$\tau = \frac{0,01P_{ks}}{A_{s1} + \frac{b_s}{b_k} A_{s2}} \quad [\text{MPa}] \quad (4.5.2.1)$$

A_{s1}, A_{s2} – pola przekroju netto, $[\text{cm}^2]$ (patrz rys. 4.5.1);
 b_s, b_k – wymiary fali grodzi, $[\text{cm}]$ (patrz rys. 4.5.1).

4.5.2.2 Poprzeczne wiązania pokłdu pomiędy lukami powinny być sprawdzone ze względu na stateczność w przypadkach, gdy występują stany obciążeń wywołujące ściskanie w pokłdowym pasie współpracującym grodzi poprzecznej.

Najniższą dopuszczalną wielkość obciążeń obliczeniowych określa stan obciążenia SO8.



Rys. 4.5.1. Wytrzymałość grodzi poprzecznej

4.5.3 Naprężenia ściskające w grodzi

Naprężenia ściskające otrzymane z analizy dna podwójnego i burty należy zsumować z naprężeniami osiowymi obliczanymi ze wzoru:

$$\sigma_{ax} = 0,01 \frac{P_p + P_t}{A_p} \quad [\text{MPa}] \quad (4.5.3-1)$$

P_p – pozioma reakcja w międzylukowym pasie pokładu, wywołana działaniem wody morskiej na burty w obrębie luków, [N];

P_t – pozioma siła tnąca w pokładzie poza lukami, [N];

A_p – efektywne pole przekroju pokładu pomiędzy lukami, [cm²].

Wartość siły P_p można otrzymać z obliczeń ramy burtowej, uwzględniając długość luku w stosunku do długości ładowni.

Wartość siły P_t może być otrzymana z rozkładu naprężeń stycznych w wiązaniach wzdłużnych (pószycia) kadłuba.

Przybliżoną wartość siły P_t można określać ze wzoru:

$$P_t = \frac{P_Q (B - b_1)}{4H} \quad [\text{N}] \quad (4.5.3-2)$$

P_Q – całkowite niezrównoważenie w kierunku pionowym zgodnie z obliczeniami dna podwójnego (pół szerokości i pół długości przyległych ładowni), [N];

b_1 – szerokość luków, [m].

4.6 Dodatkowa analiza wytrzymałościowa masowców z dużymi lukami

4.6.1 Wiadomości wstępne

Dla statków z dużymi otworami w pokładach (to jest takich, na których całkowita szerokość luków $> 0,6 B$ i długość luku przekracza $0,7$ długość ładowni), Przepisy wymagają specjalnego rozpatrzenia stanu naprężeń pochodzącego od zginania i skręcania kadłuba oraz miejscowego zginania pokładu.

Poza naprężeniami określonymi w ramach analizy naprężeń konstrukcji opisanej w rozdziale 3 niniejszej *Publikacji* powinny być oszacowane naprężenia normalne, wywołane deplanacją oraz naprężenia wywołane miejscowym zginaniem i ścinaniem wzdłużnych i poprzecznych przewiązek oraz wąskich pasów pokładów.

4.6.2 Naprężenia

Sposób określania momentów skręcających i zasady sumowania składowych naprężeń podano w *Publikacji Nr 24/P – Analiza wytrzymałości kadłuba kontenerowca*.

Dopuszczalne wartości naprężeń, szczególnie we wzdłużnych wiązarach i przewiązkach pokładu, podano również we wspomnianej *Publikacji*.

4.6.3 Naroża luków

W narożach luków statków z dużymi otworami w pokładzie występują duże naprężenia miejscowe, spowodowane łącznym działaniem wzdłużnego i poprzecznego zginania i ścinania przewiązek pokładu.

Sposób ustalenia wymaganych promieni zaokrągleń naroży luków oraz wymagane zgrubienia poszycia pokładu w rejonach naroży podano w *Publikacji PRS* wymienionej w 4.6.2.