

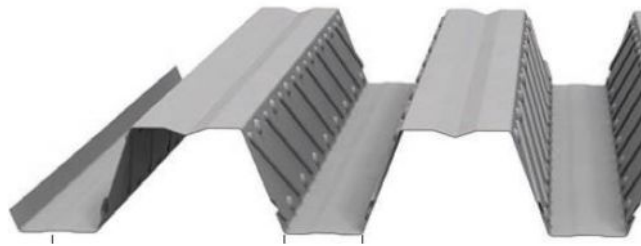
KONSTRUKCJE CIENKO CIENNE – WYBRANE ZAGADNIENIA

WPROWADZENIE - ZASADY PROJEKTOWANIA

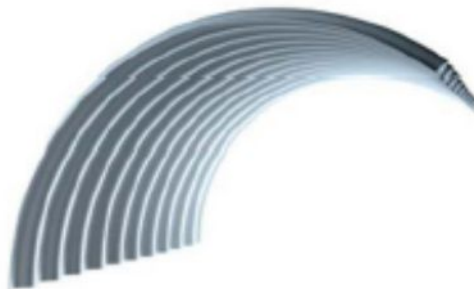
Norma PN-EN 1993-1-3 precyzuje zasady stosowania konstrukcji cienko cienych wykonanych z litych blach o ograniczonych smukło ciach cianek W konstrukcjach czasem, z ekonomicznego punktu widzenia stosuje si inne przekroje, które nie s obj te norm , ale trwaj badania i prace by te informacje znalazły si w normie.

Prace te obejmuj 7 typów elementów.

- Blachy stosowane do stropów zespolonych z przetłoczeniami poprzecznymi lub u ebrowaniem.



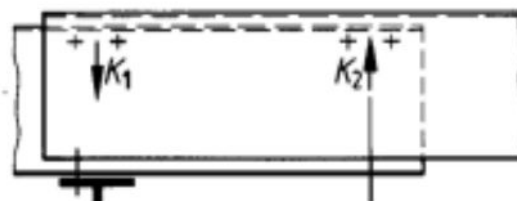
- Elementy konstrukcyjne zakrzywione na długo ci.



- Elementy konstrukcyjne z liniowymi usztywnieniami podłużnymi.

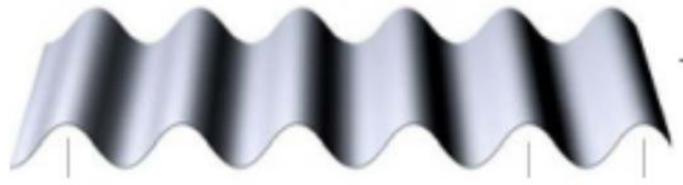


- Cienko cienne elementy montażowe.

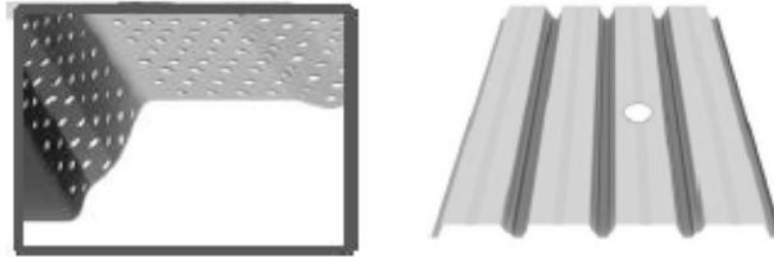


- Elementy z blach fałdowych.

W-7. Konstrukcje cienko cienne – Wybrane zagadnienia dotyczące konstrukcji cienko cienych



- Elementy z blach perforowanych lub z otworami.



- Elementy systemów lekkiej obudowy.



Przedstawione badania są związane z projektem (GRISPE, 2013-2016), gdzie szczegółowo zbadano i przetestowano siedem rodzin profili stalowych oraz opracowano szereg innowacyjnych metod obliczeniowych. Nowy projekt GRISPE PLUS wyjaśnia w prosty sposób, jak zastosować i wykorzystać wszystkie wyniki badań, oraz uzupełnia różne metody obliczeniowe.

Program GRISPE obejmował

1. Przegląd stanu techniki dla siedmiu rodzin profili stalowych,
2. Wyniki obszernego programu eksperymentalnego przeprowadzonego w latach 2013–2016,
3. Szczegółów analiz i walidacji wszystkich wyników,
4. Innowacyjne metody projektowania i obliczania opracowane na podstawie doświadczeń,
5. Podstawowe metody obliczeniowe metod obliczeniowych,
6. Łatwe w użyciu oprogramowanie na bazie arkusza Excel,
7. Propozycje normalizacji mające na celu ułatwienie włączenia wszystkich wyników prac do normy EN 1993-1-3

Pełny dostęp do opracowania jest na stronie www.grispeplus.eu, gdzie są wszystkie informacje udostępnione w kilku językach w tym w języku polskim.

BLACHY Z WYTŁOCZENIAMI UŻYWANE DLA STROPÓW ZESPOLONYCH

Typ profilowanych blach stalowych



Stalowe blachy fałdowe są integralnym elementem konstrukcyjnym w zespolonych płytach stropowych. Często są stosowane do renowacji lub przebudowy budynków handlowych i przemysłowych z uwagi na wytrzymałość, lekkość i trwałość.

W celu zwiększenia wytrzymałości na ścinanie podłużne pomiędzy stalą a betonem w stanie zespolenia, blachy są wyposażone w wytłoczenia lub wgniecenia. W fazie montażu, gdzie blacha służy jako szalunek tracony, przenosi ona ciężar własny betonu i obciążenia konstrukcyjne. Wtedy efekt wytłoczenia i wgniecenia nie jest korzystny ze względu na spadek wytrzymałości blachy na zginanie. W przeprowadzonych pracach wykazano, że wytłoczenia zmniejszają wytrzymałość na zginanie profilowanych blach o około 10% i zwiększają o około 10% wytrzymałość nad podporą ze względu na interakcję moment + reakcja.

Norma EN 1994-1 dla projektowania stropów zespolonych dla obliczenia blach w fazie montażu odwołuje się do EN 1993-1-3. Jednakże EN 1993-1-3 nie uwzględnia profili z wytłoczeniami poprzecznymi stosowanymi w blachach dla płyt zespolonych.

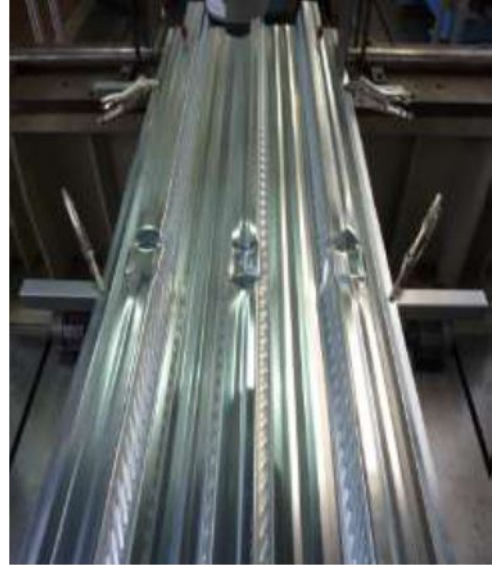
W celu określenia wytrzymałości blach fałdowych z wytłoczeniami i bez wytłoczenia w ramach programu GRISPE wykonano obszerny program złożony z 144 badaniami, zgodnie z EN 1993-1-3 Aneks A. Ponadto, wykonano 54 badania rozciągania na małych próbkach z wytłoczeniami i bez wytłoczenia, w celu określenia lokalnego wpływu wytłoczenia. Na podstawie tego programu badawczego określono współczynnik redukcji grubości profilu z wytłoczeniami, traktowanego jako przekrój efektywny.



Badania wytrzymałości na moment przęsłowy



Uszkodzenia profilu blachy na podporze skrajnej



i na podporze po redniej

Ogólne wymagania i zasady projektowania

Obliczanie blachy stalowych z wytłoczeniami powinno być zgodne z ogólnymi zasadami podanymi w EN 1993-1-3.

Należy przyjąć odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa dla stanów granicznych nośności i użytkowości zgodnie z EN 1993-1-3.

Zakres stosowania proponowanej metody obliczeń

Wymagania projektowe dotyczą blachy stalowej z wytłoczeniami. Metoda ta ma zastosowanie w określonych zakresach właściwości materiału i proporcji geometrycznych blach. Metoda nie podaje zasad rozkładu obciążeń podczas montażu. Zasady obliczeniowe obowiązują, gdy tolerancje elementów są zgodne z wymogami EN 1993-1-3. Wykonanie konstrukcji stalowych z blach stalowych objęte jest normą EN 1090.

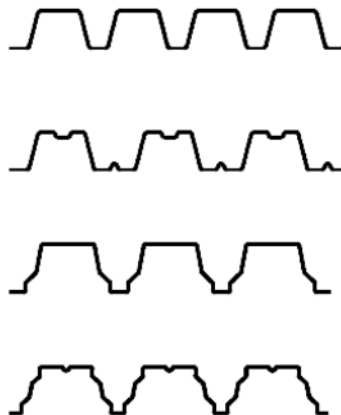
Kształty przekrojów

Blachy kształtowane na zimno mają stal grubościnną nominalną (w ramach dopuszczalnych tolerancji) na całej długości, natomiast przekrój poprzeczny może być stały lub zbieżny.

Przekrój profili kształtowanych na zimno zawiera cianki płaskie, połączone elementami zakrzywionymi.

Przykłady przekrojów blach profilowanych na zimno pokazano na rysunku

Blachy profilowane na zimno mogą być nieusztywnione lub mogą zawierać podłużne usztywnienia poprzeczne w pasach i rdzeniach.



Wymiary przekroju poprzecznego

Wymiary przekroju powinny spełniać ogólne wymagania podane w EN 1993-1-3, rozdział 1.5.3. Grubość jest grubości obliczeniową stali, którą przyjmuje się równą grubości rdzennej ewentualnie pomniejszonej o odchyłki wymiarów zgodnie z 3.2.4. Podane zasady obliczeń nie powinny być stosowane dla przekrojów których smukłość b/t , h/t , c/t i d/t są poza zakresem określonym w Tabelicy 5.1 z EN 1993-1-3.

Właściwości materiału.

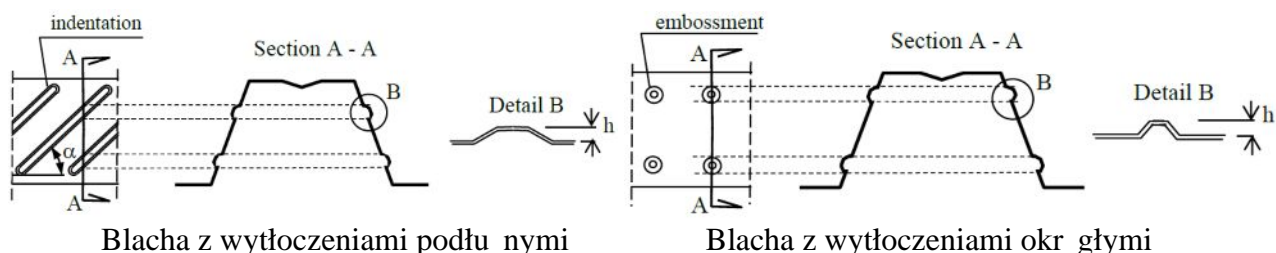
Właściwości materiału powinny spełniać wymagania podane w Rozdziale 3 PN-EN 1993-1-3. Typowymi gatunkami stali są gatunki S320GD + ZA i S350GD + ZA. Tolerancje grubości powinny spełniać wymagania podane w punkcie 3.2.4. EN 1993-1-3.

Zasady wymiarowania

Metoda obliczeń przewiduje sprawdzenie następujących warunków blach z wytłoczeniami:

- na moment zginający,
- na obciążenie skupione liniowe (w kierunku poprzecznym) lub reakcji podporów,
- na jednoczesne działanie momentu zginającego i obciążenie sił poprzecznych.

Zakres stosowania podanej metody obliczeń dotyczy blach z wytłoczeniami podłużnymi i/lub okrągłymi według rysunku.



Zakresy

- grubość blach t_{cor} 0,71 mm t_{cor} 1,21 mm,
- wysokość wytłoczenia h 4 mm,
- kąt pochylenia wytłoczenia 30° a 60° .

Dla $t_{cor} > 1,21$ mm mogą być przyjęte wartości podane dla $t_{cor} = 1,21$ mm. Dla grubości po redukcji współczynnik redukcji można wyznaczyć za pomocą interpolacji liniowej między siedzimi wartościami t podanymi w tabelicy.

t [mm]	h [mm]	wytłoczenia podłużne		wytłoczenia okrągłe	
		A	B	A	B
0,71	0 - 1,5	-0,533	1,000	-0,267	1,000
	1,5 - 2,75	-0,112	0,368	-0,056	0,684
	2,75 - 4,0	-0,025	0,128	-0,013	0,564
0,96	0 - 1,5	-0,467	1,000	-0,234	1,000
	1,5 - 2,75	-0,186	0,580	-0,093	0,790
	2,75 - 4,0	-0,020	0,122	-0,010	0,561
1,21	0 - 1,5	-0,401	1,000	-0,201	1,000
	1,5 - 2,75	-0,260	0,792	-0,130	0,896
	2,75 - 4,0	-0,015	0,116	-0,008	0,558

$$\rho = A \cdot h + B$$

Efektywny przekrój blachy z wytłoczeniami

W pierwszym kroku efektywna szerokość płaskiej ciany z wytłoczeniami powinna być obliczona zgodnie z punktem 5.5.1 (2) z EN 1993-1-3, bez uwzględnienia wytłoczeń.

W drugim kroku należy uwzględnić wytłoczenia, traktując je jako elementy płaskie o zmniejszonej grubości $t_{red} = \rho \cdot t_{cor}$

$$\text{gdzie: } \rho = A \cdot h + B$$

h jest wysokością wytłoczenia w mm,

A i B są współczynnikami podanymi w tabelicy.

Położenie przekroju dla obliczenia jego wytrzymałości na zginanie powinno być wybrane tak, aby wywoływało ono najbardziej niekorzystny efekt.

Nośność blachy z wytłoczeniami na zginanie

Obliczeniowa nośność przekroju na zginanie $M_{c,Rd}$ jest określona zgodnie z punktem 6.1.4 EN 1993-1-3.

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Wskaźnik wytrzymałości W_{eff} oblicza się dla przekroju współpracującego poddanego zginaniu względem osi głównej, przy maksymalnych naprężeniach $\sigma_{max,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$. Przy obliczaniu stateczności elementu uwzględnia się dodatkowo wpływ wyboczenia miejscowego i dystorsyjnego.

Nośność blachy z wytłoczeniami na obciążenie skupione i reakcja na podporze

Nośność na zmianę średnicy rodniczki blachy z wytłoczeniami oblicza się według wzoru (6.18) EN 1993-1-3

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \left(1 - 0,1\sqrt{r/t} \right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t} \right] \left(2,4 + (\phi/90)^2 \right) / \gamma_{M1} \quad (6.18)$$

Interakcja zginania i obciążenia poprzecznego

W przypadku blach z wytłoczeniami, stosowane wzory (6.28a), (6.28b) i (6.28c) EN 1993-1-3,

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (6.28a)$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1 \quad (6.28b)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25 \quad (6.28c)$$

gdzie: $M_{c,Rd}$ - nośność przekroju przy zginaniu ustalona z uwzględnieniem wytłoczeń,

$R_{w,Rd}$ - nośność poprzeczna rodniczki ustalona z uwzględnieniem wytłoczeń,

W przypadku elementów obciążonych jednocześnie momentem zginającym M_{Ed} i obciążeniem liniowym F_{Ed} warunki nośności mają postać:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25 \quad (6.28c)$$

KASETY CIENNE Z LINIOWYMI USZTYWBIENIAMI WZDŁU NYMI

Wprowadzenie

Stalowe kasetki cienne s cienko ciennymi elementami lekkiej obudowy u ywanymi jako wewn trzna powłoka systemu podwójnej ciany osłonowej. Jako zewn trzn powłok takiej obudowy stosuje si arkusze blachy profilowanej trapezoidalnie lub te arkusze blachy falistej. S one poł czone z w skim pasem kołnierza kasetki ciennej w sposób bezpo redni lub przez konstrukcj dystansow . W przypadku stosowania przekładek dystansowych rozstaw mocowania arkuszy mo e by wi kszy ni ten stosowany przy mocowaniu bezpo rednim.

Zewn trzna powłoka tego typu lekkiej obudowy słu y jako ochrona przed warunkami atmosferycznymi, kasetka cienna ma natomiast funkcj podtrzymuj c . Ponadto w skie pasy kołnierzy kasetki s stabilizowane przez sztywno cinania zewn trznej powłoki.

W punkcie 10.2. normy EN 1993-1-3 podano metod projektowania stalowych kasetek ciennych. Procedura projektowa rozró nia sytuacje ze ciskaniem i z rozci ganiem szerokiego pasa kasetki. Je eli szeroki pas kasetki jest rozci gany to graniczny moment zginaj cy ma warto :

$$M_{b,Rd} = 0,8 \cdot \beta_b \cdot W_{eff,com} \cdot f_{y,b} / \gamma_{M0}$$

przy czym współczynnik redukcyjny wyznacza si z zale no ci: $\beta_b = 1,15 - s_1 / 2000$

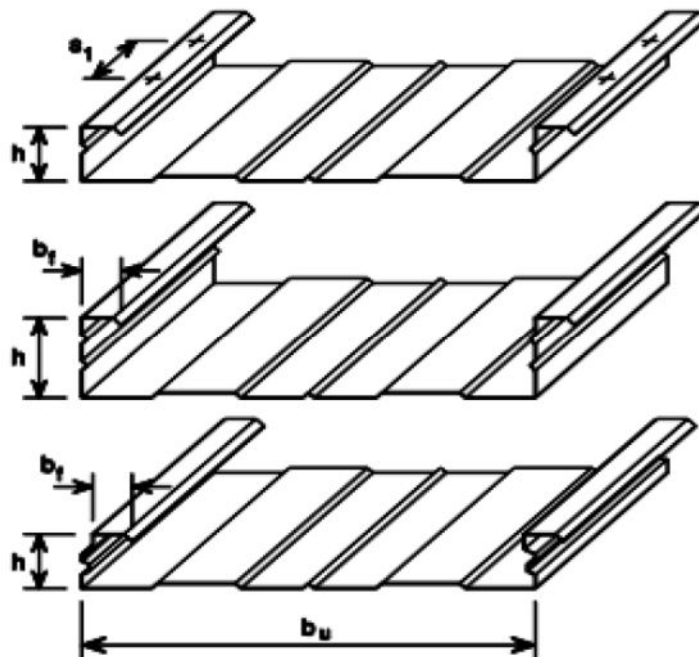
Redukcj t stosuje si je eli rozstaw mocowania pasów kołnierzy kasetki s_1 jest równy co najmniej 300 mm. Je li odległ o ta jest mniejsza ni 300 mm, graniczny moment zginaj cy nie musi by zmniejszany.

Tak okre lony sposób projektowania jest raczej zachowawczy, a ponadto ograniczony do maksymalnego rozstawu mocowania równego $s_1 = 1000$ mm. Tego typu ograniczenie, ze wzgl du na rosn ce wymagania architektoniczne i termiczne, nie jest ju jednak praktycznie uzasadnione.

Problem ze zwi kszonym rozstawem mocowania s_1 polega na zmniejszeniu w takim przypadku usztywnieniaj cego dział ania na kaset powłoki zewn trznej. Zbadanie wpływu zmniejszonej sztywno ci cinania było cz ci prac badawczych raportowanych w niniejszej instrukcji.

Typy stalowych kasetek ciennych

Prezentowana procedura obliczeniowa stalowych kasetek ciennych wi e si z bardziej precyzyjnym wyznaczeniem warto ci współczynnika redukcyjnego β_b a tak e z rozszerzonym zakresem stosowania rozstawu mocowania s_1 pomi dzy zewn trzn powłok ciany osłonowej i w skim pasem kołnierza kasetki ciennej.



Zakres stosowania stalowych kaset ciennych

$$\begin{aligned} 0,75 \text{ mm} &\leq t_{\text{nom}} \leq 1,5 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} &\leq b_f \leq 60 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} &\leq h \leq 200 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} &\leq b_u \leq 600 \text{ mm} \\ &I_a / b_u \leq 10 \text{ mm}^4 / \text{mm} \\ &s_1 \leq 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Zakres bada do wiadczalnych

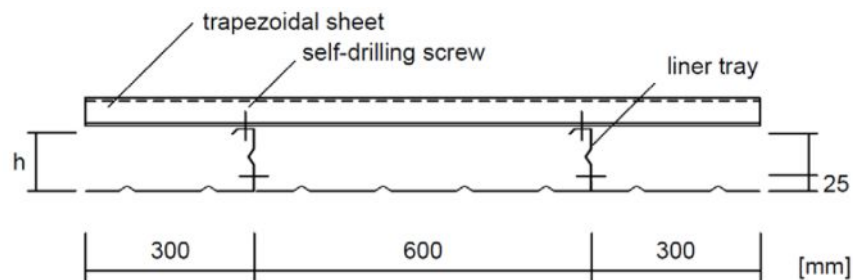
Aby określić i porównać wartości nośności systemów cian okładzinowych z wiązszymi najczęściej stosowanymi rozstawami mocowania s_1 zrealizowano szeroki program badań do wiadczalnych, zgodnych z wymaganiami Aneksu A normy EN 1993-1-3. Zastosowano następujące rozstawy:

- $s_1 = 621 \text{ mm}$,
- $s_1 = 1242 \text{ mm}$,
- $s_1 = 1863 \text{ mm}$,
- bez mocowania do zewnętrznej powłoki.

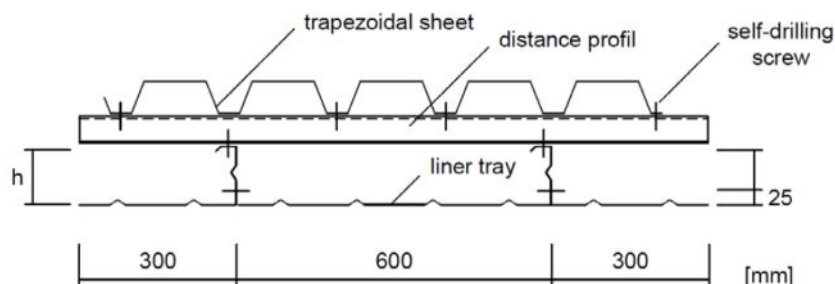
Przeprowadzono następujące badania słupce do określenia wartości nośności kasy na zginanie, oraz jej odporności na wybrzuszenie ródniaka (razem 71 próbek z różnym rozstawem mocowania):

- badania pojedynczego przęsła,
- badania podpory pośredniej,
- badania elementu dwuprzęsłowego.

Elementy testowane w badaniach pojedynczego przęsła i w badaniach podpory pośredniej składały się z kasy pełnej i dwóch kaset półkowych połączonych ze sobą ródnikami kołnierzy jak również połączonych w skrajnych pasach kołnierzy, w rozstawie s_1 , z trapezoidalnie profilowaną blachą zewnętrzną umieszczoną prostopadle względem tych kaset.



Elementy testowane w schemacie ustroju dwuprzęsłowego składały się z kasy pełnej i dwóch kaset półkowych połączonych ze sobą ródnikami kołnierzy jak również połączonych w skrajnych pasach kołnierzy z przekładką dystansową umieszczoną prostopadle względem tych kaset. Przekładka ta była z kolei połączona z trapezoidalnie profilowaną blachą zewnętrzną w efekcie czego kierunek profilowania tej blachy był równoległy do kierunku profilowania samych kaset.



Z badań przeprowadzonych dla pojedynczego przysła wynikało, że niezależnie od konwencjonalnego sposobu zniszczenia kasety w czasie obudowy może wystąpić inny, typowy dla kasety bez powłoki zewnętrznej. W przypadku kaset z usztywnieniem zapewniającym sztywność na cięcie zniszczenie nastąpiło przez lokalną utratę stateczności, w sytuacji jednak gdy takiego usztywnienia nie było zniszczenie nastąpiło przez zwichnięcie.



W-7. Konstrukcje cienkościenne – Wybrane zagadnienia dotyczące konstrukcji cienkościennej

Ogólne wymagania i zasady projektowe

Projektowanie powinno być zgodne z wymaganiami ogólnymi zawartymi w przepisach normy.

Na podstawie zaleceń normy EN 1993-1-3 procedury dotyczącej stalowych kaset ciennych z rozstawem mocowania s_1 nie przekraczającym wartości 2000 mm. Metoda projektowa jest ważna jedynie w przypadku gdy wszelkiego typu tolerancje spełniają wymagania i ograniczenia normy EN 1993-1-3.

Przekroje poprzeczne blach z których wykonano kasety mogą być niewzmocnione lub te mogą zawierać wzdłużne usztywnienia w ich pasach i/lub rdzeniach kołnierzy. Profilowane arkusze tych blach mają stałą nominalną grubość na całej swojej długości, w dopuszczalnych tolerancjach, i mogą mieć albo przekrój lokalnie płaski albo tęfalisty. Wymiary przekroju poprzecznego blachy kasety powinny być zgodne z ogólnymi wymaganiami rozdziału 1.5.3 normy EN 1993-1-3. Rekomendowane tu metody projektowania nie należy stosować do przekrojów blachy lokalnie nie mieszczących się w dopuszczalnych zakresach stosunków szerokości do grubości, takich jak: b/t , h/t , c/t i d/t . Grubość obliczeniowa blachy t jest zmierzona grubości rdzenia stalowego pomniejszona o tolerancję, zgodnie z rozdziałem 3.2.4 normy EN 1993-1-3.

Graniczny dodatni moment zginający kasety cienne (przypadek szerokiego pasa kasety poddanego rozciąganiu) jest w ogólności ograniczany przez graniczne siły ściskające w skrajnej części kołnierzy. Ściskane pasy kołnierzy są przy tym stabilizowane w celu zabezpieczenia ich przed ewentualnym zwichrzeniem. Tego typu stabilizację uzyskuje się przez punktowe połączenia między kasetami i zewnętrznymi blachami okładziny.

Rozstaw mocowania s_1 określa długość wyboczeń ściskanego pasa kołnierza, a zatem pośrednio graniczne siły ściskające w tym pasie i w konsekwencji także graniczny moment zginający kaset. Graniczny moment zginający kaset jest w przybliżeniu proporcjonalny do nośności na ściskanie specyfikowanej dla pasów kołnierzy.

Nowa procedura projektowania, rekomendowana w niniejszej instrukcji, rozpoczyna się w czwartym kroku obecnie stosowanej metody obliczeniowej o algorytmie zawartym w punkcie 10.2.2.2 normy EN 1993-1-3 (szeroki pas kasety poddany rozciąganiu). Zmiany w konwencjonalnej metodzie projektowania dotyczą w tym przypadku współczynnika redukcji β_b określonego dla momentu zginającego kasety cienne.

Procedura obliczeniowa

Współczynnik redukcyjny β_b zależy od rozstawu mocowania s_1 odpowiada w przybliżeniu stopniowi redukcji nośności na ściskanie pasów kołnierza kasety. Graniczny moment zginający kasety wyznacza się z zależności:

$$M_{c,Rk,2} = M_{c,Rk,1} \cdot \frac{N_{Rk,2}}{N_{Rk,1}} = M_{c,Rk,1} \cdot \beta_b$$

gdzie: $M_{c,Rk,1}$ - wartość charakterystyczna (znanego a priori) granicznego dodatniego momentu zginającego kasety przy danym rozstawie mocowania $s_{1,1}$,

$M_{c,Rk,2}$ - wartość charakterystyczna (nieznanego a priori) granicznego dodatniego momentu zginającego kasety przy danym rozstawie mocowania $s_{1,2}$,

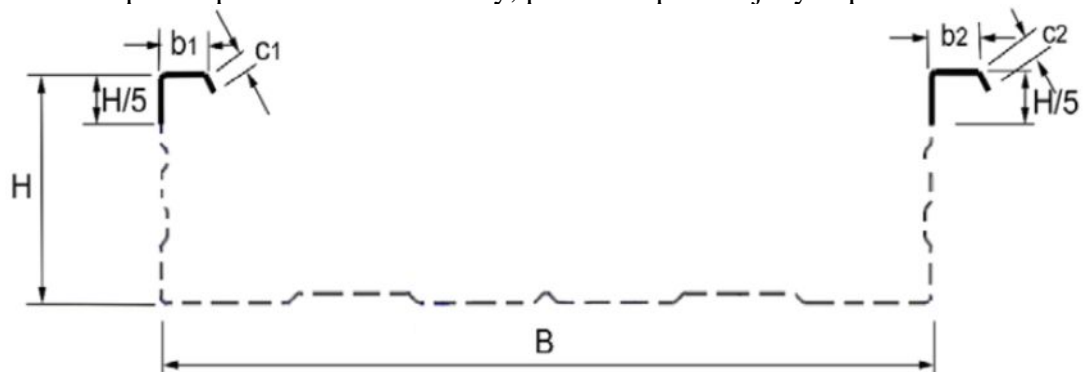
$N_{Rk,1}$ - wartość charakterystyczna granicznej siły ściskającej pas kołnierza kasety, obliczona przy założeniu długości wyboceń $l=s_{1,1}$,

$N_{Rk,2}$ - wartość charakterystyczna granicznej siły ściskającej pas kołnierza kasety, obliczona przy założeniu długości wyboceń $l=s_{1,2}$.

Obliczenie wartości charakterystycznej granicznej siły ściskającej pas kołnierza kasety powinno być zgodne z następującymi zasadami:

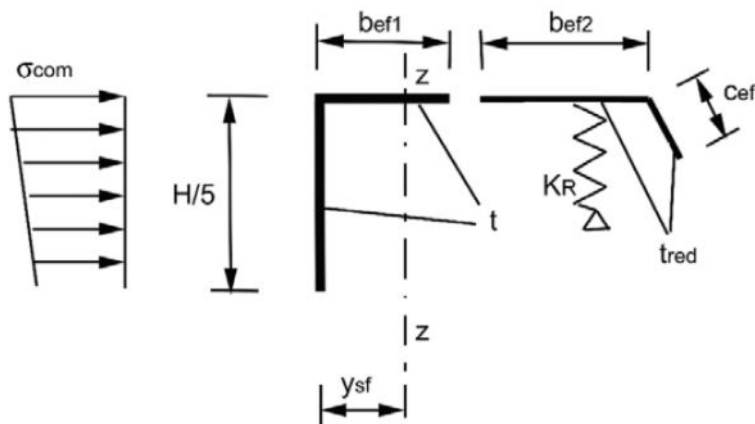
Krok 1: Przekrój pasów kołnierza kasety brutto:

Przekrój brutto ciskanego pasa kołnierza kasety składa się z przekroju samego pasa, przekrojów wzdłużnych usztywnień brzegowych i 1/5 przekroju rodnika kołnierza. Odrębne obliczenia powinny być wykonane dla pasów po obu stronach kasety, ponieważ przekroje tych pasów są różne.



Krok 2: Efektywny przekrój ciskanego pasa kołnierza kasety

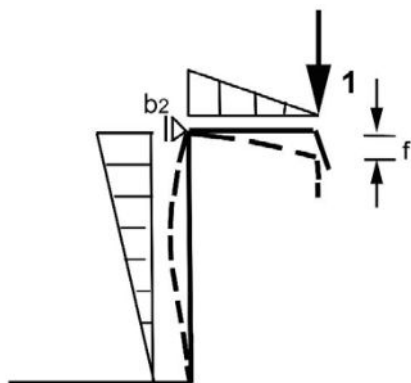
Efektywny przekrój ciskanego pasa kołnierza kasety powinien uwzględniać lokalne wyboczenie tego pasa (b_{ef1} , b_{ef2}) i usztywnienia brzegowego (c_{ef}), a także wyboczenie samego usztywnienia (t_{red}). Obliczenie wykonuje się dla wybranego poziomu naprężenia σ_{com} , odrębnie dla każdego z dwóch pasów kołnierza rozpatrywanej kasety.



Charakterystyki przekroju poprzecznego:

- y_{sf} – położenie osi obojonej przy analizie zwichrzenia,
- A_{fz} – powierzchnia efektywnego przekroju ciskanego pasa kołnierza kasety,
- I_{fz} – moment bezwładności przekroju efektywnego względem osi z-z,

Szytywno sprzyjnie modelując wpływ usztywnienia brzegowego określa się według pokazanego poniżej schematu i oblicza ze wzoru.

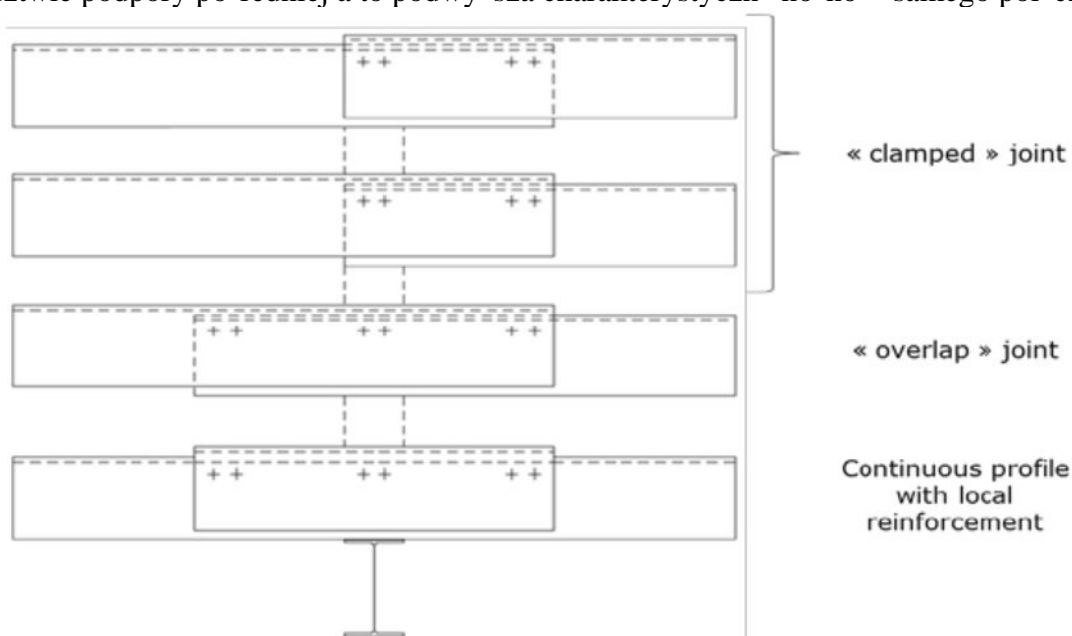


$$K_R = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{3}{b_2 \cdot (b_2^2 + b_2 \cdot h)}$$

Wprowadzenie

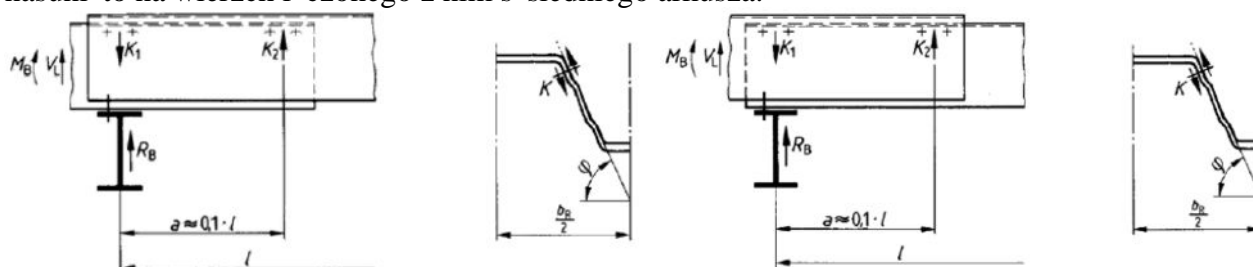
Prezentowane procedury dotyczą cienkościennej profilowanych blach stalowych o przekrojach, uci głonych w poł czeniu nad podpor po redni .

Zakres tematyczny normy PN-EN-1993-1-3 nie zawiera reguł projektowania uci głonego poł czenia pokry dachowych i okładzin cienkich wykonanego ze stalowych blach profilowanych ł czonych nad podpor w procesie monta u na placu budowy. Dotyczy to sytuacji gdy pojedyncze arkusze tych blach transportuje si osobno na miejsce monta u a nast pnie ł czy ze sob na zakładk , jako zł cza jednostronne wzgl dem osi podpory (clamped joint), zł cza dwustronne wzgl dem tej osi (overlap joint) lub te zł cza z dodatkowym arkuszem wzmacniaj cym (continuous profile with local reinforcement). W przypadku ł cznego oddziaływania na tak uci głone poł czenie niegu i wiatru, w niektórych sytuacjach otrzymuje si lokalne podwy szenie warto ci miarodajnego efektu obci enia. Tak jest na przykład wtedy gdy na dwuprz słowym pokryciu z uci głonym poł czeniem nad podpor rodkiem obci enie zmienne oddziałuje jedynie na jedno prz słó. W praktyce zastosowana zakładka ł czonych ze sob arkuszy daje lokalne wzmocnienie przekroju poprzecznego w s siedztwie podpory po redniej a to podwy sza charakterystyczn no no samego poł czenia.



Te rozwi zania nie s obj te procedurami normy. Istniej tam rozwi zania dla arkuszy blach ł czonych na zakładk . Jednak warto siły przenoszonych przez kontakt pomi dzy arkuszami wymaga przeprowadzenia niezale nych bada . W obszarze zakładki przyjmuje si , e no no pokrycia odpowiada no no ci pojedynczego uci głonego przekroju poprzecznego (bez wzmocnienia).

Na rysunku pokazano dwie mo liwo ci skonstruowania zakładki uci głaj cej arkusze blach w zł czu jednostronnym wzgl dem osi podpory, odpowiednio: pierwsz - ze wspornikowym ko cem arkusza wsuni tym pod ł czony z nim s siaduj cy arkusz; oraz drug - gdy wspornikowy koniec arkusza nasuni to na wierzch ł czonego z nim s siedniego arkusza.

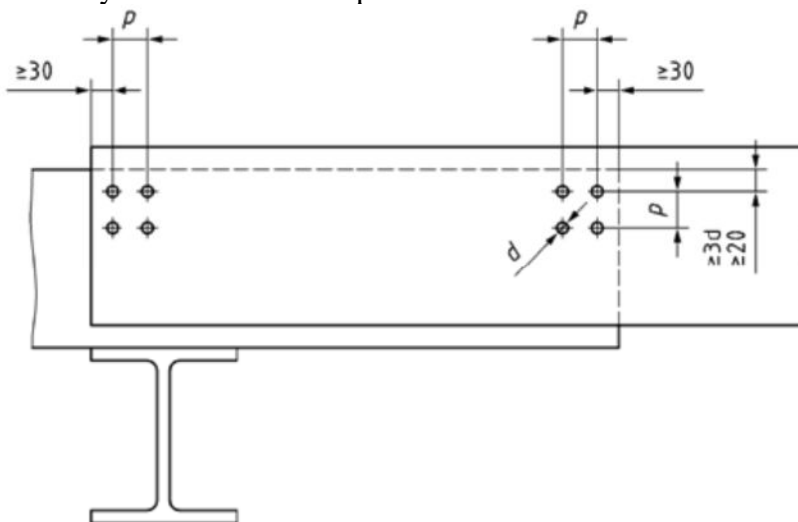


W przypadku poł czenia z zakładk jednostronn wzgl dem osi podpory siła przypadaj ca na grup ł czników zespalaj cych rodniki blach wynosi odpowiednio:

$$K = \max K_i = \frac{|M_B|}{2 \cdot a \cdot \sin \varphi} \cdot b_R \quad \text{lub} \quad K = \max K_i = \frac{|M_B + V_L|}{2 \cdot \sin \varphi} \cdot b_R$$

W każdym z tych przypadków, zarówno na kierunku pionowym jak i na kierunku poziomym, uwzględnia się pracę co najmniej dwóch łeczek (co w sumie może dać maksimum 4 łeczki rozmieszczone w całym połczeniu). Dopuszczalne odległości osi łeczek od krawędzi arkuszy blach oraz rozstawy osi tych łeczek muszą spełniać następujące wymagania:

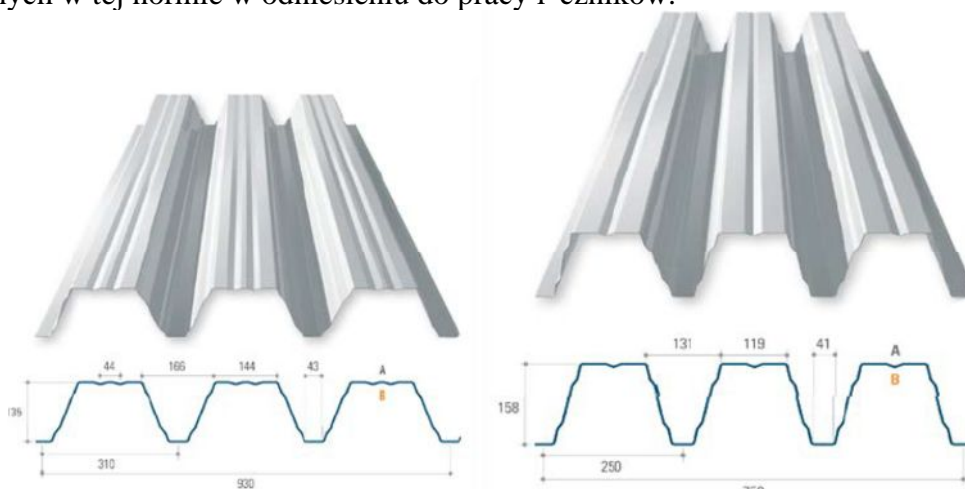
- odległość osi łeczek od krawędzi w kierunku obciążenia: $3d$ oraz 20 mm ;
- odległość osi łeczek od krawędzi w kierunku prostopadłym do obciążenia: 30 mm ;
- odległość pomiędzy osiami łeczek p : $4d$ oraz 40 mm oraz $10d$.

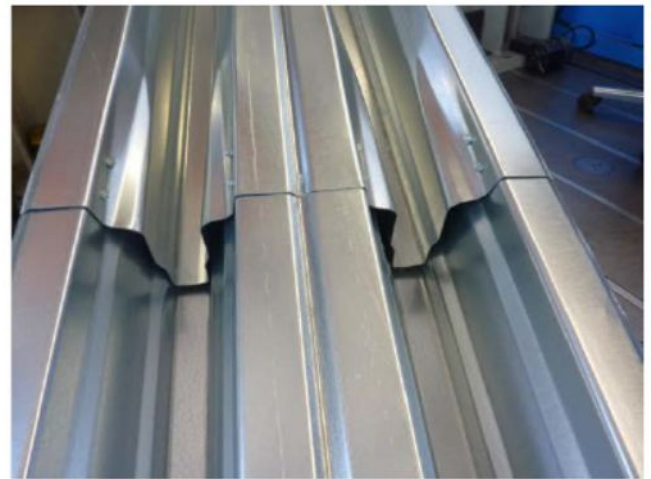
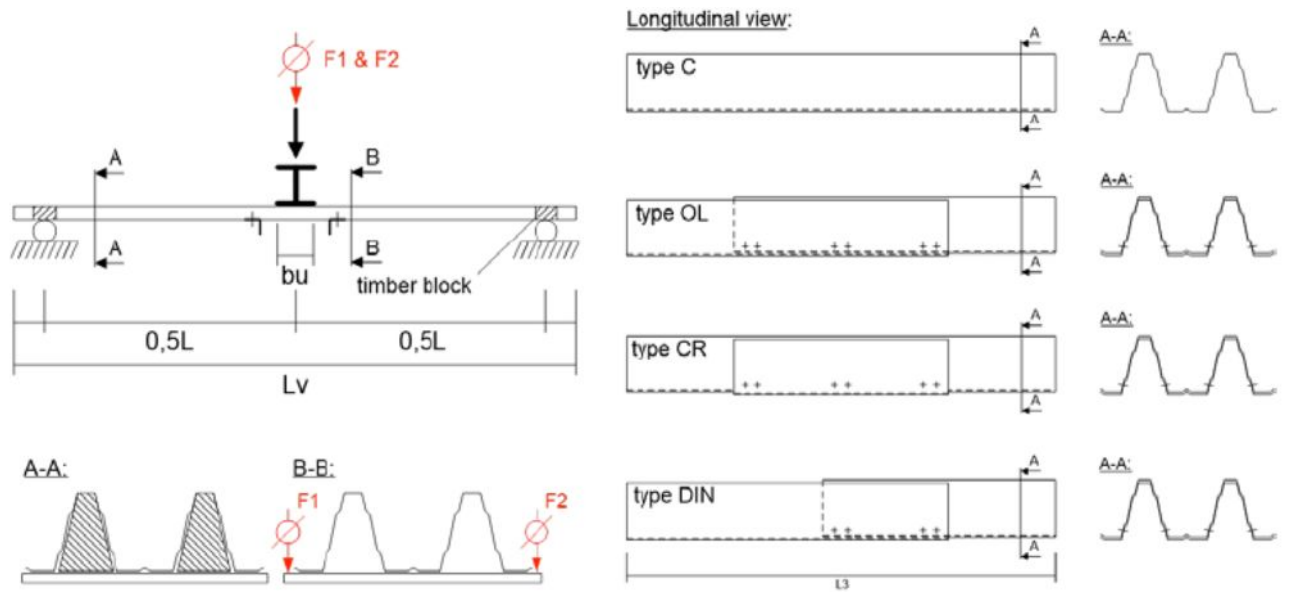


Główne rezultaty uzyskane z badań

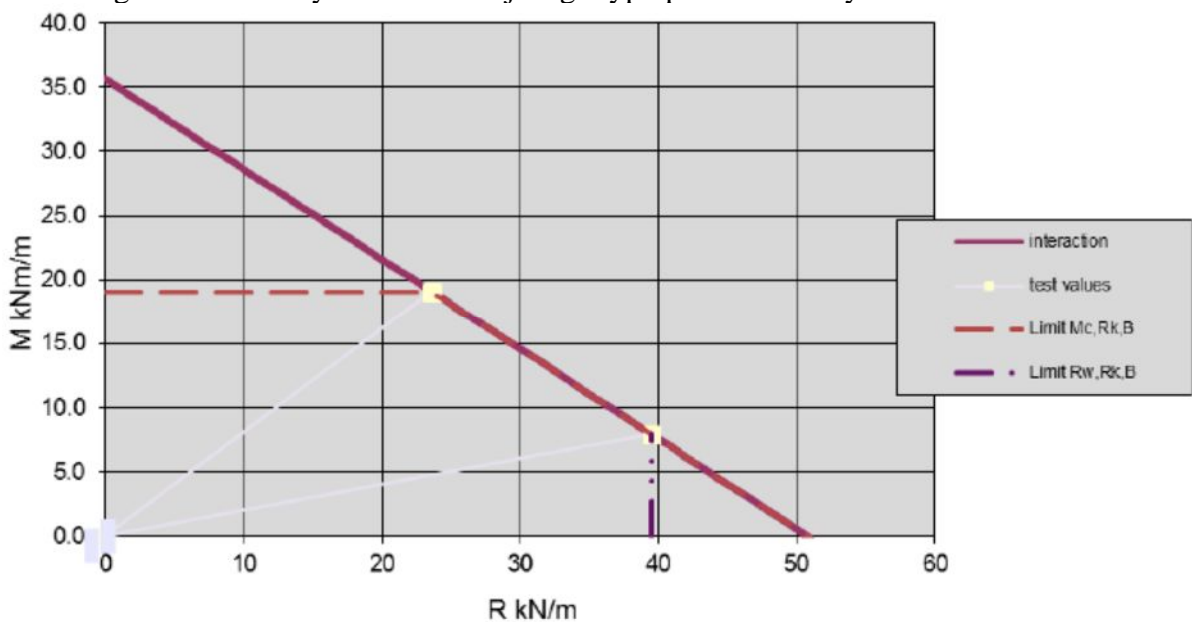
W celu potwierdzenia procedur obliczeniowych, przeprowadzono serię badań odnoszących się do połczenia zakładkowego, jednostronnego względem osi podpory. Dodatkowo wykonano również odpowiednie badania weryfikujące zachowanie się połczenia z zakładką dwustronną względem osi podpory pod obciążeniem. Do szczegółowej analizy wybrano dwa typy blach, odpowiednio 135/310 oraz 158/250, uznane za reprezentatywne z uwagi na kąt nachylenia rodniczka.

Przeprowadzono serię 128 badań dostosowanych do różnych typów zakładki. Badano również połczenia nad podporami pośrednimi. W celach porównawczych przeprowadzono towarzyszące badania pojedynczych arkuszy blach. Badania połczenia z zakładką dwustronną względem podpory były prowadzone zgodnie z wymaganiami PN-EN-1993-1-3 w celu weryfikacji wiarygodności reguł zamieszczonych w tej normie w odniesieniu do pracy łeczek.





Porównanie poszczególnych rozwi za badanego po czenia oparto na relacjach M-R wyznaczonych dla ka dego z bada . Przykładow relacj tego typu pokazano na rysunku.



W-7. Konstrukcje cienko cienne – Wybrane zagadnienia dotycz ce konstrukcji cienko ciennych

W badaniach wykazano, e:

- W przypadku poł czenia z zakładk dwustronn wzgl dem osi podpory no no takiego poł czenia nie jest dokładnie sum no no ci dwóch arkuszy liczonych pojedynczo. Osi ga ona bowiem jedynie warto $1.8M_{Rd}$ gdzie M_{Rd} jest no no ci na czyste zginanie przekroju poprzecznego pojedynczego arkusza blachy. T sam zale no zarejestrowano w odniesieniu do poł czenia uci glanego i wzmacnianego dodatkowym arkuszem blachy.
- Specyficzny sposób zniszczenia realizuje si na ko cach wsporników i dlatego na podstawie testów przyj to, e w tym obszarze odpowiednia no no wynosi jedynie $0.5R_{w,Rd}$.

Obszar zastosowania

Procedura dotyczy metody obliczeniowej słu cej do okre lania no no ci poł czenia zakładkowego. Jest dostosowana do minimalnego zakresu dyspozycji technologicznych. Zakres tematyczny nie dotyczy scenariusza obci e zewn trznych realizowanego podczas budowy i montau. Podane zasady oblicze s wa ne jedynie wtedy gdy tolerancje elementów gi tych na zimno spełniaj wymogi odpowiednich norm. Arkusz profilowanej blachy stalowej musi by uło ony na trzech lub wi cej podporach, stalowych lub drewnianych, o minimalnej szeroko ci nad podpor po redni równej 60 mm. Bezpo redni kontakt blachy profilowanej z podpor betonow nie jest dopuszczalny.

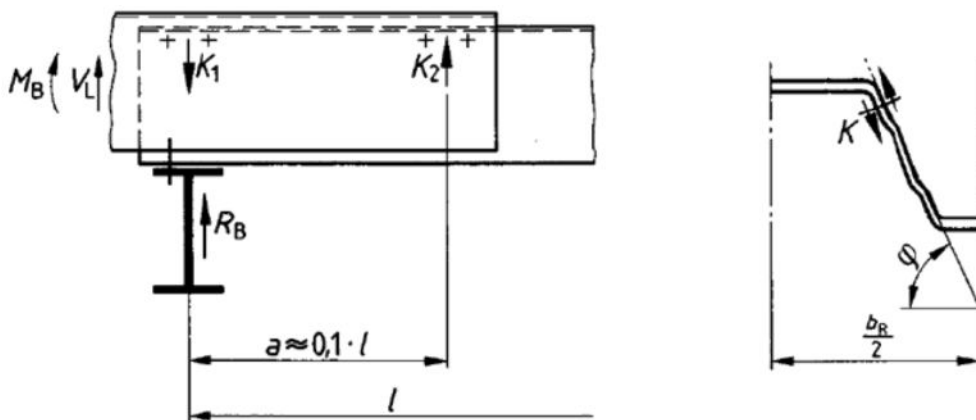
Profilowane arkusze badanej blachy maj w ramach dopuszczalnych tolerancji stał nominaln grubo na całej ich długo ci i mog mie albo jednolity przekrój poprzeczny albo te przekrój liniowo zbie ny wzdłu ich długo ci. Przekroje poprzeczne profilowanych arkuszy blach zawieraj pewn liczb płaskich elementów płytowych poł czonych ze sob elementami zakrzywionymi.

Przepisy dotycz ce oblicze podane w niniejszej instrukcji nie powinny by stosowane w odniesieniu do przekrojów poprzecznych wykraczaj cych poza zakres stosunków szeroko ci do grubo ci, odpowiednio: b/t , h/t , c/t oraz d/t , według normy PN-EN-1993-1-3.

Do wzajemnego poł czenia arkuszy blach profilowanych nale y wykorzystywa grupy maksymalnie czterech ł czników w ka dej grupie uło onych w kwadrat. Ł cz one rodniki blach i rozmieszczone s na obu ko cach zakładki. W ka dej grupie odległo osi skrajnych ł czników od kraw dzy zakładki powinna wynosi co najmniej 30 mm. Odległo osi górnych ł czników od spodu pasa górnego blachy powinna wynosi co najmniej 20 mm, a przy tym nie mniej ni $3d$, gdzie d jest rednic otworu. Odległo ci, zarówno pionowe jak i poziome, pomi dzy samymi ł cznikami powinny wynosi co najmniej 40 mm a przy tym by wi ksze lub równe $4d$.

Procedura projektowa

Stalowe arkusze blach ł czone na zakładk jednostronn wzgl dem osi podpory z cz ci wspornikow nasuni t na wierzch poł czenia



Weryfikacja no no ci poł czenia

Weryfikacja no no ci poł czenia w osi podpory jest dokonywana w oparciu o warto ci obliczeniowe $M_{B,Rd}$ i $R_{w,Rd,B}$ specyfikowane dla uci glonego przekroju poprzecznego o nie zmienionej obliczeniowej

grubości, z uwzględnieniem wpływu reakcji podporowej w przypadku obciążenia skierowanego w dół (interakcja M-R) lub interakcji M-V gdy obciążenie skierowane jest w górę.

Wartości $M_{B,Rd}$ i $R_{w,Rd,B}$ powinny być wyznaczone zgodnie z punktami 6.1.4 i 6.1.7 normy PN-EN-1993-1-3 natomiast warunki interakcyjne na podstawie punktu 6.1.11 tej normy.

Weryfikacja momentu wybruszenia środkowego

W przypadku obciążenia skierowanego w dół ewentualna możliwość wybruszenia środkowego rdzenia blachy na końcu części wspornikowej weryfikowana jest na podstawie zależności:

$$F_{Ed} = M_{B,Ed} / a < 0,5 \cdot R_{w,Rd,B}$$

gdzie: $R_{w,Rd,B}$ jest nośnością nad podporą pośrednią rdzenia blachy wyznaczaną przy negatywnym ustawieniu blachy dla maksymalnej szerokości podparcia. Na ogół $l_{a,B} = 160$ mm.

Dla obciążenia arkusza skierowanego w górę wystąpienie wybruszenia rdzenia blachy na krawędzi części wspornikowej nie jest możliwe. W takim przypadku weryfikacja tego warunku nie jest potrzebna.

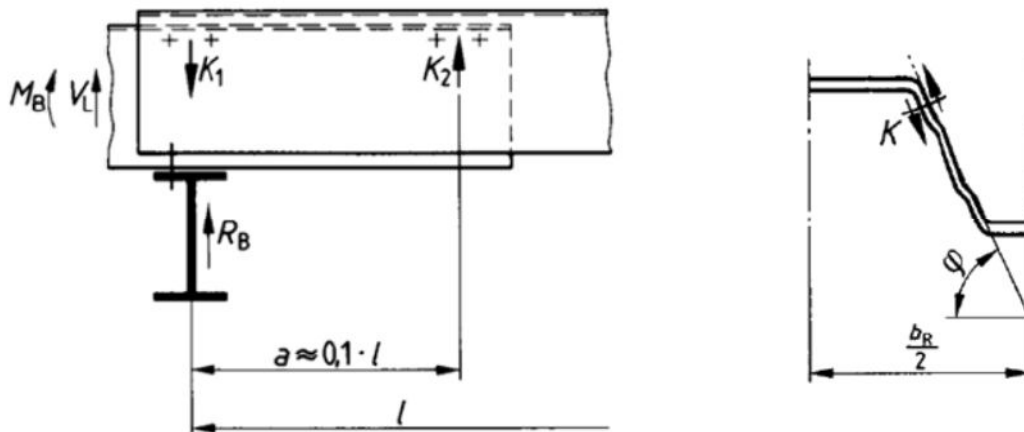
Weryfikacja nośności pojedynczej grupy łączników na siłę K_{Ed}

Weryfikacja tego typu dotyczy przeniesienia siły obciążającej pojedynczych grup łączników w połowie rdzeniach przylegających do siebie arkuszy blach. Przeprowadza się ją sprawdzając nierówność:

$$\frac{K_{Ed}}{\sum F_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{przy czym} \quad K_{Ed} = \max K_i = \frac{|(M_{B,Ed}/a) + V_{L,Ed}| \cdot b_R}{(2 \cdot \sin \varphi)}$$

Gdzie $\sum F_{V,Rd}$ jest sumaryczną nośnością w rozpatrywanej grupie ze względu na ich trzpienie.

Stalowe arkusze blach łączone na zakładkę jednostronnie względem osi podpory z części wspornikowej wsunięte pod spód połowienia



Weryfikacja nośności połowienia

Weryfikacja nośności połowienia w osi podpory jest dokonywana tak samo jak w poprzednim przypadku.

Weryfikacja momentu wybruszenia rdzenia

Zarówno w przypadku wystąpienia obciążenia skierowanego w dół jak i w sytuacji działania na połowie obciążenia skierowanego w górę wybruszenie rdzenia blachy na krawędzi części wspornikowej nie jest możliwe. Nie ma zatem potrzeby weryfikacji tego rodzaju zagrożenia.

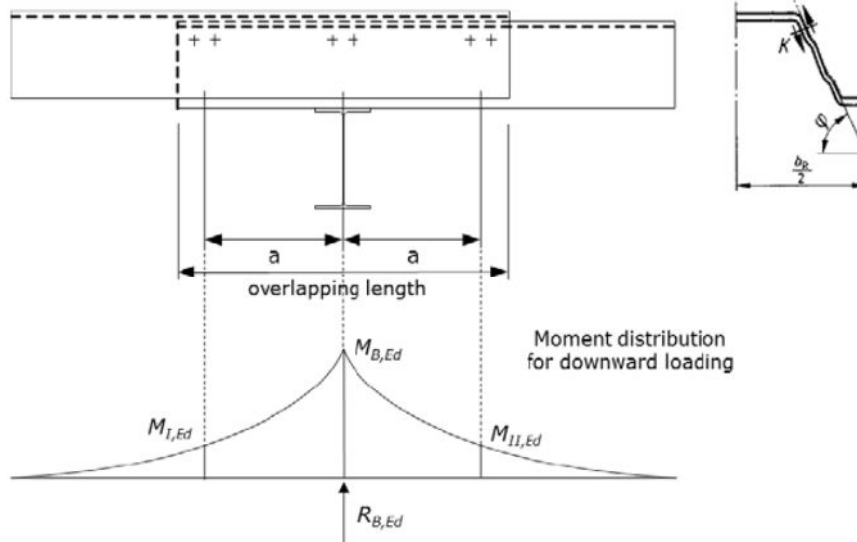
Weryfikacja nośności pojedynczej grupy ł czników K_{Ed}

Weryfikacja tego typu dotyczy przeniesienia siły obciążającej pojedynczych grup ł czników w połączeniu rodniców przylegających do siebie arkuszy blach. Przeprowadza się ją sprawdzając nierówność :

$$\frac{K_{Ed}}{\sum F_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{przy czym} \quad K_{Ed} = \max K_i = \frac{|M_{B,Ed}|}{(2 \cdot a \cdot \sin \varphi)} \cdot b_R$$

Gdzie $\sum F_{V,Rd}$ jest sumaryczną nośnością w rozpatrywanej grupie ze względu na ich trzpienie.

Stalowe arkusze blach ł czone na zakładki dwustronnie względem osi podpory



Ustalenie wartości

Przed przystąpieniem do projektowania należy ustalić wartości momentów zginających $M_{B,Ed}$, $M_{I,Ed}$, $M_{II,Ed}$ oraz reakcji podporowej $R_{Ed,B}$ pochodzących od obciążenia zewnętrznego o wartościach obliczeniowych przyłożonego do połączonych arkuszy blach, zgodnie z zasadami analizy statycznej prowadzonej dla ustrojów uciążonych nad podporami.

Weryfikacja nośności połączenia w osi podpory

Weryfikacja nośności połączenia w osi podpory jest dokonywana przy założeniu wykorzystania jedynie 90 % wartości obliczeniowych $M_{B,Rd}$ i $R_{w,Rd,B}$ w każdym z ł czonych arkuszy blachy o niezmienionej obliczeniowej grubości, z uwzględnieniem wpływu reakcji podporowej w przypadku obciążenia skierowanego w dół (interakcja M-R) lub interakcji M-V gdy obciążenie skierowane jest w górę. A zatem:

$$M_{B,Ed} \leq 0,9 \cdot \sum M_{B,Rd} \quad R_{B,Ed} \leq 0,9 \cdot \sum R_{w,Rd,B}$$

Warunki interakcyjne zarówno te odniesione do interakcji M-R jak i te odniesione do interakcji M-V weryfikuje się zgodnie z wytycznymi zawartymi w punkcie 6.1.11 normy PN-EN 1993-1-3.

Weryfikacja warunku nośności połączenia na krawędziach zakładki.

Weryfikacja tego typu prowadzona jest przy założeniu pełnego uciążenia ł czonych profili dla momentów zginających równych odpowiednio $M_{I,Ed}$ i $M_{II,Ed}$ oraz dla towarzyszącego tym momentom obciążenia K_i wprowadzanego do połączenia jako skutek oddziaływania miarodajnej grupy ł czników:

$$F_{Ed} = \frac{M_{B,Ed}}{2 \cdot a}$$

Obciążenie F_{Ed} określa się dla obu rozpatrywanych w niniejszej instrukcji przypadków obciążenia zewnętrznego, zarówno tego skierowanego w dół jak i tego skierowanego w górę.

W przypadku obciążenia zewnętrznego skierowanego w dół, siła F_{Ed} jest oddziaływaniem rozciągającym rdzenie blach łączonych w połczeniu. Z tego względu weryfikacja nośności wymaga sprawdzenia trzech komplementarnych warunków:

$$\frac{M_{I,Ed}}{M_{B,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{M_{II,Ed}}{M_{B,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{F_{Ed}}{V_{w,Rd}} \leq 1,0$$

W przypadku obciążenia zewnętrznego skierowanego w górę, siła F_{Ed} jest oddziaływaniem ściskającym rdzenie blach łączonych w połczeniu. Warunki służące w takim przypadku do weryfikacji nośności są zatem nieco odmienne od tych opisanych powyżej. Mają one postać zestawu:

$$\frac{M_{I,Ed}}{M_{B,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{M_{II,Ed}}{M_{B,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd,B}} \leq 1,0$$

Weryfikacja warunku dla interakcji M-V przebiega zgodnie z wymaganiami punktu 6.1.11 normy.

W obu przypadkach obciążenia zewnętrznego do tego typu weryfikacji nośności połczenia arkuszy blach zastosowanie mają wartości nośności przekroju poprzecznego łączonych blach specyfikowane w osi podpory pośredniej przy arkuszach ustawionych w pozycji odwrotnej, jako negatywne.

Weryfikacja momentu wybrzuszenia rdzenia

W przypadku obciążenia zewnętrznego skierowanego w dół zagrożenie wystąpieniem wybrzuszenia rdzenia na krawędziach ci wspornikowej połączenia weryfikowane jest nierówności:

$$F_{Ed} = M_{B,Ed} / (2 \cdot a) < 0,5 \cdot R_{w,Rd,B}$$

gdzie: $R_{w,Rd,B}$ jest wartością nad podporą pośrednią rdzenia blachy wyznaczaną przy negatywnym ustawieniu blachy dla maksymalnej szerokości podparcia. Na ogół $l_{a,B} = 160$ mm.

Dla obciążenia arkusza skierowanego w górę wystąpienie wybrzuszenia rdzenia blachy na krawędziach ci wspornikowej nie jest możliwe. W takim przypadku weryfikacja tego warunku nie jest potrzebna.

Weryfikacja nośności pojedynczej grupy łączników K_{Ed}

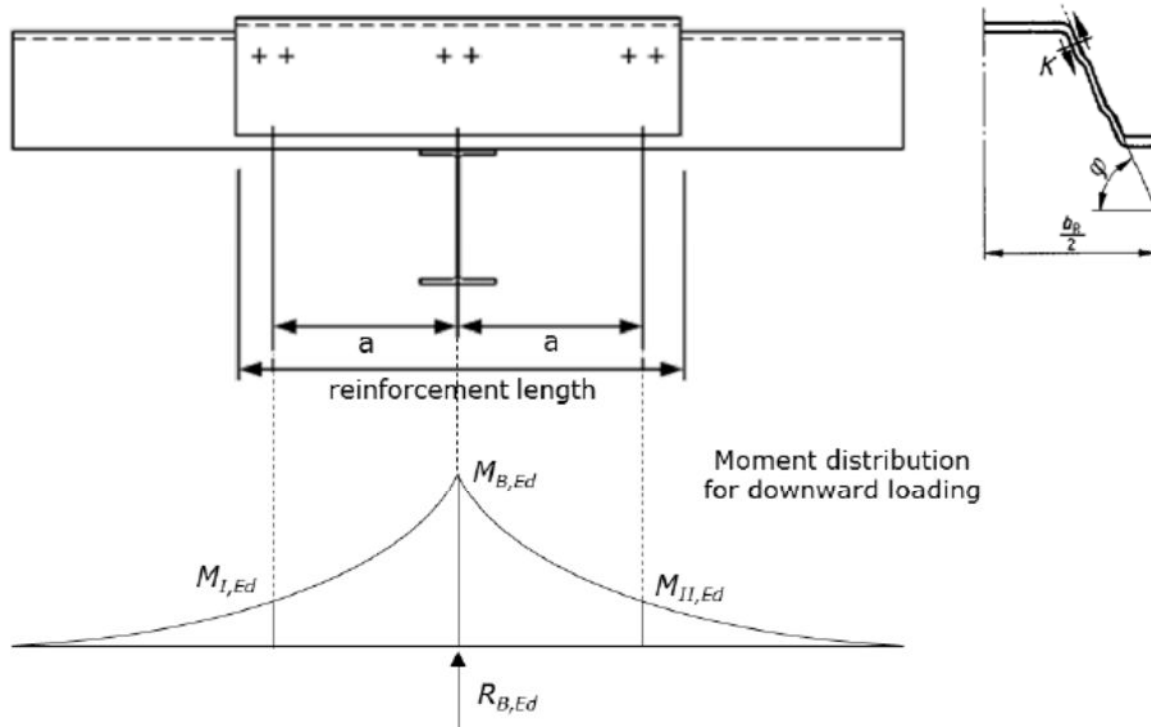
Weryfikacja tego typu dotyczy przeniesienia siły obciążającej pojedynczą grupę łączników w połczeniu rdzeni przylegających do siebie arkuszy blach. Przeprowadza się ją sprawdzając nierówność:

$$\frac{K_{Ed}}{\sum F_{V,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{przy czym} \quad K_{Ed} = \max K_i = \frac{|M_{B,Ed}|}{(4 \cdot a \cdot \sin \varphi)} \cdot b_R$$

Gdzie $\sum F_{V,Rd}$ jest sumaryczną wartością sił w rozpatrywanej grupie ze względu na ich trzpienie.

Weryfikacja ta musi być przeprowadzona dla obydwu przypadków obciążenia zewnętrznego, zarówno tego skierowanego w dół jak i tego skierowanego w górę.

Połczenie z dodatkowym arkuszem blachy stanowi cym lokalne wzmocnienie



Wszystkie warunki sprawdza się według takich samych procedur jak w poprzednim przypadku.

POKRYCIA WYKONANE Z ARKUSZY STALOWYCH BLACH FALISTYCH

Typy rozważanych profili arkuszy blach falistych stosowanych w pokryciach

Blachy faliste mają cięgi krzywizny zamiast sekwencji odcinków płaskich, jak to ma miejsce w przypadku blach profilowanych trapezoidalnie.



Dwa sposoby łączenia arkuszy z blach falistych są obecnie stosowane w Europie. Są to odpowiednio: łączenie przez grzbiet fałdy i łączenie przez dolinę fałdy.

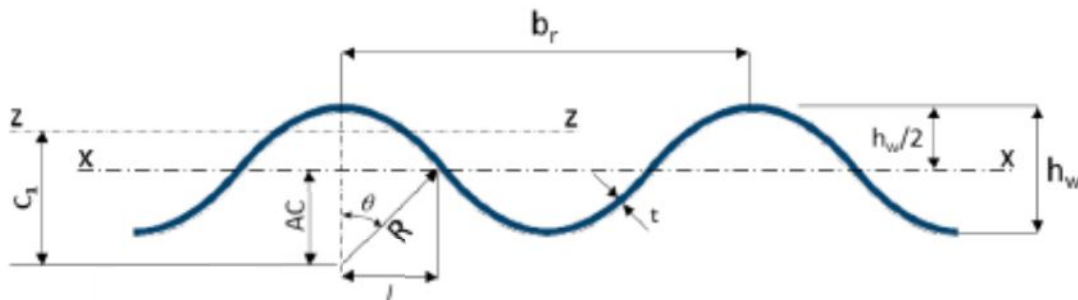


Obecny stan wiedzy

W przepisach normy PN-EN-1993-1-1 nie podano szczegółowych wytycznych co do projektowania pokryć wykonanych z arkuszy stalowych blach falistych, jednego z najstarszych rodzajów blach, które są używane na zimno i stosowane powszechnie na rynku europejskim do wykonywania pokryć dachowych i innego typu okładzin. Z tego względu koniecznym wydaje się zapewnienie inżynierowi na tym polu odpowiednich narzędzi projektowych.

W opracowaniu wykorzystano konwencjonalną teorię zginania pierwszego rzędu, ponieważ, z uwagi na cięgi krzywizny arkuszy, nie oczekuje się przypadków ich zniszczenia przez lokalną utratę stateczności. Opierając się na konwencjonalnej analizie tego typu blach w pierwszym kroku należy

ustali wartość momentu statycznego rozważanego łuku blachy o następujących charakterystykach geometrycznych:



- Promień krzywizny: $R=5 \cdot h_w/4$;
 - Wysokość fałdy $l= h_w$;
 - kąt θ : $\sin\theta= l/R$;
 - Odległość pomiędzy środkiem krzywizny pojedynczego łuku i jego środkiem ciężkości, przez który poprowadzono oś z-z: $C_1=(R \cdot \sin\theta)/\theta$;
 - Odległość pomiędzy środkiem krzywizny pojedynczego łuku i połową osi x-x: $AC = R-(h_w/2)$;
- Na tej podstawie można wyznaczyć moment bezwładności jednej czwartej przekroju poprzecznego:

$$I'_{xx} = R^3 \cdot \left(\frac{\theta + \sin \theta \cdot \cos \theta}{2} - \frac{(\sin \theta)^2}{\theta} \right) + (R \cdot \theta) \left[C_1 - \left(R - \frac{h_w}{2} \right) \right]^2$$

Stąd odpowiedni wskaźnik wytrzymałości na zginanie ma wartość:

$$W_{xx} = \frac{4 \cdot I'_{xx} \cdot t}{b_R \cdot h_w/2}$$

W normie niemieckiej, jeżeli nie ma zagrożenia utraty stateczności, niektóre charakterystyki przekroju podaje się w funkcji stosunku wysokości fałdy/promienia krzywizny. W analizie tej oblicza się współczynnik redukcyjny χ służący do wyznaczenia nośności fragmentu powłoki cylindrycznej. W niniejszych rozważaniach pozostaje sprawdzić czy faliście profilowane arkusze blachy stalowej odpowiadają ograniczeniom krzywizny. Kolejne etapy tej analizy są przedstawione poniżej:

- Parametr krzywizny: $Z=b^2/(R \cdot t)$, gdzie b jest rozpiętością fałdy, R – promieniem krzywizny, a t jest grubości blachy arkusza;
- Eulerowskie naprężenie krytyczne:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

- Współczynnik wyboczeniowy:

$$k_c^{(Z)} = \frac{k_c^{plate}}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{48 \cdot (1-\nu^2)}{\pi^4 \cdot (k_c^{plate})^2} \cdot Z^2} \right) \text{ przy czym } k_c^{plate} = 4;$$

- Naprężenie krytyczne z uwagi na wyboczenie: $\sigma_{cr}^{(Z)} = k_c^{(Z)} \cdot \sigma_E$;

- Smukłość względem dna: $\bar{\lambda} = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}^{(Z)}}$;

- Współczynnik redukcyjny:

$$\chi = \frac{2\beta}{\beta + \bar{\lambda} + \sqrt{(\beta + \bar{\lambda})^2 - 4\beta(\bar{\lambda} - \alpha_Z(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0))}}$$

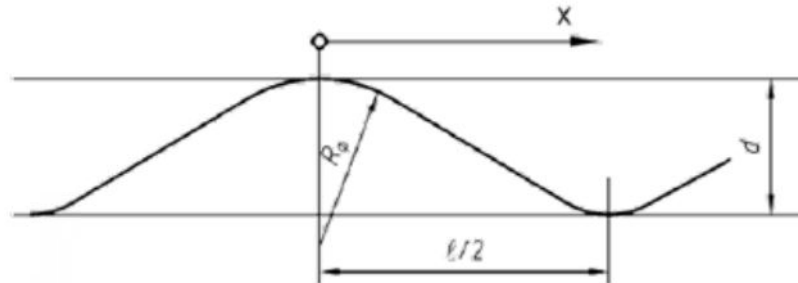
gdzie parametry $\lambda_0=0,33$, $\beta=0,73$ i α_Z odczytywane z tablic jako funkcja parametru Z;

- Naprężenie graniczne: $\sigma_u = \chi \cdot f_y$.

W-7. Konstrukcje cienkościenne – Wybrane zagadnienia dotyczące konstrukcji cienkościennej

W normie dedykowanej dla silosów, podano odpowiednie relacje dla obliczenia sztywności, momentu bezwładności oraz nośności przekroju poprzecznego arkusza blachy falistej. W szczególności ci:

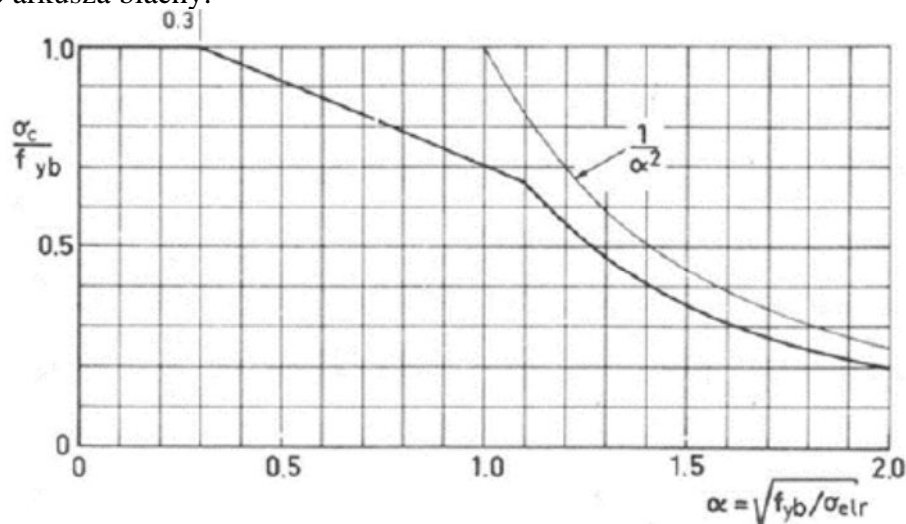
- Sztywność przy osiowym ściskaniu: $C_y = Et \left(1 + \frac{\pi^2 d^2}{4l^2} \right)$;
- Momenty bezwładności: $I_y = 0,13 \cdot t \cdot d^2$ przy oznaczeniach jak dla konstrukcji powłokowych oraz $I_x = 0,13 \cdot t \cdot h_w^2$; przy następujących parametrach geometrycznych:



Nośność na zginanie $M_{c,Rd}$ jest dana zależnością:

$$M_{c,Rd} = \frac{0,13 \cdot t \cdot h_w^2}{\frac{h_w}{2}} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,26 \cdot t \cdot h_w \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Zależność pomiędzy granicznym naprężeniem ciskającym i współczynnikiem smukłości w odniesieniu do zagrożenia lokalną utratą stateczności pojedynczej cylindrycznej fałdy rozpatrywanego arkusza blachy.



Główne rezultaty badań

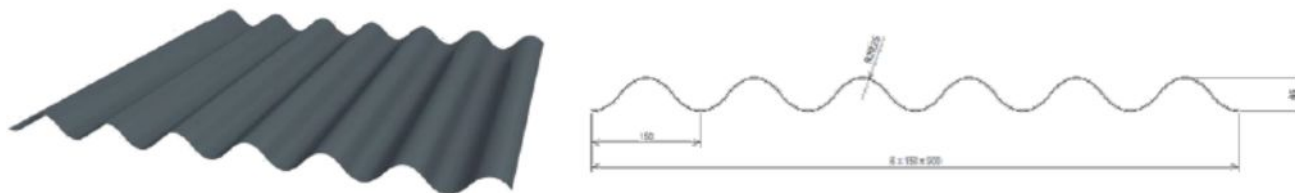
Celem programu było opracowanie procedury obliczeniowej służącej do wyznaczenia nośności arkusza blachy falistej zarówno w przekrojach pomiędzy podporami jak i w przekrojach podporowych, nad podporami pośrednimi i nad podporami skrajnymi.

Do badań eksperymentalnych wybrano dwa typy blach falistych, z przekrojami poprzecznymi uznanymi za reprezentatywne dla najczęściej stosowanych pokryć.

- W pierwszym przypadku była to blacha niskoprofilowa, o wysokości fałdy równej 18 mm, promieniu krzywizny tej fałdy wynoszącym 23 mm oraz o rozstawie pomiędzy sąsiadującymi ze sobą grzbietami fałd równym 76 mm.



- W drugim przypadku była to blacha wysokoprofilowa, o wysokości fałdy równej 46 mm, promieniu krzywizny tej fałdy wynoszącym 29,25 mm oraz o rozstawie pomiędzy siadającymi ze sobą grzbietami fałd równym 150 mm.



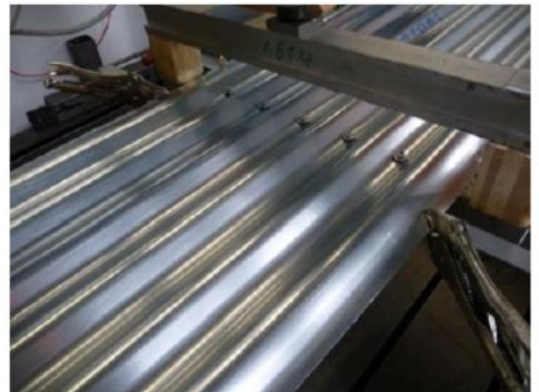
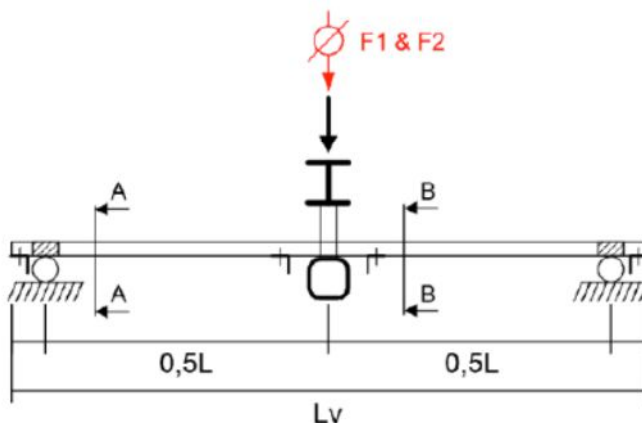
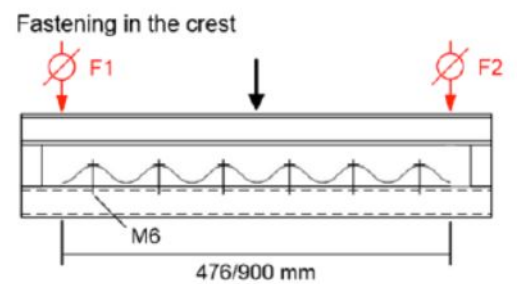
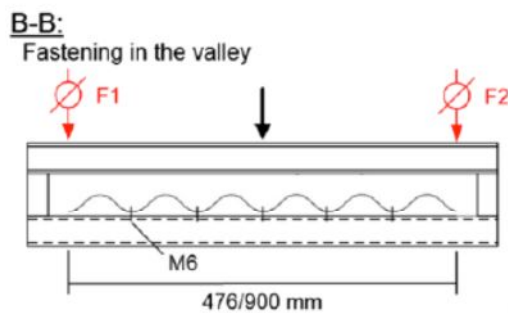
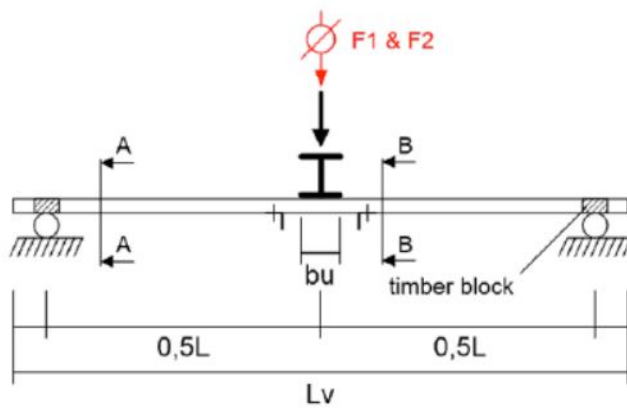
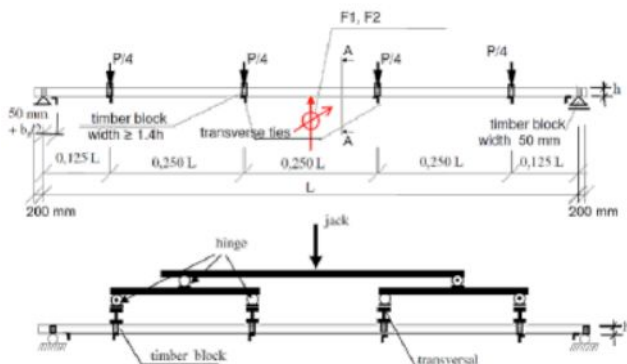
Wykonano łącznie 95 testów pokrycia z blachy falistej. Wyznaczano nośność na zginanie w przekrojach pomiędzy podporami oraz nośność nad podporą pod względem interakcji oddziaływania momentu zginającego i reakcji podporowej. Badania dotyczyły testów pojedynczego przęsła ze względu na zginanie przy ustawieniu blachy jako pozytyw i przy obciążeniu typu grawitacyjnego, testów podpory pośredniej dla obciążenia typu grawitacyjnego oraz dla obciążenia tego samego typu ale skierowanego w górę, a także testów podpory skrajnej wraz z testami czystego ścinania przeprowadzanych dla obciążenia typu grawitacyjnego w celu wyznaczenia charakterystycznej nośności blachy w tym przekroju. Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli

Type of test	Thickness [mm]	Support width [mm] / Fastening	Span [mm]		Number of tests	
			18/76	46/150	18/76	46/150
Single span test with gravity loading	0.63	-	1500	2000	3	6
	1.00	-	2000	3000	3	3
Internal support tests with gravity loading	0.63	10	400	600	2	2
			800	1000	2	2
		40	400	600	2	2
			800	1000	2	2
	1.00	10	400	600	2	2
			1000	1200	2	2
40	400	600	2	2		
	1000	1200	2	2		
Internal support tests with uplift loading	0.63	valley	400	600	2	2
			800	1000	2	2
		crest	400	600	2	2
			800	1000	2	2
	1.00	valley	400	900	2	2
			1000	1400	2	2
crest	400	900	2	2		
	1000	1400	2	2		
End support tests with gravity loading	0.63	-	1000	1050	4	3
	1.00	-	1000	1050	4	3
Shear test	0.63	-	1000	1000	1	1

Podpora pośrednia w testach przeprowadzanych dla obciążenia skierowanego w górę była skonstruowana dla dwóch serii badań. W pierwszej z tych serii była ona położona z grzbietami fałd natomiast w drugiej – z ich dolinami

Do planu badań włączono również serie testów statycznej próby rozciągania, przeprowadzanych w celu określenia właściwości materiałowych stali konstrukcyjnej zastosowanej w analizowanych arkuszach blach.

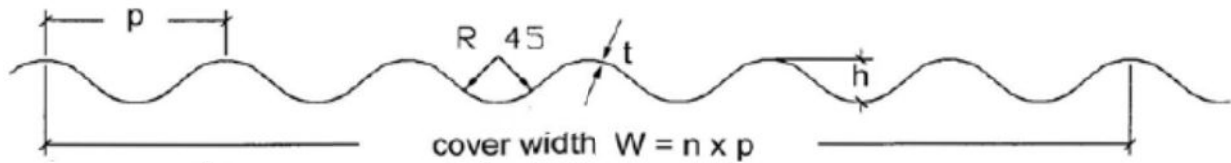
Analiza i interpretacja wyników uzyskanych na podstawie przeprowadzonych testów była nakierowana na wyznaczenie charakterystycznych wartości n_{ci} no n_{ci} przekroju arkusza blachy o falistym lub te podobnym do falistego typu profilu.



W-7. Konstrukcje cienko cienne – Wybrane zagadnienia dotycz ce konstrukcji cienko ciennech

Procedura obliczeniowa

W prezentowanej procedurze uwzględnia się zagrożenie wystąpienia lokalnej utraty stateczności w ciskanej części przekroju poprzecznego.



Możliwe są dwie alternatywne sytuacje obliczeniowe:

- Pierwsza, gdy zachodzi $R/t \leq 0,04 \cdot E/f_{yb}$ – w tej sytuacji nie ma zagrożenia wystąpienia lokalnej utraty stateczności, co oznacza, że charakterystyczna nośność arkusza na zginanie wyznaczana jest z zależności: $M_{c,Rk} = W_y \cdot f_{yb}$;

- Druga, gdy zachodzi $R/t > 0,04 \cdot E/f_{yb}$ – w tej sytuacji charakterystyczna nośność arkusza na zginanie wyznacza się stosując zredukowane naprężenie ciskające σ_c . Na tej podstawie zachodzi $M_{c,Rk} = W_y \cdot \sigma_c$.

Przy czym:

- Smukłość: $\lambda = (f_{yb}/\sigma_{elr})^{0,5}$;

- Naprężenie skojarzone z wyboczeniem: $\sigma_{elr} = 0,60 \cdot \eta \cdot E \cdot t/R$;

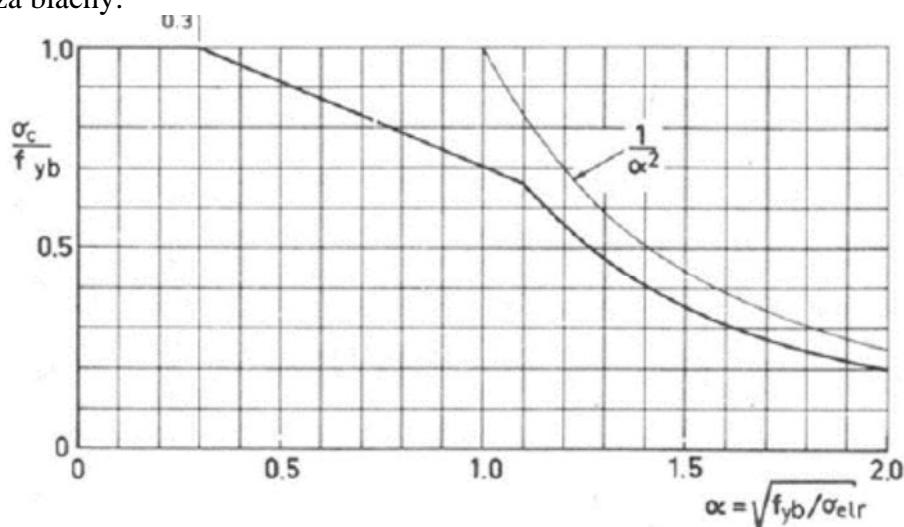
- Współczynnik redukcyjny η : $\eta = 0,19 + 0,67/(1 + R/(100 \cdot t))^{0,5}$;

- gdy $\lambda \leq 0,30$: $\sigma_c = f_{yb}$;

- gdy $0,30 < \lambda < 1,10$: $\sigma_c = (1,126 - 0,419 \cdot \lambda) \cdot f_{yb}$;

- gdy $\lambda \geq 1,10$: $\sigma_c = (0,8/\lambda^2) \cdot f_{yb}$.

Relacja pomiędzy granicznym naprężeniem ciskającym a współczynnikiem smukłości stosowana do weryfikacji zagrożenia wystąpienia lokalnej utraty stateczności w cylindrycznej części fałdy badanego arkusza blachy.



Moment bezwładności, jeżeli jest używany do wyznaczania deformacji blachy w stanie granicznym, użytkowo powinien być wyznaczany według procedury analogicznej do tej, której użyto przy wyznaczaniu nośności na zginanie, ale przy wytrzymałości zredukowanej do poziomu $f_{yb}/1,5$.

Procedura uproszczona, o ograniczonym obszarze zastosowania

W przypadku spełnienia następujących warunków początkowych:

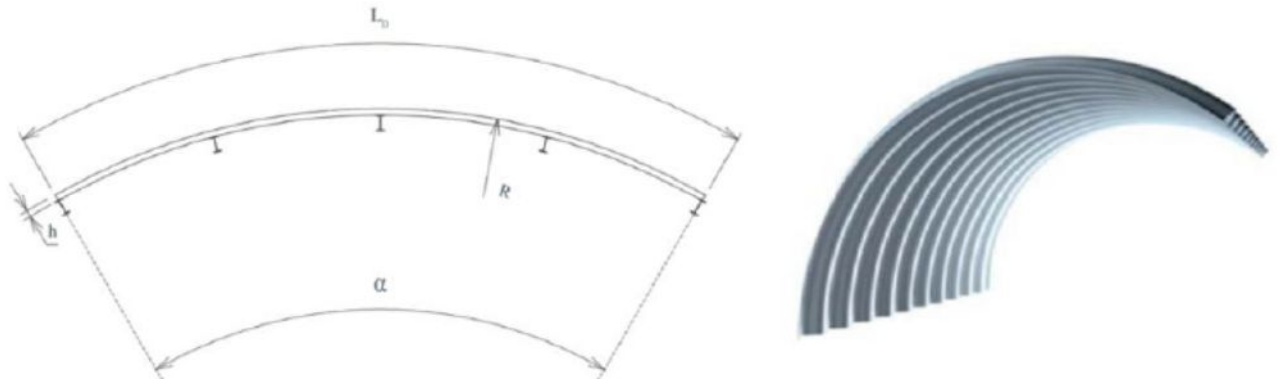
- Arkusz blachy falistej pracuje jako ustrój jednoprzeglądowy,
- Obciążenie przyłożone do arkusza jest równomiernie rozłożone,
- Spełniona jest nierówność $R/t \leq 0,1 \cdot E/f_y$,
- Grubość stalowego rdzenia blachy spełnia warunek $t_{cor} \geq 0,55 \text{ mm}$,
- Wysokość fałdy spełnia warunek $18 \text{ mm} \leq h \leq 46 \text{ mm}$,

- Rozstaw pomiędzy grzbietami sąsiadujących ze sobą fałd spełnia warunek $76 \text{ mm} \leq p \leq 150 \text{ mm}$,
Można w obliczeniach stosować następujące uproszczone oszacowania:
- Moment bezwładności przekroju poprzecznego o jednostkowej szerokości: $I_y = 0,13 \cdot t \cdot h^2$;
- Wskaźnik zginania o jednostkowej szerokości: $W_y = 0,26 \cdot t \cdot h$;
- Charakterystyczna wartość nośna na zginanie: $M_{c,Rk} = W_y \cdot f_{yb}$

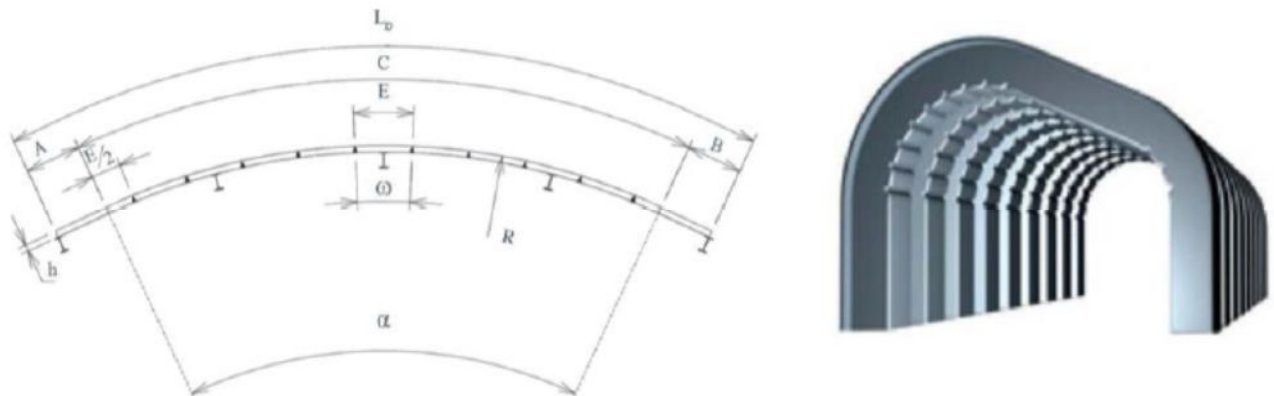
ŁUKOWE PANELE WYKONANE Z PROFILOWANYCH BLACH STALOWYCH

Typy paneli łukowych z blach

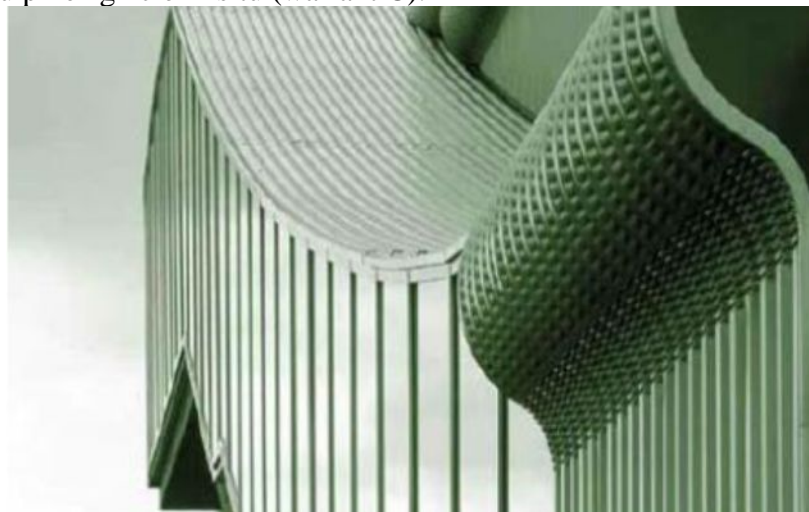
W ogólnym przypadku, tego rodzaju panele można uzyskać za pomocą trzech różnych procesów formowania:
Gięcie panelu przez formowanie rolkowe (wariant A).



Formowanie panelu przez zginanie wewnętrznej krawędzi (wariant B).



Formowanie panelu przez gięcie in situ (wariant C).



Analizuje się jedynie parametry paneli łukowych otrzymywanych w procesie ciętego formowania rolkowego (WARIANT A). Zachowanie się tego rodzaju paneli ocenia się przy tym w odniesieniu do nośności odpowiadających im paneli płaskich.

Nośność na zginanie łukowych paneli uzyskanych przez zginanie wewnętrznego pasa (wariant B) nie ma większego znaczenia, ponieważ panele uzyskane w ten sposób mają na ogół bardzo małą rozpiętość.

Panele łukowe uzyskane w procesie cięcia in situ (wariant C) można w prosty sposób zaprojektować na podstawie przepisów normy PN-EN 1993-1 stosując konwencjonalne procedury opracowane dla paneli płaskich. Takie uproszczenie jest dopuszczalne ponieważ promień cięcia tego rodzaju paneli jest bardzo duży. Dla nich nie oczekuje się istotnych zmian nośności je li odnosić do analogicznej nośności wyliczonej dla paneli płaskich.

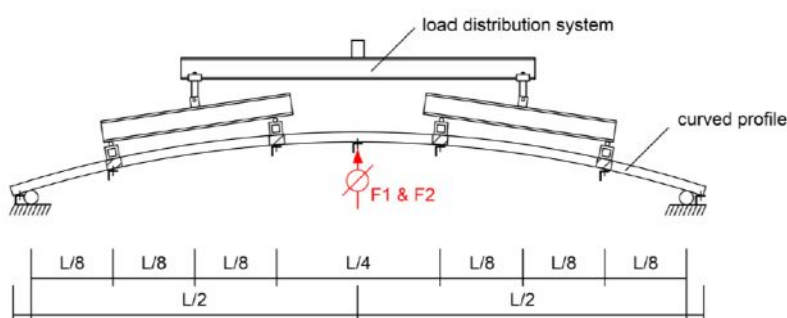
Wpływ naprężeń rezydualnych wprowadzonych do panelu łukowego w procesie formowania rolkowego był badany w przeszłości w Niemczech. Promień cięcia wahał się przy tym od 4 m do 19 m. Zmierzone różnice w nośności na zginanie, pomiędzy wartościami uzyskanymi dla panelu płaskiego i analogicznej wartości zmierzonych dla odpowiadającego mu panelu łukowego, wynosiła od zera do dziesięciu procent.

Dane dostępne w aktualnej literaturze naukowej podają, że różnica nośności na zginanie, pomiędzy wartościami odnoszonymi do panelu łukowego i odpowiadającego mu nośności panelu płaskiego, dochodzi do 20% w przypadku ciskania w skrajnym panelu i do 30% je li ciskaniu podlega szeroki panel.

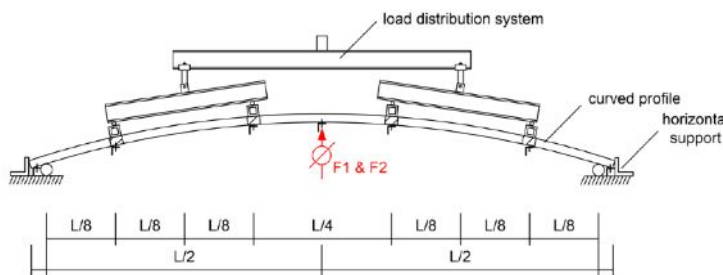
Testowano dwa różne rodzaje paneli: panele profilowane sinusoidalnie (profil 18/76), oraz panele profilowane trapezoidalnie z usztywnieniami (profil 39/333). Dla każdego kształtu przekroju poprzecznego panelu analizie poddawano profile o grubości nominalnej równej odpowiednio 0,63 mm i 1,0 mm.

Dwie różne konfiguracje wybrano do przeprowadzenia badań eksperymentalnych. Pierwsza z nich odpowiadała badaniu zachowania się paneli łukowych przy czystym zginaniu, druga natomiast była skojarzona z badaniem łącznego oddziaływania na panel momentu zginającego i osiowej siły ciskającej.

W pierwszej konfiguracji, skojarzonej z czystym zginaniem, graniczny moment zginający i efektywny moment bezwładności były wyznaczane w testach obciążeniowych jednoprzęsłowych paneli łukowych poddanych obciążeniu dwoma lub czterema skierowanymi pionowo w dół obciążeniami liniowymi co symulowało obciążenia równomiernie rozłożone na całej szerokości panelu. Testowane elementy były oparte na podporach ze swobodnym ruchem w kierunku poziomym. Dlatego żadna siła osiowa nie mogła pojawić się w kluczu badanego panelu, natomiast moment zginający w tym przekroju osiągał wartość maksymalną. W badaniach zmieniano promień krzywizny aby przeanalizować jego wpływ zarówno na naprężenia generowane w panelu jak i na nośność tego panelu na czyste zginanie.



W drugiej konfiguracji, odniesionej do analizy wpływu interakcji momentu zginającego i siły osiowej, badane panele łukowe były oparte na podporach z ograniczonym przesuwem poziomym. W ten sposób pracowały one jak klasyczne łuki i były obciążone zarówno momentami zginającymi jak i osiowymi siłami ściszącymi. Ta grupa testów została wykonana w celu weryfikacji formuły interakcyjnej zamieszczonej w normie EN 1993-1-3. Ponieważ formuła normowa obowiązuje dla paneli z blach profilowanych trapezoidalnie, testów tych nie przeprowadzono dla paneli łukowych wykonanych z blachy falistej (profilowanej sinusoidalnie). Przez zmianę rozpiętości badanych paneli uzyskiwano różne nachylenia blachy względem poziomu, a zatem równocześnie różne stosunki momentu zginającego do osiowej siły ściszącej.



Na podstawie wyników opisanych powyżej badań eksperymentalnych, w przypadku analizy paneli łukowych poddanych czystemu zginaniu, zaproponowano również na zginanie tak obciążonych paneli łukowych można określić zmniejszając o 10% wartości na zginanie wyznaczonych dla odpowiadających im paneli płaskich.

Natomiast w przypadku paneli łukowych z podporami z ograniczonym przesuwem poziomym (to znaczy takich, w których występuje interakcja momentu zginającego i siły osiowej) analiza uzyskanych wyników eksperymentalnych wymaga szerszego komentarza. Przede wszystkim zauważono, że wpływ poziomych przemieszczeń podpór nie może być w obliczeniach pomijany przez uznanie go za efekt konserwatywny. A zatem, procedura obliczeniowa, aby dawała precyzyjne oszacowanie wartości na zginanie, powinna w miarę precyzyjnie uwzględniać rzeczywisty podatność podpór na przesuw poziomy. Rozważania powinny w tym przypadku dotyczyć analizy układu hiperstatycznego. Zaleca się zatem stosowanie następującej procedury projektowania:

1. Siły wewnętrzne w łuku (momenty zginające i siły osiowe) powinny być wyznaczone przy uwzględnieniu powierzchni przekroju poprzecznego brutto A_g oraz momentu bezwładności tego przekroju J_g , wyliczone dla przekroju poprzecznego profilowanej blachy panelu.
2. Poziome przemieszczenie na podporach nie może być zaniedbane w obliczeniach. Dlatego konieczne jest uwzględnienie w analizie rzeczywistej podatności podpory przez wprowadzenie do modelu zastępczej sprężyny poziomej o odpowiedniej sztywności. Sztywność ta należy dobrać z warunku zgodności przemieszczeń, tych uzyskanych z obliczeń z tymi zmierzonymi eksperymentalnie. Aby uniknąć projektowania po stronie niebezpiecznej sztywność zastępczej sprężyny nie powinna być zbyt mała. Z drugiej strony przyjęcie zbyt małej sztywności sprężyny prowadzi do przeszacowania poziomych przemieszczeń na podporze a w konsekwencji do projektowania zbyt ostrego.
3. Interakcja momentu zginającego i siły osiowej należy uwzględnić na podstawie formuły interakcyjnej podanej w normie DIN 18807 ale bez ograniczania wartości współczynnika wybojcowego do wartości 1.

Obszar zastosowania metody projektowej

Proponowane procedury obliczeniowe opracowano na podstawie analizy danych eksperymentalnych uzyskanych z testów prowadzonych na opisanych powyżej stanowiskach badawczych.

Procedura projektowania obowiązuje dla paneli łukowych uzyskanych w procesie formowania rolkowego. Nie jest ona w sytuacji gdy panele łukowe uzyskano przez gięcie in situ ani też gdy ich formowanie nastąpiło wskutek kruszenia wewnątrz trzniego pasa przekroju.

Współczynnik smukłości "alfa" nie powinien być ograniczany do wartości 1 jak tego wymaga norma DIN 18807 w odniesieniu do paneli płaskich.

Poziome przemieszczenie na podporach może być modelowane za pomocą zastępczych poziomych sprężyn. Poziome przemieszczenie podpory prowadzi do większych momentów zginających w łuku. Sztywność sprężyny powinna być dopasowana do poziomej sztywności całego ustroju, z uwzględnieniem podatności samej podpory. Niedoścignięcie sztywności sprężyny prowadzi do bezpiecznego ale zbyt ostrego projektowania.

Podstawy projektowania

Metoda projektowania może być użyta do określenia:

- Nośności na zginanie w kluczu jednoprzęsłowego panelu łukowego, w konfiguracji z podporami zapewniającymi pełną swobodę przesuwu poziomego,
- Nośności na interakcyjne oddziaływanie momentu zginającego i siły osiowej, w konfiguracji jednoprzęsłowego panelu łukowego opartego na podporach z ograniczoną swobodą przesuwu poziomego.

Aby stosować metodę projektowania paneli powinien być symetrycznie obciążony.

Obszar zastosowania proponowanej metody projektowania

Niniejsza procedura obliczeniowa może być użyta do oceny nośności na zginanie paneli łukowych wykonanych ze stalowych blach profilowanych.

Siły wewnętrzne w łuku (momenty zginające i siły osiowe) powinny być wyznaczone przy uwzględnieniu powierzchni przekroju poprzecznego brutto A_g oraz momentu bezwładności tego przekroju J_g , wyliczone dla przekroju poprzecznego profilowanej blachy panelu.

Poziome przemieszczenie podpór panelu nie może zostać pominięte w obliczeniach.

Procedura obliczeniowa

Jednoprzęsłowy panel łukowy z pełną swobodą poziomego przesuwu na podporach: wyznaczenie nośności na zginanie

Proces gięcia panelu łukowego przez formowanie rolkowe powoduje deformacje plastyczne w skrajnych włóknach przekroju poprzecznego. Generuje to powstawanie naprężeń rezydualnych, które mogą wpływać na zmniejszenie nośności na zginanie badanego przekroju poprzecznego. Wyniki testów pokazały jednak, że tego rodzaju wpływ jest raczej niewielki, a ponadto niejednorodny. Z tego względu proponuje się przyjąć, że:

- W przypadku panelu łukowego wykonanego z blachy o grubości równej 1,0 mm krzywizna tego panelu nie wpływa na jego nośność na zginanie, a zatem nie zmienia tej nośności w stosunku do analogicznej nośności odpowiadającej temu panelu płaskiego.
- W przypadku panelu łukowego wykonanego z blachy o grubości równej 0,63 mm nośność tego panelu zmienia się wraz z jego wygięciem, co dało:
 - + 25% dla panelu z blachy profilowanej sinusoidalnie (profil 18/76),
 - - 15% dla panelu z blachy profilowanej trapezoidalnie (profil 39/333).

Biorąc pod uwagę takie zachowanie paneli i uwzględniając małą wrażliwość na ten efekt nośności na zginanie, proponuje się - zachowawczo - redukcję nośności na zginanie panelu łukowego w stosunku do analogicznej nośności odpowiadającej temu panelu płaskiego o 10%. Ten stopień redukcji uważa się przy tym za dodatkowy współczynnik bezpieczeństwa, który uwzględnia niepewność modelu obliczeniowego. Nie jest to zatem współczynnik oparty na mechanice. Na tej podstawie:

$$M_{c,Rk,F(\text{curved profile})} = 0,9 \cdot M_{c,Rk,F(\text{flat profile})}$$

Jednoprz słowy panel łukowy oparty na podporach z ograniczon mo liwo ci poziomego przesuwu na podporach: wyznaczenie no no ci na zginanie

Je eli na analizowany panel oddziałuje moment zginaj cy i osiowa siła ciskaj ca do oblicze stosuje si nast puj ce równanie:

$$\frac{N_D}{N_{dD}} \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \alpha \left(1 - \frac{N_D}{N_{dD}} \right) \right] + \frac{M}{M_d} \leq 1$$

gdzie: N_D - obliczeniowa siła ciskaj ca,
 M - obliczeniowy moment zginaj cy,
 M_d - obliczeniowa no no na zginanie,
 N_{dD} - obliczeniowa no no na osiowe ciskanie.

Smukło jest przy tym zdefiniowana stosunkiem:

$$\alpha = \frac{L_{cr}}{i_{eff} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{E}}$$

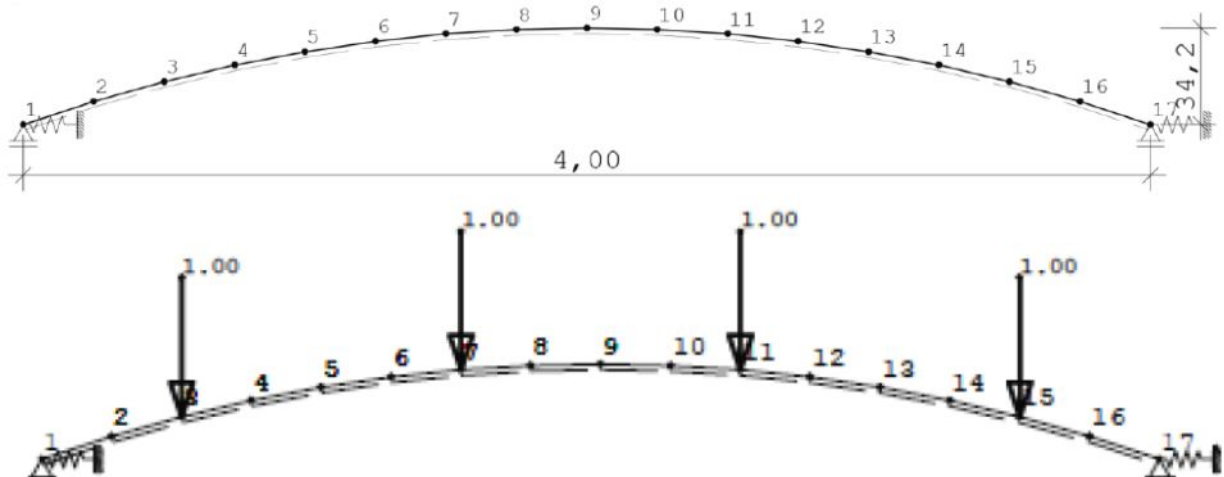
gdzie: L_{cr} - długo wyboczeniowa.

i_{eff} - promie bezwładno ci efektywnego przekroju poprzecznego.

W ogólnie ci, w formule interakcyjnej dla interakcji M-N współczynnik nale y ograniczy do 1 (je li z oblicze otrzymano warto >1). Ograniczenie to nie jest jednak wa ne, gdy smukło jest wyznaczana w celu okre lenia granicznego napr enia ciskaj cego miarodajnego w weryfikacji zagro enia wyst pieniem globalnej utraty stateczno ci.

W dalszej cz ci krok po kroku opisano procedur interakcyjnego oddziaływania momentu zginaj cego i osiowej siły ciskaj cej, zmodyfikowan jednak tak aby mo na j było zastosowa nie tylko do paneli płaskich ale równie do paneli łukowych. Wyznaczenie sił wewn trznych generowanych w łuku obci onym charakterystycznym obci eniem niszc zym.

Mo na wykona , kalibruj c prosty model obliczeniowy na podstawie wyników bada eksperymentalnych. Kalibracja ta pozwala ustali reprezentatywn sztywno poziomych spr yn zało onych na obu podporach zlokalizowanych na kraw dziach analizowanego panelu.



Dla prostoty analizy łuk w kształcie koła mo e by przy tym aproksymowany łaman . Obie skrajne podpory s wyposa one na obu ko cach panelu w poziome spr yny co pozwala kontrolowa przemieszczenie poziome. Podpory te w pełni blokuj przy tym równocze nie ewentualny przesuw pionowy. Sposób przyło enia obci enia niszc zego o warto ci charakterystycznej zale y od rodzaju schematu obci enia zastosowanego w modelu.

Wyznaczenie miarodajnych warto ci sił wewn trznych przeprowadza si dla zbioru identycznych testów charakteryzowanych jedn warto ci charakterystyczn obci enia niszc zego ustalana metodami statystycznymi. Dla ka dego z tych testów odczytuje si specyficzne dla niego obci enie

niszczyc oraz towarzyszyca temu obci eniu pionowe ugi cie panelu w rodku rozpi to ci. Reprezentatywn wartosci losowego ugi cia mo e by na przyklad jego warto rednia. Bior c pod uwage wyniki pochodzyc z opisanych powy ej testów, mo na przyj nast puj c procedur :

- Dla i-tego testu odczytuje si ugi cie panelu lukowego w rodku rozpi to ci f_{max} oraz towarzyszyca temu ugi ciu obci enie niszcyc F_u . Na podstawie tych dwóh wartosci ustala si specyficzny dla tego testu parametr sztywnosci:

$$C_{f,i} = F_u / f_{max}$$

Dysponuj c wynikami wszystkich testów zrealizowanych w danym zbiorze ustala si warto redni tego parametru, interpretowan jak jego warto reprezentatywna:

$$C_f = \text{Mean} (C_{f,i})$$

- Ugi cie f_{max} odpowiadaj c parametrowi C_f jest rozumiane jako reprezentatywne dla całego zbioru.
- Poniewa siły wewn trzne generowane w łuku s specyfikowane na jednostk szeroko ci panelu przy wyznaczaniu reprezentatywnego ugi cia zast pczego trzeba równie zastosowa mno enie przez szeroko tego panelu:

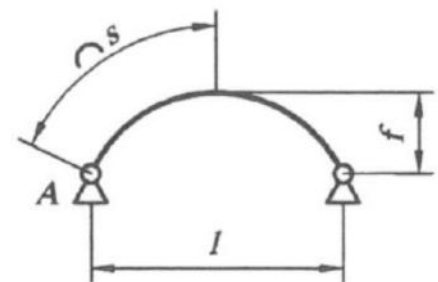
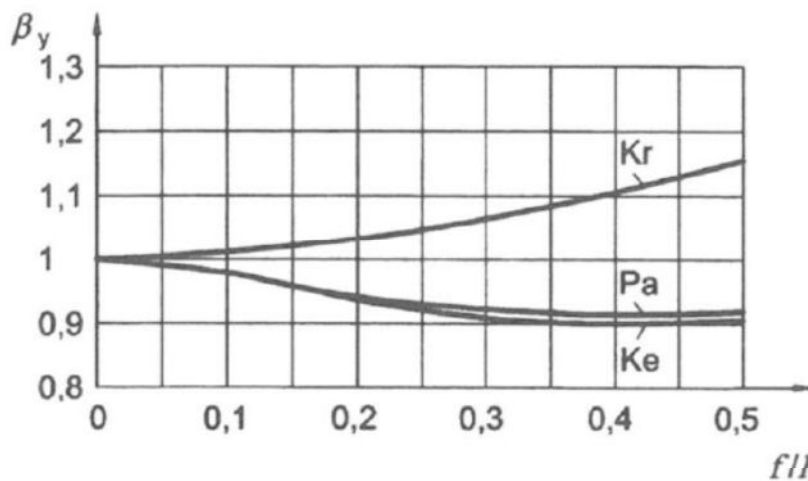
$$f_{eq} = (F_{u,k} / C_f) \cdot b_v$$

W obliczeniach prowadzonych z wykorzystaniem programu numerycznego sztywno poziomej spr yny na podporze jest zmienna. Ustala si j jednak dla tej samej wartosci, dla której wyznaczono ugi cie f_{eq} koresponduj ce z wartosci charakterystyczn obci enia niszcyc $F_{u,k}$. Tak wyznaczon sztywno oznacza si teraz symbolem C_{ind} . Po przeprowadzeniu kalibracji modelu obliczeniowego mo na wyznaczy wartosci generowanych w panelu sił wewn trznych.

Okre lenie długo ci wyboczeniowej L_{cr} .

Długo wyboczeniow wycinka łuku kołowego okre laj ł formuły znane z literatury:

$$L_{cr} = s_K \text{ przy czym } s_K = \beta \cdot s,$$



Legende

- Pa Parabel
- Ke Kettenlinie
- Kr Kreis = circle

Wyznaczenie obliczeniowej nośności na osiowe ściskanie N_{dD}

$$N_{dD} = \min(\sigma_{cd} \cdot A_{eff}; 0,8 \cdot \sigma_{elg} \cdot A_g)$$

- gdzie:
- σ_{cd} obliczeniowe napr enie ścisakaj ce,
 - A_{eff} powierzchnia efektywnego przekroju poprzecznego blachy,
 - σ_{elg} eulerowskie napr enie ścisakaj ce dla przekroju poprzecznego brutto,
 - A_g powierzchnia przekroju poprzecznego brutto.

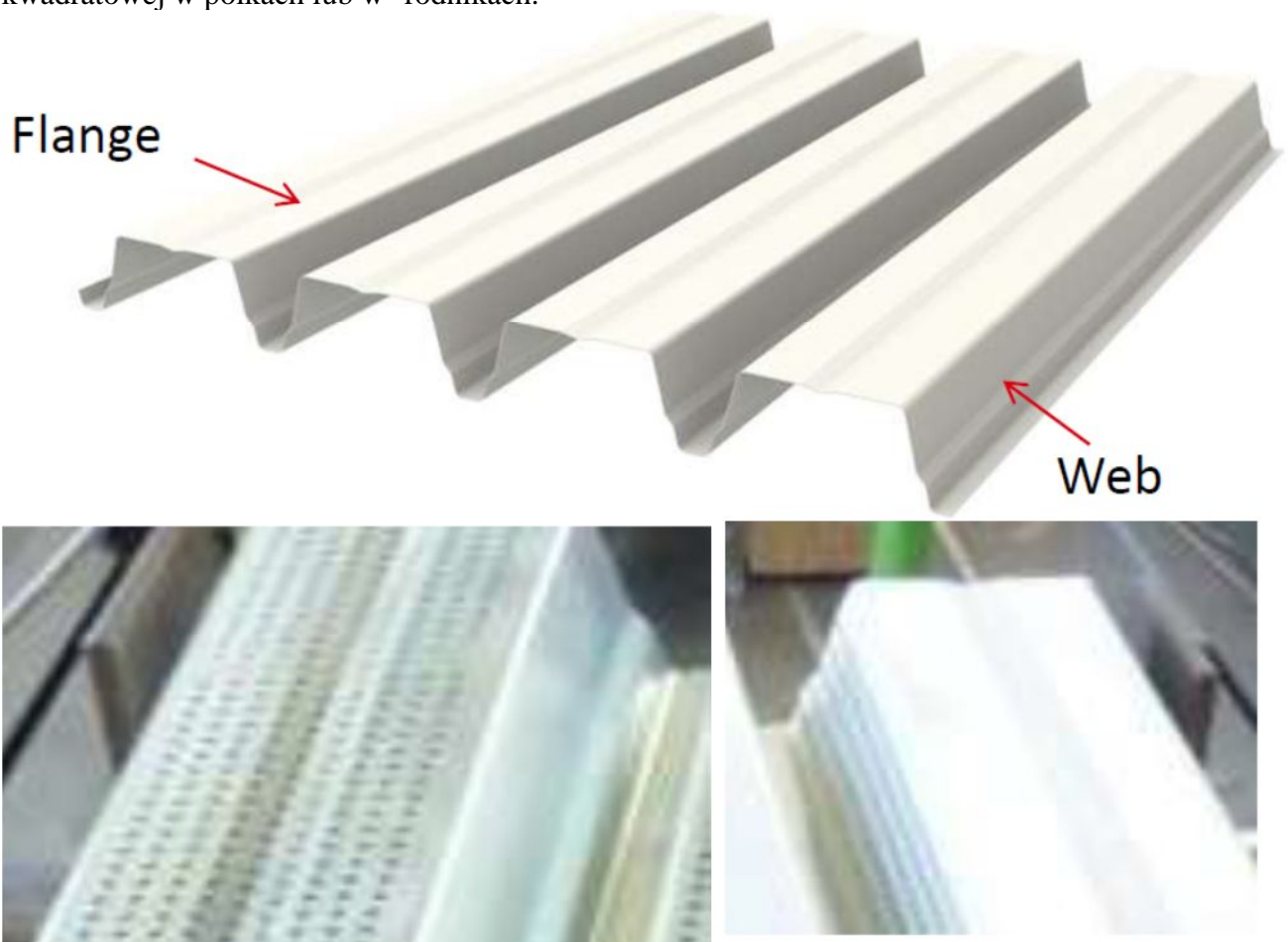
Warunek interakcji moment zginaj cy

$$\frac{N_D}{N_{dD}} \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \alpha \left(1 - \frac{N_D}{N_{dD}} \right) \right] + \frac{M}{M_d} \leq 1$$

PROFILE PERFOROWANE

Typ profilowanych blach stalowych

Poradnik ten przeznaczony jest dla obliczeń blach stalowych perforowanych z otworami na siatce kwadratowej w półkach lub w rodnicach.

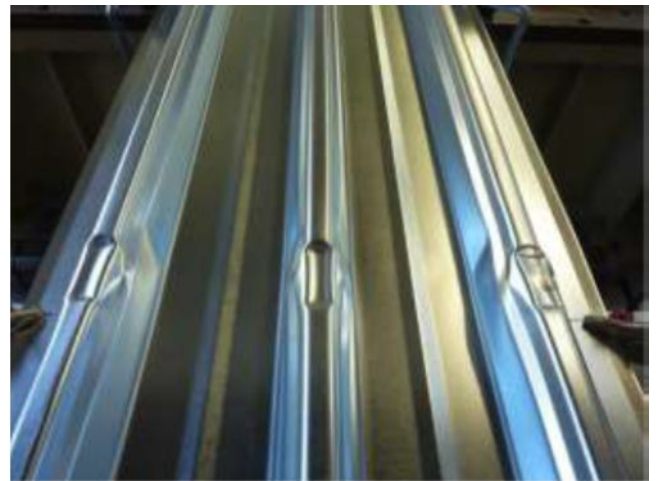
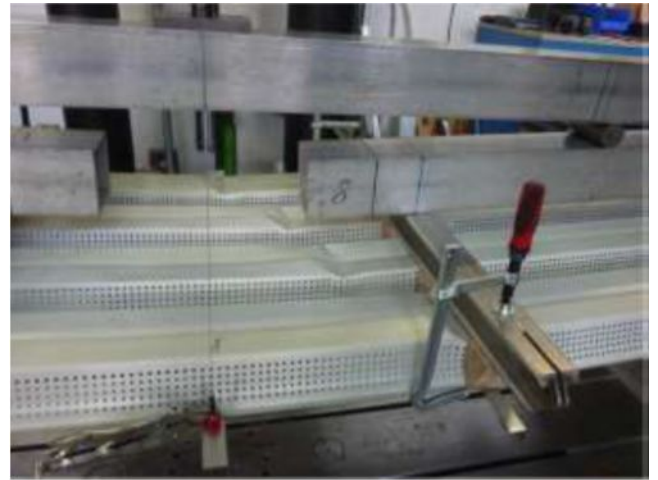


W celu określenia wytrzymałości blach fałdowych z perforacją i bez perforacji wykonano obszerny program złożony z 224 testów "globalnych":

- z perforacją z otworami na siatce kwadratowej w rodnicach
- z perforacją z otworami na siatce kwadratowej w górnych półkach
- z perforacją z otworami na siatce kwadratowej w całym przekroju
- bez perforacji

Ponadto, w celu zbadania lokalnego wpływu perforacji, wykonano 48 badań rozciągania na małych próbkach z perforacjami z otworami na siatce kwadratowej, z perforacjami z otworami na siatce trójkątnej i bez perforacji.

Analiza tych lokalnych testów pozwoliła określić związek między efektywną grubością blachy z perforacją z otworami na siatce kwadratowej i efektywną grubością blachy z perforacją z otworami na siatce trójkątnej. Umożliwiło to opracowanie ujednoczonych wzorów dla obu rozkładów otworów. Ten innowacyjny model zachowania został zweryfikowany poprzez szczegółową analizę wyników 224 testów globalnych. W wyniku tych badań i ich analiz opracowano metody obliczania wytrzymałości na moment dodatni w przelocie, wytrzymałości na zmianę średnic nad podporami skrajnymi, i wytrzymałości na interakcję: moment + reakcja na podporach pośrednich dla blach perforowanych z otworami na siatce kwadratowej w rodnicach lub w górnych półkach.



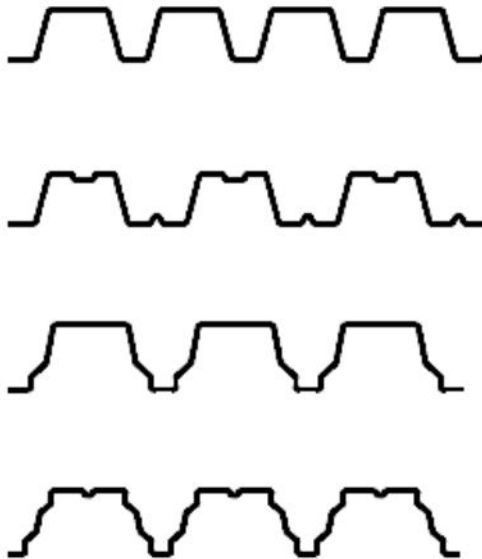
Zakres stosowania proponowanej metody oblicze

Poradnik ten podaje wymagania projektowe dotycz ce blachy stalowej perforowanej z otworami na siatce kwadratowej oraz obliczeniow metod projektowania. Metoda ta ma zastosowanie w okre lonych zakresach wła ciwo ci materiału i proporcji geometrycznych.

Kształty przekrojów

Blachy kształtowane na zimno maj stał grubo nominaln (w ramach dopuszczalnych tolerancji) na całej długo ci, natomiast przekrój poprzeczny mo e by stały lub zbie ny. Przekrój profili kształtowanych na zimno zawiera elementy płaskie, poł czone elementami zakrzywionymi. Przykłady przekrojów blach profilowanych na zimno pokazano na Rysunku.

W-7. Konstrukcje cienko cienne – Wybrane zagadnienia dotycz ce konstrukcji cienko ciennych



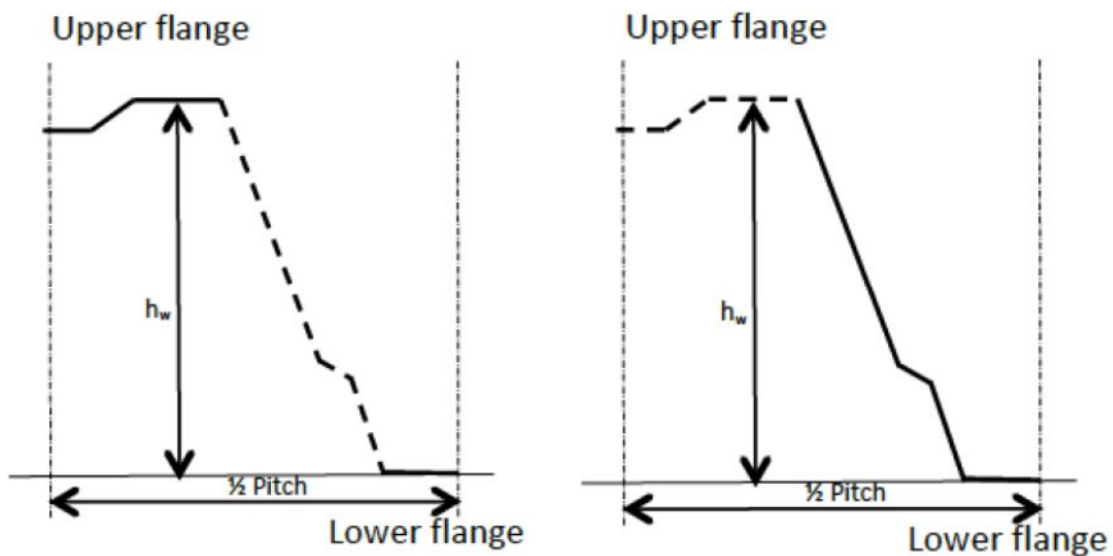
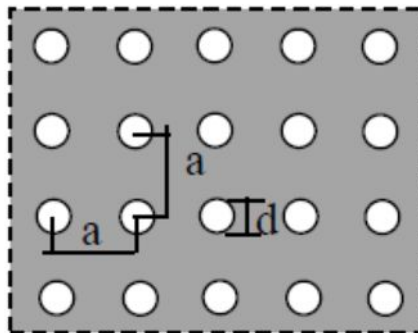
Zasady wymiarowania

6.1. Wstęp

Niniejsza metoda obliczeniowa jest przeznaczona dla sprawdzenia następujących kryteriów wytrzymałości blach perforowanych z otworami na siatce kwadratowej:

- na moment zginający
- na obciążenie skupione liniowe (w kierunku poprzecznym) lub reakcji podporów
- na jednoczesne działanie momentu zginającego i obciążenie skupione liniowe lub reakcji podporów

Zakres stosowania: $0.2 \leq d/a \leq 0.9$



Procedura oblicze

Pole przekroju brutto blachy perforowanej z otworami na siatce kwadratowej

Cechy przekroju brutto nale y oblicza według standardowych zasad, przyjmuj c zamiast t grubo zast pcz $t_{a,eff}$ okre lona wzorem:

$$t_{a,eff} = 1,09t \left(1 - \frac{1,03d}{a} \right)$$

gdzie: d – rednica otworów perforacyjnych;
a – rozstaw otworów perforacyjnych

Efektywny przekrój blachy perforowanej z otworami na siatce kwadratowej

Efektywne cechy przekroju nale y oblicza według standardowych zasad, przyjmuj c zamiast t grubo zast pcza $t_{b,eff}$ okre lona wzorem:

$$t_{b,eff} = t \sqrt[3]{1,18(1-d/a)}$$

gdzie: d i a jak owy ej.

Wytrzymało na zginanie blachy perforowanej z otworami na siatce kwadratowej

Obliczeniowa no no przekroju na zginanie $M_{c,Rd}$ jest okre lona zgodnie z pkt. 6.1.4 PN-EN 1993-1-3 nast puj co:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

Wska nik wytrzymało ci W_{eff} oblicza si dla przekroju współpracuj cego poddanego zginaniu wzgl dem osi głównej, przy maksymalnych niepr eniach $\sigma_{max,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$, uwzgl dniaj c wpływ wybooczenia miejscowego i dystorsyjnego, zgodnie z 5.5. i z 7.1

Obci enie skupione i reakcja na podporze

No no na zmia d enie rodnika blach perforowanych z otworami na siatce kwadratowej blachy oblicza si według wzoru (6.18)

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \left(1 - 0,1\sqrt{r/t} \right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t} \right] \left(2,4 + (\phi/90)^2 \right) / \gamma_{M1}$$

z EN 1993-1-3 przyjmuj c zamiast t grubo zast pcza $t_{c,eff}$ okre lona wzorem:

$$t_{c,eff} = t \left[1 - (d/a)^2 s_{per} / s_w \right]^{3/2}$$

gdzie : s_{per} – wysoko uko na perforowanej cz ci rodnika
 s_w - wysoko uko na rodnika.

Zginanie i obci enie poprzeczne liniowe

W przypadku blach perforowanych z otworami na siatce kwadratowej, s stosowane wzory (6.28a), (6.28b) i (6.28c) PN-EN 1993-1-3,

gdzie: $M_{c,Rd}$ = no no przekroju przy zginaniu ustalona zgodnie z (6.3.3) normy,

$R_{w,Rd}$ = no no poprzeczna rodnika ustalona zgodnie z (6.3.4) normy.

W przypadku elementów obci onych jednocze nie momentem zginaj cym M_{Ed} i obci eniem liniowym F_{Ed} warunki no no ci maj posta :

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

$$F_{Ed} / R_{w,Rd} \leq 1$$

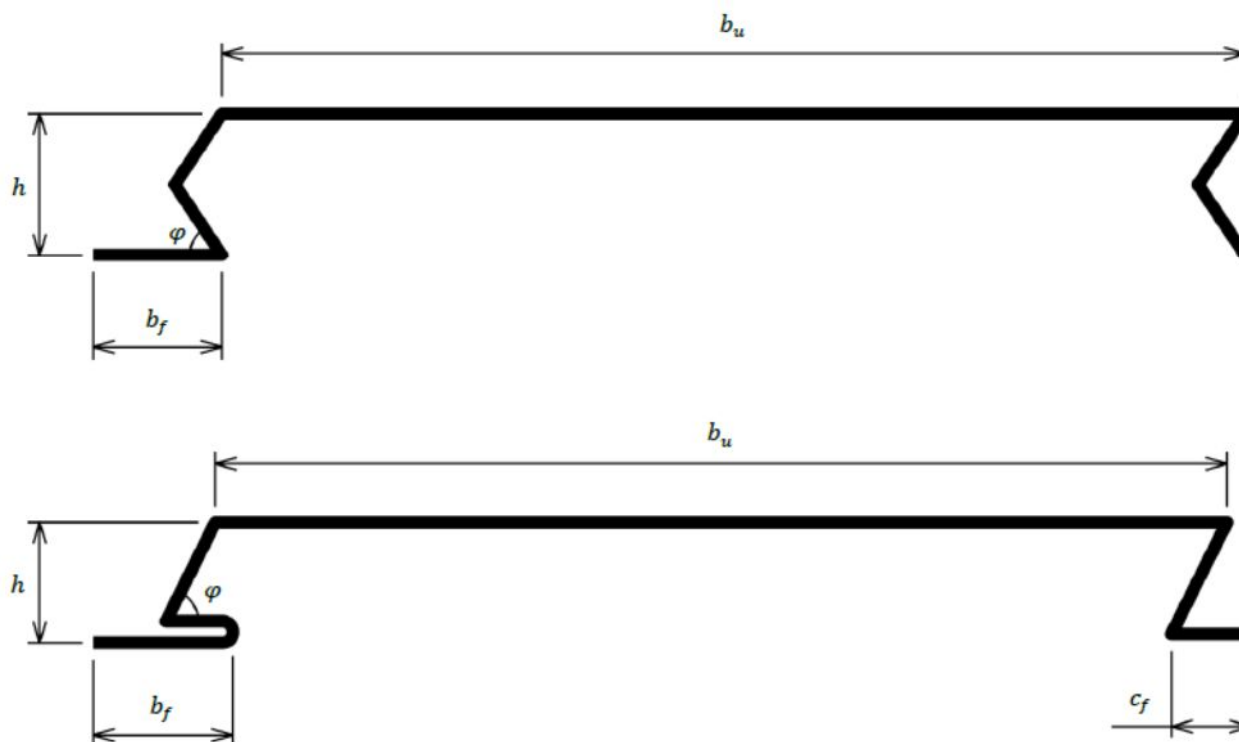
$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$$

W-7. Konstrukcje cienko cienne – Wybrane zagadnienia dotycz ce konstrukcji cienko ciennych

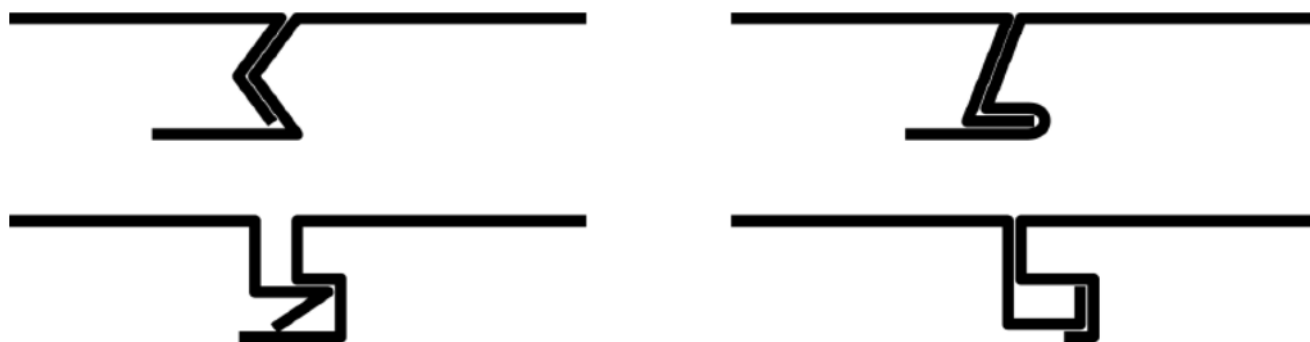
PANELE LINEARNE ŁĄCZONE NA ZAZBIAJCIE SI ZAMKI (INTERLOCKING PLANKS)

Opis rozwiązania profilu

Prezentowana instrukcja dotyczy cienkościennej stalowej paneli linearnych łączonych ze sobą na zazbijajcie si zamki (interlocking planks) i używanych w charakterze okładzin. Metoda jest ważna dla dwóch wzajemnie komplementarnych kształtów profili tworzących wspólne połączenie, odpowiednio: profilu ze złączem typu szewron (chevron joint) i ze złączem typu clip (clip joint).



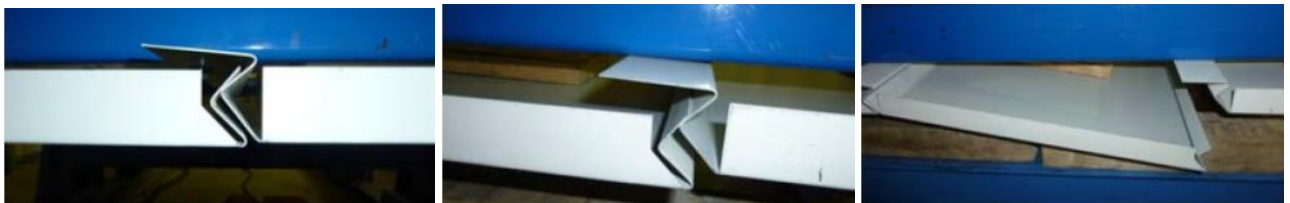
Połączenie cienkościennej okładziny stalowej wykorzystujące zazbijajcie si zamki jest rozwijane głównie ze względów estetycznych. Poszukuje się takiego mechanizmu złącza stosunkowo szerokiej i płaskiej powierzchni, który przy spełnieniu wszystkich kryteriów mechanicznych pozwoli na ukrycie samego "szwu". W tym celu producenci proponowali jak dotąd wiele różnych kształtów takiego zamka.



Różne oceny co do skuteczności tego rodzaju złącza, zwłaszcza w kontekście ich odpowiedzi na obciążenie wiatrem, uznaje się za miarodajne w poszczególnych krajach. W wielu z nich do zatwierdzenia projektu takich zamków wystarczyły same tylko badania do wiadczenia, w wielu innych badaniach tego typu muszą jednak towarzyszyć odpowiednie obliczenia. W tym celu stosuje się rozmaite procedury projektowe, nie są one jednak w żaden sposób zharmonizowane z odpowiednimi wytycznymi ustaleniami Eurokodów.

Cienko cienne linearne okładziny stalowe łączone na zakładki nie są w obecnej wersji Eurokodów specyfikowane jako odrębny typ profilu. Można je jednak potraktować jako rodzaj stalowych kaset (liner trays) charakteryzowanych jako duże przekroje typu ceowego z dwoma wewnętrznymi pasami, dwoma rownikami i jednym szerokim pasem. W takim ujęciu zakłada się, że konwencjonalne formuły używane do wyznaczenia nośności tego rodzaju kaset powinny dać wiarygodne wyniki również w odniesieniu do okładzin rozpatrywanych w niniejszej instrukcji.

Nawet jednak jeśli przyjęte uzyskane w ten sposób oszacowania dadzą dostatecznie dobre oceny zachowania się analizowanych profili pod przyłożeniem do nich obciążenia zewnętrznego to należy szczególnie dokładnie rozważyć czy stosowane do ich nośności specyficzny sposób zniszczenia samego zamka. Ze względu na zastosowany sposób ukrycia „szwu” jedna krawędź takiego zamka może uzyskać swobodnego ruchu względem drugiej co jest często odnotowywane podczas badań rozpatrywanych okładzin pod przyłożeniem do nich obciążenia symulującego ssanie wiatru. Przy obciążeniu narastającym intensywnie wolna krawędź powoli wysuwa się z zamka co skutkuje wzajemną dyslokacją łączonych elementów przy czym warunek szerokiego pasa przez cały czas pozostaje zachowany.

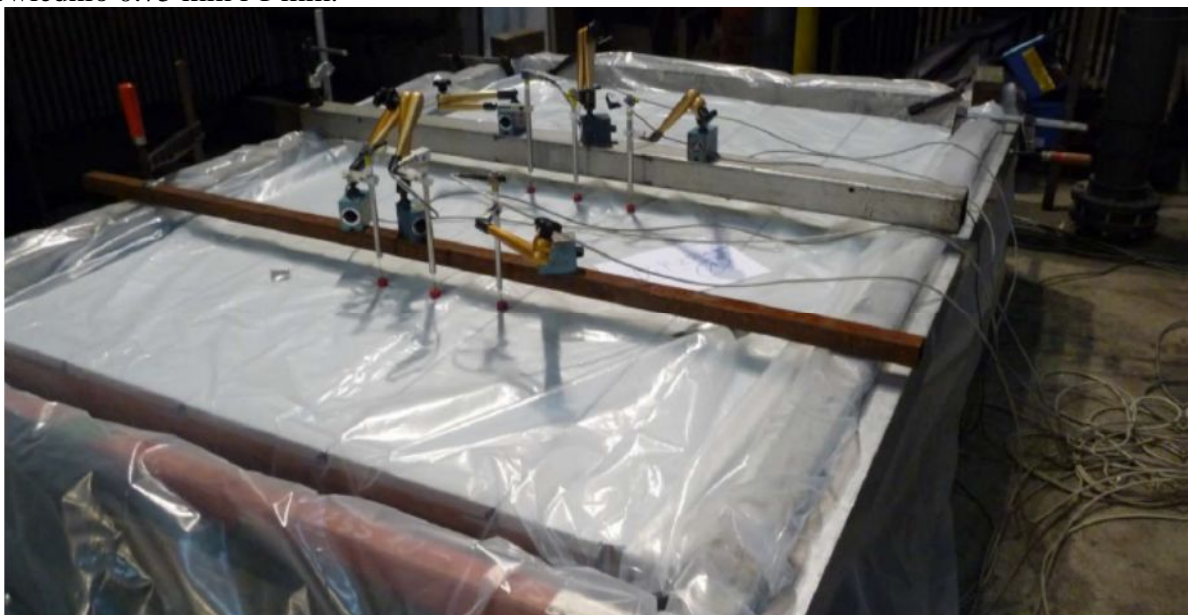


Główne rezultaty

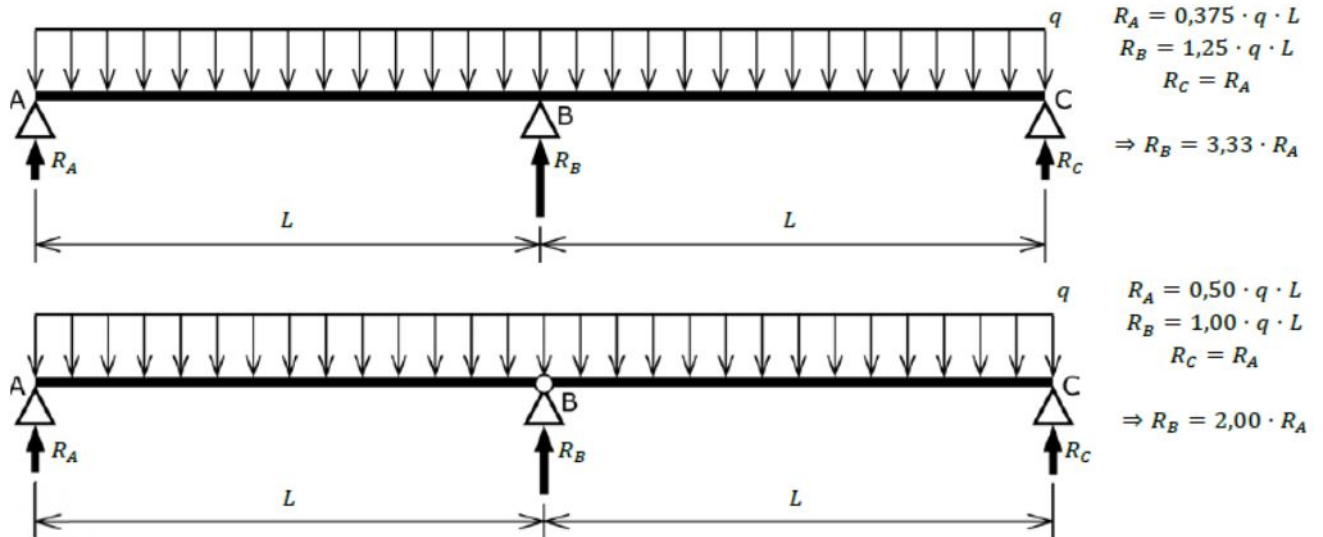
Badania dotyczyły dwóch rodzajów cienko-ciennych profili stalowych i obejmowały:

- Test zginania pojedynczego przęsła w komorze próżniowej, w tym:
 - o Pod obciążeniem symulującym parcie wiatru,
 - o Pod obciążeniem symulującym ssanie wiatru,
- Test zginania elementu dwuprzęsłowego w komorze próżniowej, w tym:
 - o Pod obciążeniem symulującym parcie wiatru,
 - o Pod obciążeniem symulującym ssanie wiatru,
- Test skrajnej podpory.

Wszystkie badania były przeprowadzane przy dwóch różnych nominalnych grubościach blachy, odpowiednio 0.75 mm i 1 mm.

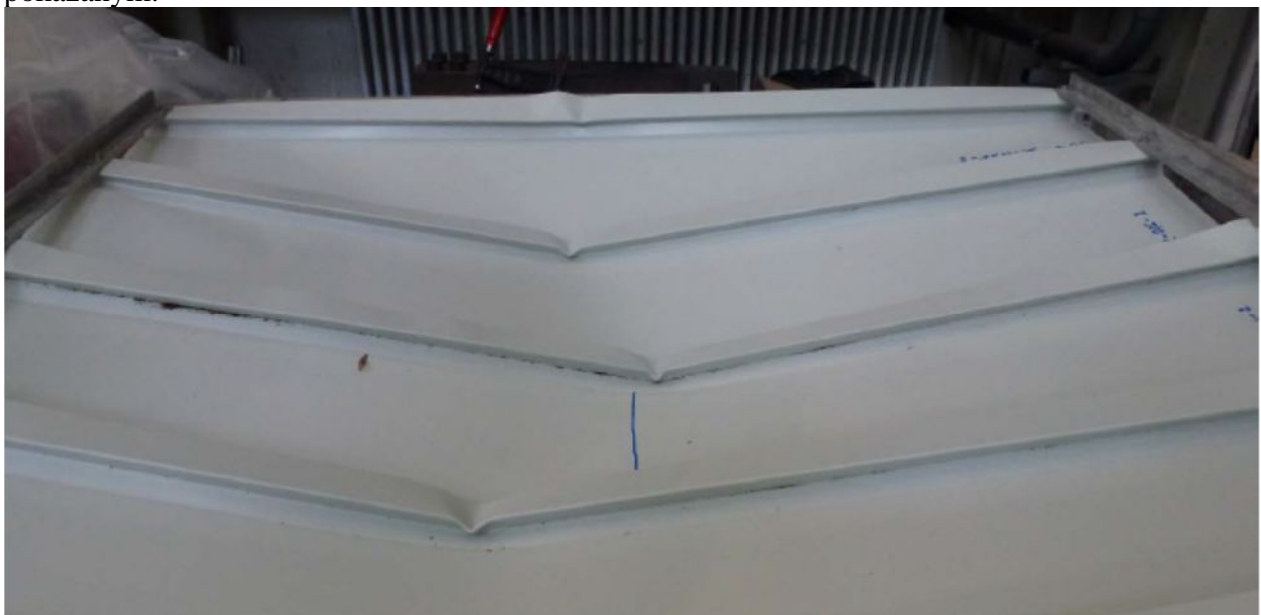


Jednym z najbardziej znaczących rezultatów uzyskanych w teście zginania elementu dwuprzęsłowego, obserwowanym zarówno przy obciążeniu symulującym nacisk wiatru jak i przy tym przeciwnie skierowanym i symulującym jego ssanie, jest brak jakiegokolwiek różnic na zginanie przekroju nad podporami środkową. Oznacza to, że w tych warunkach zachowywał się on jak nominalny przegub. W efekcie reakcja na środkowej podporze okazała się być równa tej, której oczekiwano by dla dwóch siedzących ze sobą belek izostacyjnych nie za takiej, która byłaby typowa dla dwuprzęsłowej belki cięgłej.



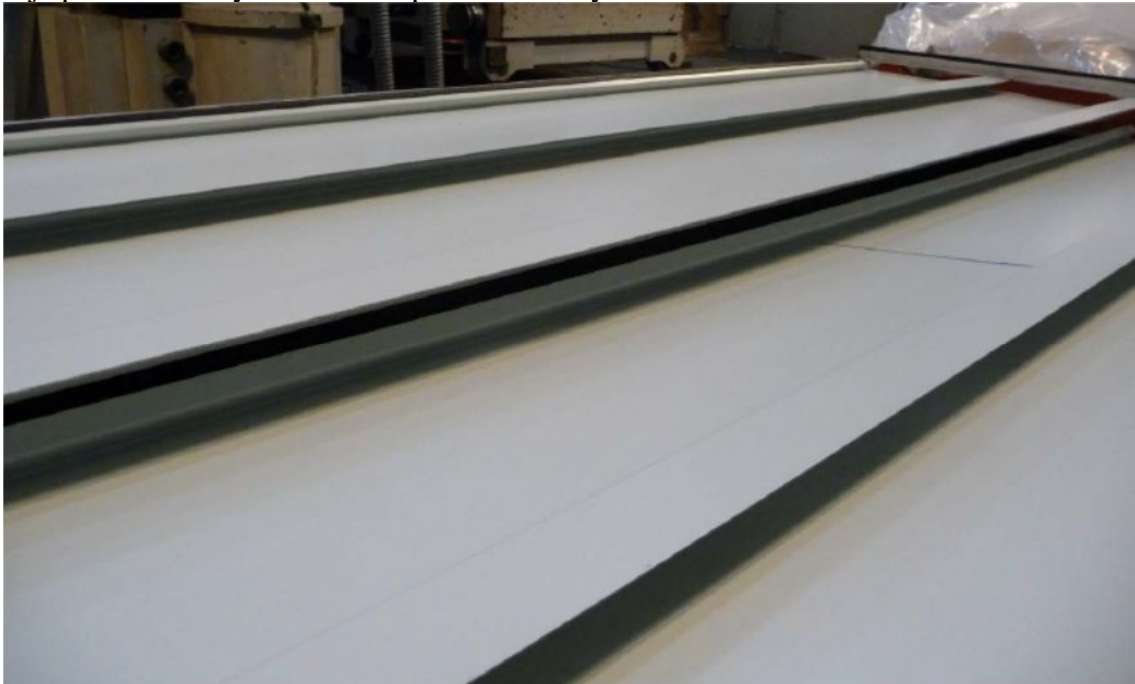
Wynika z tego, że charakterystyczna wartość momentu zginania przekroju poprzecznego badanej okładziny (M_{Rk}) była taka sama, niezależnie od tego czy odnoszono ją do testu przeprowadzanego dla pojedynczego przęsła czy też dla badania elementu dwuprzęsłowego.

Drugim ważnym wnioskiem wynikającym z badań prowadzonych w komorze próbniczej przy obciążeniu symulującym ssanie wiatru jest obserwacja, że w przeciwieństwie do wyników analogicznych do wiadczeń realizowanych jak dotychczas w sposób konwencjonalny, przez przykładanie obciążenia zewnętrznego za pomocą drewnianych klocków, wysuwanie się łączonych elementów z zamka nie stanowi jedynej możliwości zniszczenia. Rzeczywiście niektóre próbki niszczyły się przez wzajemną dyslokację elementów w zamku, wówczas z nich jednak ulegała wcześniej lokalnemu wyboczeniu ścianek przekroju w środku rozpiętości elementu, zgodnie z wzorcem pokazanym.



Komora pró niowa okazała si zatem by najbardziej realistycznym sposobem odwzorowania obci enia reprezentuj cego oddziaływanie wiatru na rzeczywistych budynkach. Z tego wzgl du stosowane dot d w praktyce projektowej warto ci tego typu sił, uzyskane we wcze niejszych testach prowadzonych w sposób tradycyjny, z wykorzystaniem klocków drewnianych, mog okaza si nie do ko ca wiarygodne. Wydaje si , e forma zniszczenia powinna stanowi punkt wyj cia do dalszej, bardziej szczegółowej analizy umo liwiaj cej lepsze zrozumienie zjawiska globalnej utraty stateczno ci tego typu okładzin.

Typowe zniszczenie rozpatrywanej okładziny uzyskane w komorze pró niowej w te cie zginania elementu dwuprz słowego poddanego symulowanemu ssaniu wiatru i zrealizowane przez wzajemn dyslokacj profili ł czonych w zamku pokazano na rysunku.



Obszar zastosowania

Niniejsza metoda projektowania cienko ciennych linearnych okładzin stalowych ł czonych ze sob na zaz biaj cy si zamek. Jest ona w pełni zgodna z wymaganiami normy PN-EN-1993-1-3. Metoda ta jest uzupełniona o dodatkowe kryterium uwzgl dniaj ce zagro enie wyst pienia ewentualnej wzajemnej dyslokacji elementów ł czonych w zamku.

Metoda projektowania prezentowana poni ej mo e by wykorzystana do wyznaczenia:

- no no ci profilu okładziny na zginanie w przypadku gdy szeroki pas tego profilu jest ciskany,
- no no ci profilu okładziny na zginanie w przypadku gdy szeroki pas tego profilu jest rozci gany,
- no no ci profilu okładziny na oddziaływanie reakcji na skrajnej podporze,
- no no ci profilu okładziny ze wzgl du na mo liwo wyst pienia wzajemnej dyslokacji paneli ł czonych w zamku.

Minimalne wymiary podpór:

- Podpora stalowa:
 - o Minimalna szeroko : 40 mm
 - o Minimalna grubo : 1.5 mm
- Podpora drewniana:
 - o Minimalna szeroko : 60 mm
 - o Minimalna wysoko : 80 mm

– Podpora betonowa: niedozwolona do stosowania w sposób bezpo redni. Aby skorygowa ewentualn nierównomierny wykładziny nale y zainstalowa metalow lub drewnian ram pomocnicz .

Charakterystyki rub:

– Na podporze stalowej:

o Minimalna rednica trzpienia: 5.5 mm

o Minimalna długo : taka aby zapewni gwint na całej szeroko ci podpory

– Na podporze drewnianej:

o Minimalna rednica trzpienia: 6.3 mm

o Minimalna długo : taka aby długo zakotwienia wynosiła co najmniej 50mm.

G sto stosowanego “szwu”: 1 ruba na jedn podpor na jeden panel.

Wymiary geometryczne profili mieszcz si w zakresach podanych poni ej:

$$\begin{aligned} 0.75 \text{ mm} &\leq t_{nom} \leq 1.00 \text{ mm} \\ &b_f \leq 40 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} &\leq h \leq 30 \text{ mm} \\ &b_u \leq 300 \text{ mm} \\ &\varphi \leq 60^\circ \\ 11 \text{ mm} &\leq c_f \end{aligned}$$

Uzyskane z oblicze warto ci obliczeniowej no no ci okładziny s miarodajne jedynie dla sytuacji projektowej, w której zostaje ona poddana oddziaływaniu obci enia równomiernie rozło onego na całą jej powierzchni, w szczególno ci obci enia wiatrem.

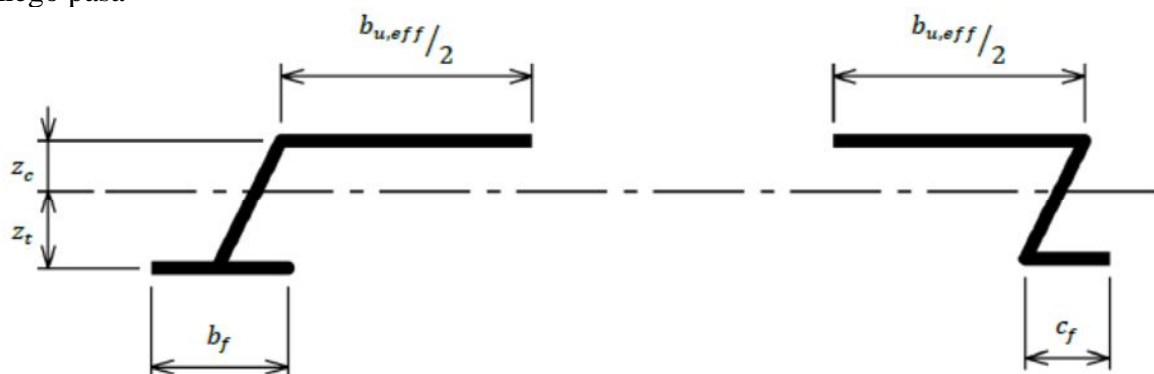
Procedura projektowania

No no profilu okładziny na zginanie w przypadku gdy szeroki pas tego profilu jest ciskany

Zgodnie z przepisami normy efektywna część szerokiego pasa profilu rozwa anej okładziny (je li stanowi on element wewn trzny równomiernie ściskany) jest wyznaczana przez iloczyn:

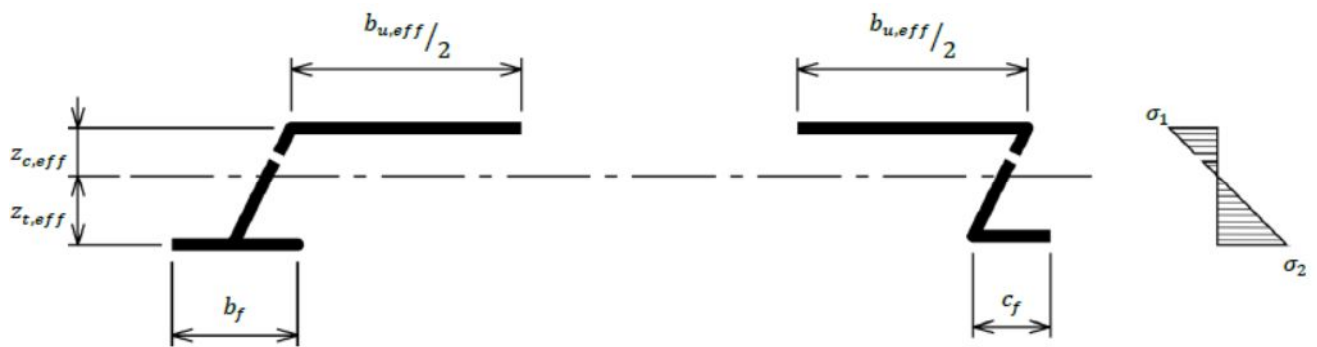
$$b_{u,eff} = \rho_u \cdot b_u$$

Na tej podstawie, przy w pełni efektywnych obu ‘rodnikach i obu w skich pasach tego profilu, wyznacza si poło enie jego osi ci ko ci z uwzgl dnieniem jednak samej tylko efektywnej cz ci szerokiego pasa



Efektywna wysoko ciskanej cz ci rodnika rozpatrywanego profilu, zgodnie z przepisami normy, wyznaczana jest z zale no ci:

$$h_{eff} \approx \rho_w \cdot z_c$$



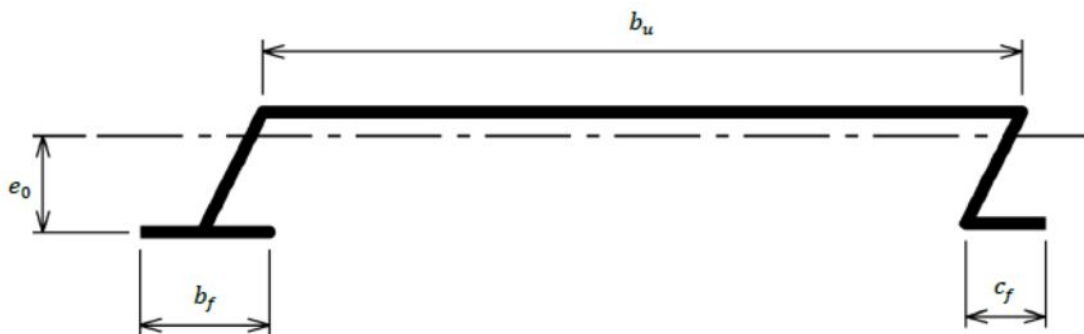
No no profilu okładziny ze względu na zginanie jest w takim przypadku określana dla zidentyfikowanego powyżej przekroju efektywnego na podstawie formuły (10.19) normy, co daje:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot 0.8 \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

przy czym: $W_{eff} = \min(I_{y,eff} / z_{c,eff}; I_{y,eff} / z_{t,eff})$

Uwaga: Zaproponowano poprawkę aby w kolejnej wersji normy w wyrażeniu (10.19) usunąć współczynnik 0.8. Po opublikowaniu tej poprawki współczynnik ten będzie mógł zostać usunięty również z formuły przywołanej powyżej.

No no profilu okładziny na zginanie w przypadku gdy szeroki pas tego profilu jest rozciągany
Zgodnie z §10.2.2.2(1) normy, w przypadku gdy szeroki pas analizowanego profilu okładziny jest rozciągany, wyznacza się położenie osi ciężkości przekroju brutto określone współrzędnymi e_0 .



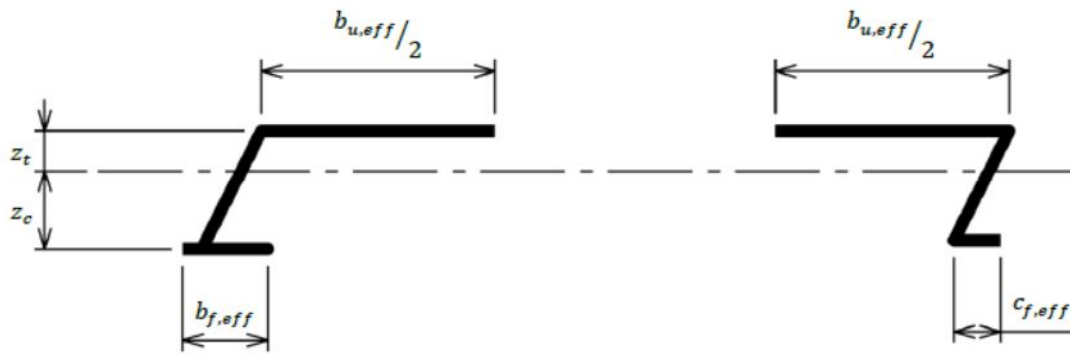
Następnie wylicza się efektywną szerokość szerokiego pasa tego profilu:

$$b_{u,eff} = \frac{53.3 \cdot 10^{10} \cdot e_0^2 \cdot t^4}{h \cdot L \cdot b_u^3}$$

Efektywna szerokość w skrajnych pasach, zgodnie z przepisami normy, jest przy tym wyznaczana jak dla elementów równomiernie ściśniętych co oznacza e :

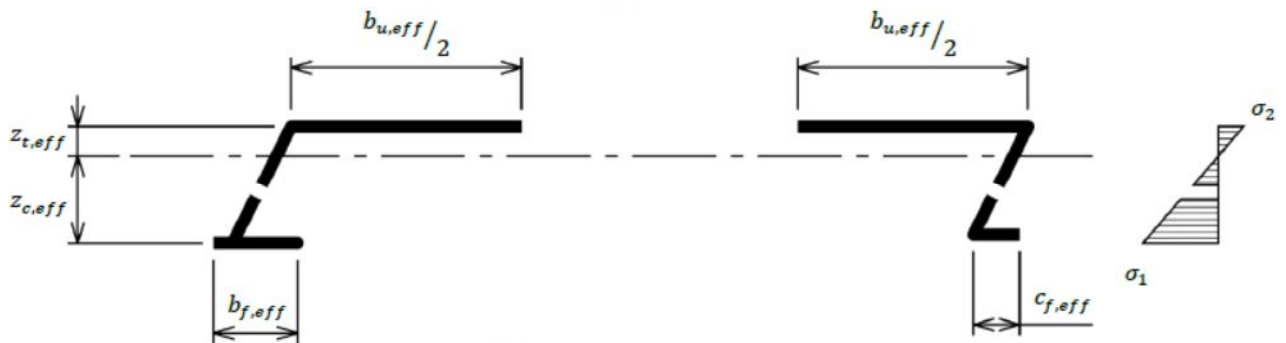
$$\begin{cases} b_{f,eff} = \rho_b \cdot b_f \\ c_{f,eff} = \rho_c \cdot c_f \end{cases}$$

Na tej podstawie, uwzględniając efektywne szerokości wszystkich pasów rozpatrywanego profilu, odpowiednio $b_{u,eff}$, $b_{f,eff}$ i $c_{f,eff}$, jak również w pełni efektywne jego obydwa rodniki, wyznacza się położenie osi ciężkości przekroju.



Tak jak poprzednio, uwzględnienie pracy jedynie efektywnej części obu rodniczków rozpatrywanego profilu, zgodnie z rekomendacjami normy, prowadzi do wniosku, że:

$$h_{eff} = \rho_w \cdot z_c$$



Nośność profilu okładziny na zginanie, wyznaczana teraz z uwzględnieniem efektywnych części zarówno wszystkich pasów jak i obu środników, na podstawie zależności (10.19) normy:

$$M_{b,Rd} = W_{eff} \cdot 0.8 \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$$

przy czym: $W_{eff} = \min(I_{y,eff} / z_{c,eff}; I_{y,eff} / z_{t,eff})$

Uwaga: Zaproponowano poprawkę aby w kolejnej wersji normy w wyrażeniu (10.19) usunąć współczynnik 0.8. Po opublikowaniu tej poprawki współczynnik ten będzie mógł zostać usunięty również z formuły przywołanej powyżej.

Nośność profilu okładziny ze względu na oddziaływanie reakcji na skrajnej podporze

Zgodnie z §6.1.7.3(2) normy, nośność pojedynczego rodniczka rozpatrywanego profilu okładziny na skrajnej podporze określana ze względu na oddziaływanie na niego reakcji podporowej wyraża się następująco:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right]}{\gamma_{M1}}$$

w której wartości na podstawie badań zaleca się przyjmować $\alpha = 0,115$, a $l_a = 10 \text{ mm}$.

Nośność profilu okładziny ze względu na możliwość wystąpienia wzajemnej dyslokacji paneli łączonych w zamku

Aby oszacować nośność analizowanego profilu okładziny ze względu na zagrożenie wystąpieniem wzajemnej dyslokacji paneli łączonych ze sobą w zamykającym się zamku należy zastosować formułę:

$$q_{Rd} = 2 \cdot \frac{E \cdot 1000 \cdot t^3 \cdot \delta_{lim}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \cdot b_f^3}{3}\right)^2 + \left[b_f \cdot \left(\frac{b_u \cdot h}{3} + \frac{h^2}{2}\right)\right]^2}} \cdot \frac{1000}{b_u}$$

w której:

$$\delta_{lim} = \begin{cases} c_f & \text{dla złączka typu clip} \\ \frac{h}{2 \cdot \tan \varphi} & \text{dla złączka typu szewron} \end{cases}$$