

KONSTRUKCJE STALOWE W EUROPIE

**Jednokondygnacyjne
konstrukcje stalowe**

**Część 4: Projekt wykonawczy
ram portalowych**

**Jednokondygnacyjne
konstrukcje stalowe
Część 4: Projekt wykonawczy
ram portalowych**

PRZEDMOWA

Niniejsza publikacja stanowi część czwartą przewodnika projektanta zatytułowanego *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe*.

Przewodnik *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe* składa się z następujących 11 części:

Część 1: Poradnik architekta

Część 2: Projekt koncepcyjny

Część 3: Oddziaływania

Część 4: Projekt wykonawczy ram portalowych

Część 5: Projekt wykonawczy kratownic

Część 6: Projekt wykonawczy słupów złożonych

Część 7: Inżynieria pożarowa

Część 8: Przegrody zewnętrzne budynku

Część 9: Wprowadzenie do oprogramowania komputerowego

Część 10: Wzorcową specyfikację konstrukcji

Część 11: Połączenia zginane

Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe to jeden z dwóch przewodników projektanta. Drugi przewodnik nosi tytuł *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe*.

Obydwa przewodniki projektanta powstały w ramach europejskiego projektu „Wspieranie rozwoju rynku kształtowników na potrzeby hal przemysłowych i niskich budynków (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030”.

Przewodniki projektanta zostały opracowane pod kierownictwem firm ArcelorMittal, Peiner Träger oraz Corus. Treść techniczna została przygotowana przez ośrodki badawcze CTICM oraz SCI współpracujące w ramach joint venture Steel Alliance.

Spis treści

| | Nr strony |
|--|-----------|
| PRZEDMOWA | iii |
| STRESZCZENIE | vii |
| 1 WPROWADZENIE | 1 |
| 1.1 Zakres | 1 |
| 1.2 Projektowanie wspomagane komputerowo | 2 |
| 2 EFEKTY DRUGIEGO RZĘDU W RAMACH PORTALOWYCH | 3 |
| 2.1 Zachowanie ramy | 3 |
| 2.2 Efekty drugiego rzędu | 4 |
| 2.3 Podsumowanie zagadnień projektowych | 5 |
| 3 STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI | 6 |
| 3.1 Ogólne | 6 |
| 3.2 Imperfekcje | 8 |
| 3.3 Analiza pierwszego i drugiego rzędu | 14 |
| 3.4 Sztywność podstaw | 18 |
| 3.5 Podsumowanie zagadnień projektowych | 20 |
| 4 STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI | 22 |
| 4.1 Ogólne | 22 |
| 4.2 Wybór kryteriów ugięcia | 22 |
| 4.3 Analiza | 22 |
| 4.4 Podsumowanie zagadnień projektowych | 22 |
| 5 NOŚNOŚĆ PRZEKROJU POPRZECZNEGO | 23 |
| 5.1 Ogólne | 23 |
| 5.2 Klasyfikacja przekroju poprzecznego | 23 |
| 5.3 Ciągłość elementów konstrukcyjnych w przypadku projektowania plastycznego | 24 |
| 5.4 Podsumowanie zagadnień projektowych | 24 |
| 6 STATECZNOŚĆ ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH | 25 |
| 6.1 Wprowadzenie | 25 |
| 6.2 Nośność na wyboczenie według EN 1993-1-1 | 26 |
| 6.3 Utwierdzenie-ograniczające wyboczenie z płaszczyzny | 28 |
| 6.4 Długości graniczne w sąsiedztwie przegubów plastycznych | 30 |
| 6.5 Podsumowanie zagadnień projektowych | 34 |
| 7 PROJEKT RYGŁA | 35 |
| 7.1 Wprowadzenie | 35 |
| 7.2 Wytrzymałość rygła | 36 |
| 7.3 Stateczność rygła z płaszczyzny | 36 |
| 7.4 Stateczność w płaszczyźnie | 41 |
| 7.5 Podsumowanie zagadnień projektowych | 41 |
| 8 PROJEKTOWANIE SŁUPÓW | 42 |
| 8.1 Wprowadzenie | 42 |
| 8.2 Nośność słupka | 42 |
| 8.3 Stateczność słupa | 43 |
| 8.4 Stateczność w płaszczyźnie | 45 |
| 8.5 Podsumowanie zagadnień projektowych | 46 |

| | | |
|------|--|----|
| 9 | STĘŻENIE | 47 |
| 9.1 | Ogólne | 47 |
| 9.2 | Stężenie pionowe | 47 |
| 9.3 | Stężenie poziome | 54 |
| 9.4 | Utwierdzenie biegnące do pasów wewnętrznych | 56 |
| 9.5 | Stężenie w miejscach przegubów plastycznych | 57 |
| 9.6 | Podsumowanie zagadnień projektowych | 59 |
| 10 | RAMY SZCZYTOWE | 60 |
| 10.1 | Rodzaje ram szczytowych | 60 |
| 10.2 | Słupy szczytowe | 60 |
| 10.3 | Rygle szczytowe | 61 |
| 11 | POŁĄCZENIA | 62 |
| 11.1 | Połączenia narożne | 62 |
| 11.2 | Połączenia wierzchołkowe | 63 |
| 11.3 | Podstawy, blachy podstawy i fundamenty | 64 |
| 11.4 | Podsumowanie zagadnień projektowych | 70 |
| 12 | DRUGORZĘDNE KOMPONENTY KONSTRUKCYJNE | 71 |
| 12.1 | Belka okapowa | 71 |
| 12.2 | Rozpórka naroży | 71 |
| 13 | PROJEKTOWANIE WIELONAWOWYCH RAM PORTALOWYCH | 72 |
| 13.1 | Ogólne | 72 |
| 13.2 | Rodzaje wielonawowych ram portalowych | 72 |
| 13.3 | Stateczność | 73 |
| 13.4 | Niestateczność na przeskok | 74 |
| 13.5 | Podsumowanie zagadnień projektowych | 74 |
| | LITERATURA | 75 |
| | Załącznik A Praktyczne wartości graniczne przemieszczeń i ugięć w przypadku budynku jednokondygnacyjnego | 77 |
| | A.1 Przemieszczenia poziome ram portalowych | 77 |
| | A.2 Ugięcia ram portalowych | 79 |
| | Załącznik B Obliczanie wartości współczynnika $\alpha_{cr,est}$ | 82 |
| | B.1 Ogólne | 82 |
| | B.2 Współczynnik $\alpha_{cr,s,est}$ | 83 |
| | Załącznik C Wyznaczenie wartości wielkości M_{cr} i N_{cr} | 86 |
| | C.1 M_{cr} w przypadku jednolitych elementów konstrukcyjnych | 86 |
| | C.2 M_{cr} w przypadku elementów konstrukcyjnych z nieciągłymi utwierdzeniami połączonymi z rozciągającym pasem | 87 |
| | C.3 N_{cr} w przypadku jednolitych elementów konstrukcyjnych z nieciągłymi utwierdzeniami połączonymi z rozciągającym pasem | 90 |
| | Załącznik D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 91 |

STRESZCZENIE

Niniejsza publikacja zawiera wskazówki dotyczące przygotowania projektu wykonawczego ram portalowych zgodnie z Eurokodami.

W części wstępnej omówiono zalety konstrukcji opartej na ramach portalowych i wyjaśniono, że zakres niniejszej publikacji obejmuje tylko ramy portalowe, bez ściągów między narożami. Większość wskazówek odnosi się do ram jednonawowych; informacje dotyczące ram wielonawowych stanowią jedynie niewielką część niniejszego przewodnika.

Publikacja zawiera wskazówki dotyczące:

- znaczenia efektów drugiego rzędu w ramach portalowych,
- korzystania z analizy sprężystej i plastycznej,
- projektowania w oparciu o stany graniczne nośności i użytkowości,
- projektowania elementów: nośność przekroju poprzecznego i stateczność elementów konstrukcyjnych,
- konstrukcji drugorzędnej: słupów szczytowych, stężeń i elementów konstrukcyjnych naroży.

Dokument zawiera przykład praktyczny ilustrujący obliczanie podatności na efekty drugiego rzędu oraz weryfikację głównych elementów konstrukcyjnych.

1 WPROWADZENIE

Stalowe ramy portalowe są bardzo efektywne i ekonomiczne w przypadku wykorzystywania ich w konstrukcjach jednokondygnacyjnych, pod warunkiem, że szczegółowe rozwiązania projektowe są opłacalne, a parametry i założenia projektowe zostały dobrane właściwie. W krajach o wysoko rozwiniętej technologii stalowe ramy portalowe stanowią dominującą formę konstrukcji jednokondygnacyjnych budynków przemysłowych i handlowych. Rozwiązanie to stało się najpowszechniej wykorzystywaną formą konstrukcji budynków o dachach dwuspadowych, ponieważ jest ekonomiczne i nadaje się do różnych rozpiętości.

W miejscach, w których szczegółowe wskazówki znajdują się w innych publikacjach, podano do nich odnośniki z krótkim objaśnieniem i przeglądem ich treści. Niniejszy tekst zawiera odsyłacze do odpowiednich paragrafów normy EN 1993-1-1^[1].

1.1 Zakres

W niniejszym opracowaniu konstruktor jest prowadzony przez wszystkie etapy projektu wykonawczego ram portalowych zgodnego z normą EN 1993-1-1, z uwzględnieniem roli analizy komputerowej przy użyciu dostępnego na rynku oprogramowania. Uznaje się, że najbardziej ekonomiczny projekt powstaje przy wykorzystaniu specjalistycznego oprogramowania. Niemniej jednak, niniejszy dokument zawiera wskazówki dotyczące ręcznych metod przygotowania projektu wstępnego oraz metod wykorzystywanych w oprogramowaniu. Podkreślono znaczenie odpowiednich szczegółowych rozwiązań projektowych, a dobrą praktykę zilustrowano przykładami.

Niniejsza publikacja nie dotyczy ram portalowych ze ściągami między narożami. Ten rodzaj ramy portalowej jest stosunkowo rzadki. Ściąg znacznie modyfikują rozkład momentów zginających i radykalnie zwiększają siłę osiową w ryglu. Do projektowania ram portalowych ze ściągami na poziomie naroży wymagane jest oprogramowanie do analizy drugiego rzędu.

Wprowadzenie do problematyki konstrukcji jednokondygnacyjnych, w tym ram portalowych, zamieszczono w uzupełniającej publikacji zatytułowanej *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 2: Projekt koncepcyjny*^[2]

1.2 Projektowanie wspomagane komputerowo

Chociaż analizę ram portalowych i weryfikację elementów konstrukcyjnych można przeprowadzić ręcznie, zaleca się użycie oprogramowania w celu uzyskania większej wydajności konstrukcyjnej. Specjalistyczne oprogramowanie służące do projektowania ram portalowych jest powszechnie dostępne. Jego możliwości to:

- wykonywanie analizy sprężysto-plastycznej,
- uwzględnianie efektów drugiego rzędu,
- wykonywanie weryfikacji elementów konstrukcyjnych,
- wykonywanie weryfikacji połączeń.

Opracowanie projektu ramy portalowej wymaga na ogół uwzględnienia kilku różnych kombinacji obciążeń. Oprogramowanie weryfikujące elementy konstrukcyjne przy wszystkich kombinacjach obciążeń znacznie skraca proces projektowania.

Chociaż projektowanie ręczne może być przydatne do wstępnego dobierania wymiarów elementów konstrukcyjnych i dogłębne zrozumienie procesu projektowania jest konieczne, zaleca się wykorzystanie specjalistycznego oprogramowania.

2 EFEKTY DRUGIEGO RZĘDU W RAMACH PORTALOWYCH

2.1 Zachowanie ramy

Kontrole wytrzymałościowe jakiejkolwiek konstrukcji są zasadne tylko wtedy, gdy globalna analiza zapewnia dobrą reprezentację zachowania rzeczywistej konstrukcji.

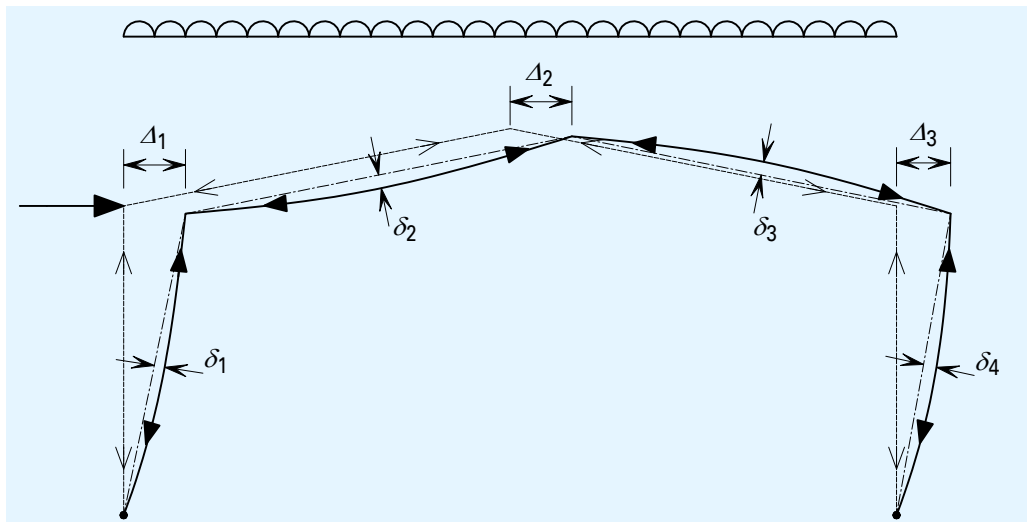
Rama pod wpływem obciążenia ugina się — jej kształt pod obciążeniem różni się od kształtu niezdeformowanego. Ugięcie sprawia, że obciążenia osiowe w elementach konstrukcyjnych działają wzdłuż innych linii niż przyjmowane w analizie, jak pokazano wykreślenie na rysunku 2.1 i rysunku 2.2. W przypadku niewielkich ugięć, następstwa są bardzo małe i analiza pierwszego rzędu (z pominięciem ugięcia kształtu) jest wystarczająco dokładna. Jednakże jeśli ugięcia są takiej wielkości, że wpływ obciążenia osiowego na ugięty kształt jest wystarczająco duży, aby wywołać znaczne momenty dodatkowe i dalsze ugięcie, uznaje się, że rama jest wrażliwa na efekty drugiego rzędu. Efekty drugiego rzędu, zwane też efektami P -delta, mogą być wystarczające do zmniejszenia nośności ramy.

Te efekty drugiego rzędu są efektami geometrycznymi i nie należy ich mylić z nieliniowym zachowaniem się materiałów.

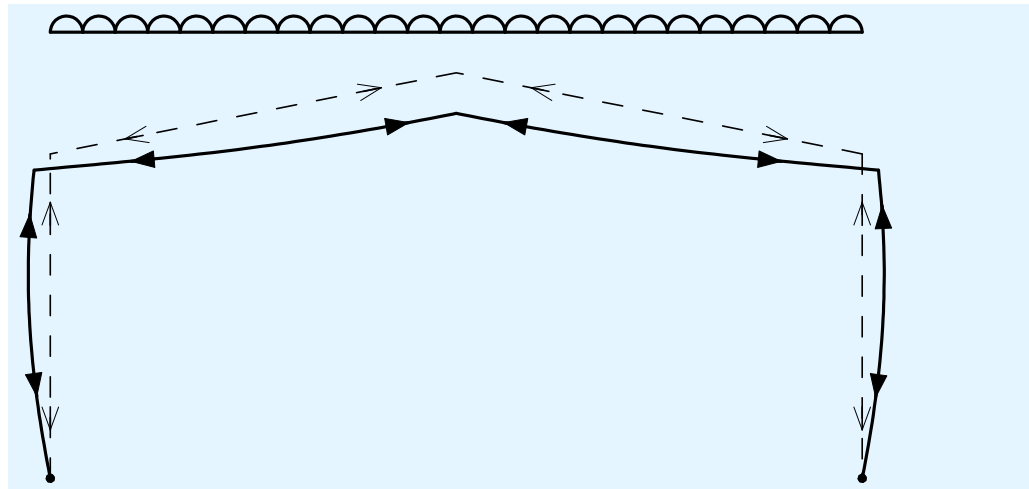
Jak pokazano na na rysunku 2.1, istnieją dwie kategorie efektów drugiego rzędu:

Efekty ugięcia na długości elementów konstrukcyjnych, zwane zwykle efektami P - δ (P -małe delta).

Efekty przemieszczenia miejsc przecięcia się elementów konstrukcyjnych, zwane zwykle efektami P - Δ (P -duże delta).



Rysunek 2.1 Ugięcie asymetryczne lub przechyłowe



Rysunek 2.2 Ugięcie symetryczne

Praktycznym następstwem efektów $P-\delta$ oraz $P-\Delta$ jest redukcja sztywności ram i ich elementów poniżej wartości obliczonych za pomocą analizy pierwszego rzędu. Portale jednokondygnacyjne są wrażliwe na wpływ sił ściskania osiowego w ryglach i słupach. Wielkość tych sił osiowych jest zazwyczaj rzędu 10% wielkości obciążeń krytycznych przy wyboczeniu sprężystym rygli i słupów. Na tym poziomie zmniejszenie sztywności efektywnej zaczyna być ważne.

2.2 Efekty drugiego rzędu

Efekty drugiego rzędu zwiększają nie tylko ugięcia, ale także momenty i siły ponad wartości obliczone za pomocą analizy pierwszego rzędu. Analiza drugiego rzędu to termin używany do określania metod analitycznych, w których wpływ zwiększającego się ugięcia wywołanego zwiększającym się obciążeniem jest uwzględniany jawnie w rozwiązaniu, tak że wyniki zawierają efekty $P-\Delta$ i $P-\delta$ opisane w rozdziale 2.1. Wyniki te różnią się od wyników analizy pierwszego rzędu o wartość zależną od wielkości efektów — $P-\Delta$ i $P-\delta$.

Wpływ zdeformowanej geometrii ocenia się w EN 1993-1-1 poprzez obliczenie współczynnika α_{cr} określonego jako:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$

gdzie:

F_{cr} to wektor sprężystego obciążenia krytycznego dla niestateczności globalnej bazujący na początkowych sztywnościach sprężystych

F_{Ed} to wektor obciążenia obliczeniowego konstrukcji.

Efekty drugiego rzędu mogą być pominięte w analizie pierwszego rzędu, jeśli rama jest wystarczająco sztywna. Zgodnie z § 5.2.1 (3) efekty drugiego rzędu mogą być pominięte, gdy:

w przypadku analizy sprężystej: $\alpha_{cr} \geq 10$

w przypadku analizie plastycznej: $\alpha_{cr} \geq 15$

Współczynnik α_{cr} można wyznaczyć przy użyciu oprogramowania lub (w określonych granicach), korzystając z wzoru 5.2 z normy EN 1993-1-1. Gdy rama nie mieści się w tych granicach, do obliczenia przybliżonej wartości współczynnika α_{cr} można wykorzystać wyrażenie alternatywne. Szczegóły podano w punkcie 3.3.

Gdy efekty drugiego rzędu są znaczące, możliwe są dwie opcje:

- Ścisła analiza drugiego rzędu (tj. w praktyce przy wykorzystaniu odpowiedniego oprogramowania do analizy drugiego rzędu)
- Przybliżona analiza drugiego rzędu (tj. obliczenia wykonywane ręcznie za pomocą analizy pierwszego rzędu, z uwzględnieniem odpowiedniej poprawki na efekty drugiego rzędu).

W przypadku drugiej z wymienionych metod, znanej także jako „zmodyfikowana analiza pierwszego rzędu”, wywierane oddziaływania są wzmacniane, aby uwzględnić efekty drugiego rzędu podczas wykonywania obliczeń pierwszego rzędu. Metodę tę opisano w punkcie 3.3.

2.3 Podsumowanie zagadnień projektowych

- Efekty drugiego rzędu występują w całości ramy ($P-\Delta$) oraz w poszczególnych elementach ($P-\delta$).
- Efekty drugiego rzędu kwantyfikuje się przy pomocy współczynnika α_{cr} .
- W przypadku ram portalowych podana w § 5.2.1(4) normy EN 1993-1-1 zależność umożliwiająca obliczenie współczynnika α_{cr} może być wykorzystywana w pewnych granicach. Poza granicami określonymi w normie należy wykonać alternatywne obliczenie, jak opisano w Załączniku B.
- Efekty drugiego rzędu mogą być znaczące w rzeczywistych ramach portalowych.
- Efekty drugiego rzędu mogą być uwzględniane za pomocą ścisłej analizy drugiego rzędu z wykorzystaniem oprogramowania lub przy wykorzystaniu analizy pierwszego rzędu zmodyfikowanej współczynnikiem wzmocnienia oddziaływań.

3 STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI

3.1 Ogólne

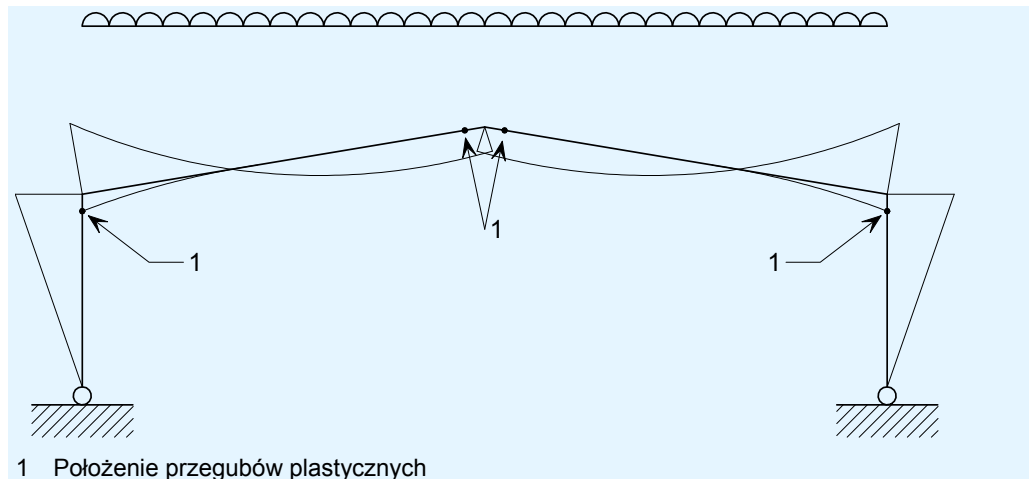
Metody analizy ramy w stanie granicznym nośności dzielą się zasadniczo na dwa rodzaje — analizę sprężystą (patrz punkt 3.2.2) oraz analizę plastyczną (patrz punkt 3.2.3). Ta ostatnia obejmuje zarówno analizę sztywno-plastyczną, jak i sprężysto-plastyczną.

Kluczem do ekonomiczności większości ram portalowych jest tworzenie przegubów i punktów momentu maksymalnego oraz związana z tym redystrybucja momentu wokół ramy, właściwe dla analizy plastycznej. Odciaża to obszary bardzo naprężone i pozwala na pełniejszą mobilizację niewystarczająco wykorzystywanych części ramy.

Obroty w przegubach plastycznych występują w przekrojach, w których moment zginający osiąga moment plastyczny lub nośność przy poziomach obciążenia niższych od pełnego obciążenia w stanie granicznym nośności.

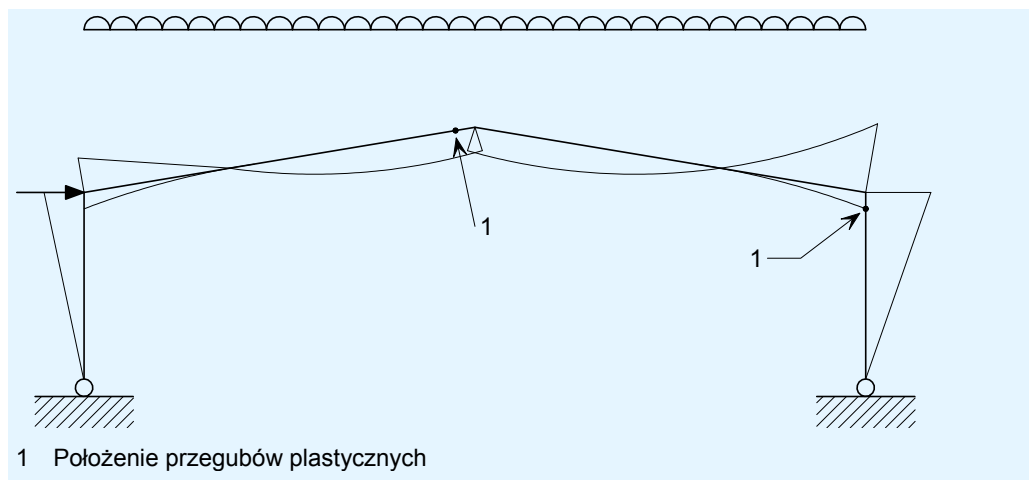
Wykres wyidealizowanego „plastycznego” momentu zginającego symetrycznej ramy portalowej poddanej symetrycznym obciążeniom pionowym pokazano na rysunku 3.1. Pokazano na nim położenie przegubów plastycznych w przypadku mechanizmu zniszczenia plastycznego. Pierwszy powstający przegub jest zwykle przyległy do skosu (w tym przypadku uwidoczniiony na słupie). W zależności od proporcji ramy portalowej kolejne przeguby tworzą się tuż pod wierzchołkiem, w punkcie maksymalnego momentu uginającego.

Rama portalowa z podstawami podpartymi przegubowo jest jednokrotnie niewyznaczalna. Zatem do utworzenia mechanizmu potrzebne są dwa przeguby. Cztery przeguby pokazane na rysunku 3.1 powstają tylko z powodu symetrii. W praktyce, ze względu na zmienność wytrzymałości materiału i rozmiaru kształtownika, mechanizm zostanie utworzony w wyniku uformowania się tylko jednego przegubu wierzchołkowego i jednego przegubu narożnego. Ponieważ nie wiadomo, które przeguby powstaną w rzeczywistej konstrukcji, przyjmuje się układ symetryczny, a położenia przegubów z każdej strony konstrukcji są utwierdzone.



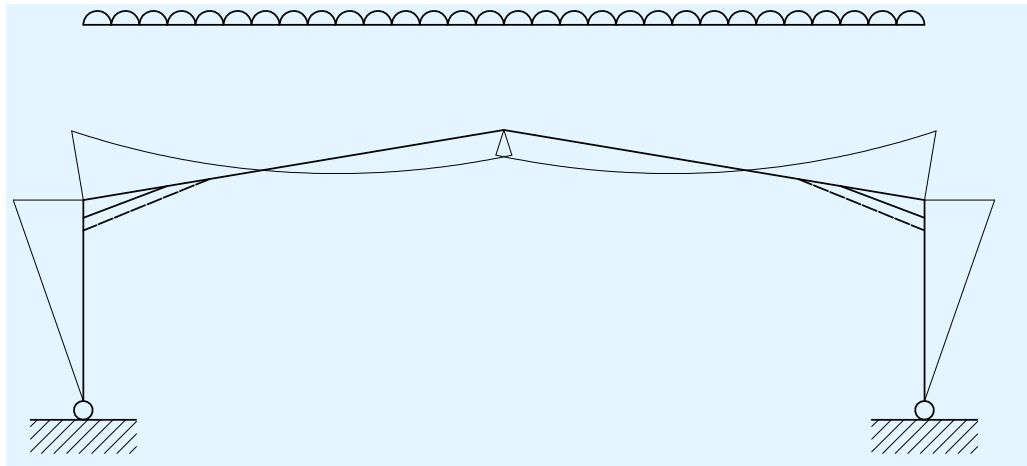
Rysunek 3.1 Wykres momentu zginającego wynikający z analizy plastycznej symetrycznej ramy portalowej poddanej symetrycznemu obciążeniu pionowemu

Większość kombinacji obciążeń jest asymetryczna ze względu na fakt, że obejmują one równoważne siły poziome (EHF; patrz punkt 3.2) lub obciążenia wiatrem. Typowy wykres obciążeń i wykres momentu zginającego pokazano na rysunku 3.2. Zarówno wiatr, jak i siły EHF mogą działać w każdym kierunku (z dwóch), co oznacza, że położenia przegubów z każdej strony ramy muszą być utwierdzone.



Rysunek 3.2 Wykres momentu zginającego wynikający z analizy plastycznej symetrycznej ramy portalowej poddanej asymetrycznemu obciążeniu

Typowy wykres momentu zginającego wynikający z analizy sprężystej ramy z podstawami podpartymi przegubowo pokazano na rysunku 3.3. W tym przypadku moment maksymalny (w narożach) jest większy niż obliczony podczas analizy plastycznej. Zarówno słup, jak i skos należy zaprojektować z uwzględnieniem tych większych momentów zginających. Skos można wydłużyć do około 15% rozpiętości, aby dostosować go do większego momentu zginającego.



Rysunek 3.3 Wykres momentu zginającego wynikający z analizy sprężystej symetrycznej ramy portalowej poddanej obciążeniu symetrycznemu (skos na 10% rozpiętości oznaczono linią ciągłą, skos na 15% rozpiętości oznaczono linią kropkowaną)

3.2 Imperfekcje

Imperfekcje ramy omówiono w § 5.3.2 normy EN 1993-1-1. Imperfekcje ramy trzeba na ogół modelować. Rama może być modelowana w odchyleniu od pionu, lub ewentualnie można przyłożyć do ramy układ równoważnych sił poziomych (EHF), aby uwzględnić imperfekcje. Jako prostsze rozwiązanie zaleca się wykorzystanie sił EHF.

3.2.1 Równoważne siły poziome

Wykorzystanie równoważnych sił poziomych (EHF) w celu uwzględnienia efektów wstępnych imperfekcji przechyłowych dopuszczono w § 5.3.2(7). Imperfekcje wstępne wyrażono za pomocą zależności 5.5, gdzie imperfekcję wstępną ϕ (wskazaną jako odchylenie od pionu) określono jako:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

gdzie:

ϕ_0 to wartość podstawowa: $\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ but } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h to wysokość konstrukcji w metrach

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m to liczba słupów w rzędzie — w przypadku portalu: liczba słupów w pojedynczej ramie.

W przypadku jednonawowych ram portalowych h to wysokość słupa, a $m = 2$.

Zachowawcze ustalenie to $\alpha_h = \alpha_m = 1,0$.

Siły EHF można obliczyć jako imperfekcję ϕ pomnożoną przez reakcję pionową przy podstawie słupa (łącznie z obciążeniami wywieranymi przez dźwignice, w stosownym przypadku). Siły EHF są przyłożone poziomo, w tym samym kierunku, na szczycie każdego słupa.

Według § 5.3.2(4) imperfekcje przechyłowe mogą zostać pominięte, gdy $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.

Zaleca się sprawdzić to złagodzenie, porównując całkowitą reakcję poziomą netto przy podstawie z całkowitą reakcją pionową netto. W wielu przypadkach wzór podany w 5.3.2(4) oznacza, że siły EHF nie są wymagane w kombinacjach oddziaływań zawierających oddziaływania wiatru. Jednakże siły EHF muszą być uwzględniane w kombinacjach złożonych wyłącznie z oddziaływań grawitacyjnych.

3.2.2 Analiza sprężysta

Analiza sprężysta to najbardziej powszechna metoda analizy konstrukcji ogólnych, której wynikiem są jednak zazwyczaj mniej ekonomiczne konstrukcje portalowe niż w przypadku analizy plastycznej. Norma EN 1993-1-1 pozwala na wykorzystanie nośności plastycznej przekroju poprzecznego z wynikami analizy sprężystej, pod warunkiem, że przekrój jest klasy 1 lub 2. Dodatkowo dopuszcza się 15% redystrybucję momentu, zgodnie z § 5.4.1.4(B) normy EN 1993-1-1.

Konstruktorów mniej zaznajomionych z projektowaniem konstrukcji stalowych może zaskoczyć wykorzystywanie plastycznego momentu granicznego i redystrybucji momentu w połączeniu z analizą sprężystą. Należy jednak zauważyć, że w praktyce:

- Ze względu na naprężenia szcztkowe, imperfekcje elementów konstrukcyjnych, rzeczywiste bezwładności różne od przyjmowanych, rzeczywistą sztywność połączeń inną od przyjmowanej oraz brak dopasowania połączeń, rzeczywisty rozkład momentów w każdej ramie prawdopodobnie znacznie różni się od rozkładu przewidzianego przez analizę sprężystą.
- Przekroje klasy 1 i 2 mają pewną zdolność obrotu plastycznego do czasu, aż nastąpi znaczne zmniejszenie nośności ze względu na miejscowe wyboczenie. Uzasadnia to redystrybucję 15% momentów z momentów nominalnych określonych na podstawie analizy sprężystej.

Wyniki analizy sprężystej należy zatem uznawać jedynie za dość realistyczny układ sił wewnętrznych będących w równowadze z przyłożonymi obciążeniami.

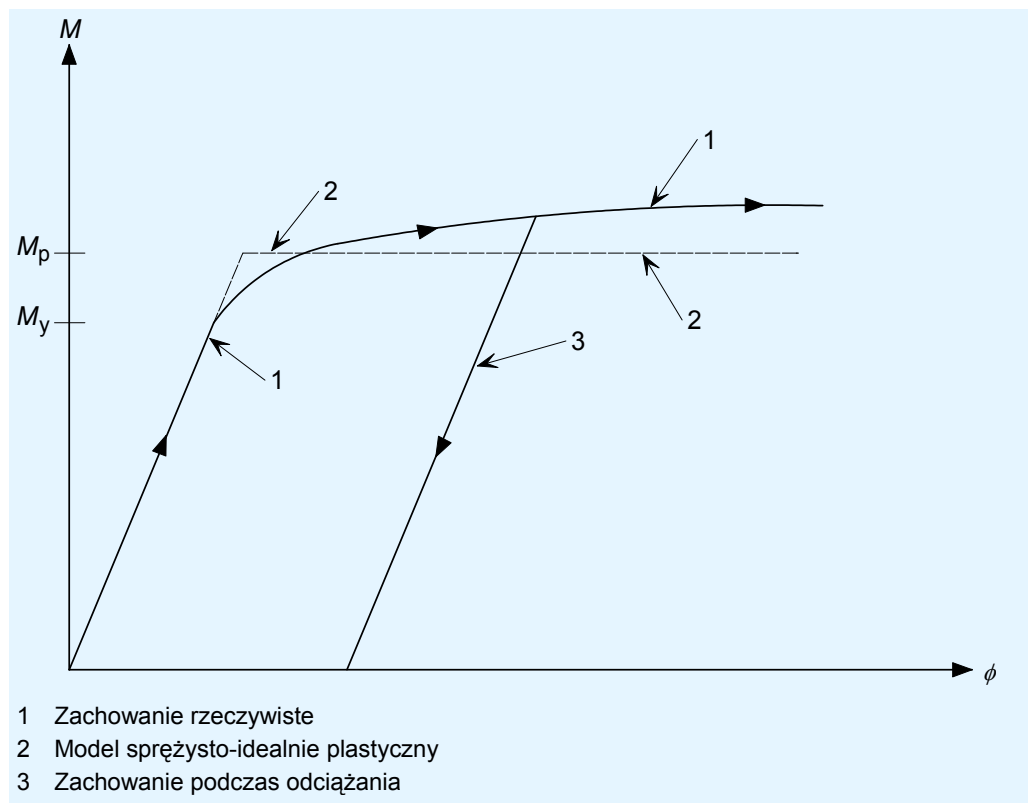
W ryglu portalu ze skosem do 15% momentu zginającego na ostrym końcu skosu można poddać redystrybucji, jeśli moment zginający przekroczył nośność plastyczną rygla oraz momenty i siły wynikające z redystrybucji mogą być przenoszone przez resztę ramy. Ewentualnie, jeśli moment w środku rozpiętości portalu przekroczył nośność plastyczną rygla, moment ten może być zredukowany w wyniku redystrybucji o wartość do 15%, pod warunkiem, że reszta konstrukcji jest w stanie przenieść momenty i siły wynikające z redystrybucji.

Jeśli analiza sprężysta wykazuje, że moment zginający przekracza w konkretnym miejscu plastyczny moment graniczny, momentem minimalnym w tym punkcie po redystrybucji powinien być plastyczny moment graniczny. Uznaje się, że w tym miejscu może powstać przegub plastyczny. Redukcja poniżej nośności plastycznej byłaby posunięciem nielogicznym, a jej wynikiem mogłyby być niebezpieczne założenia podczas obliczania nośności elementów konstrukcyjnych na wyboczenie.

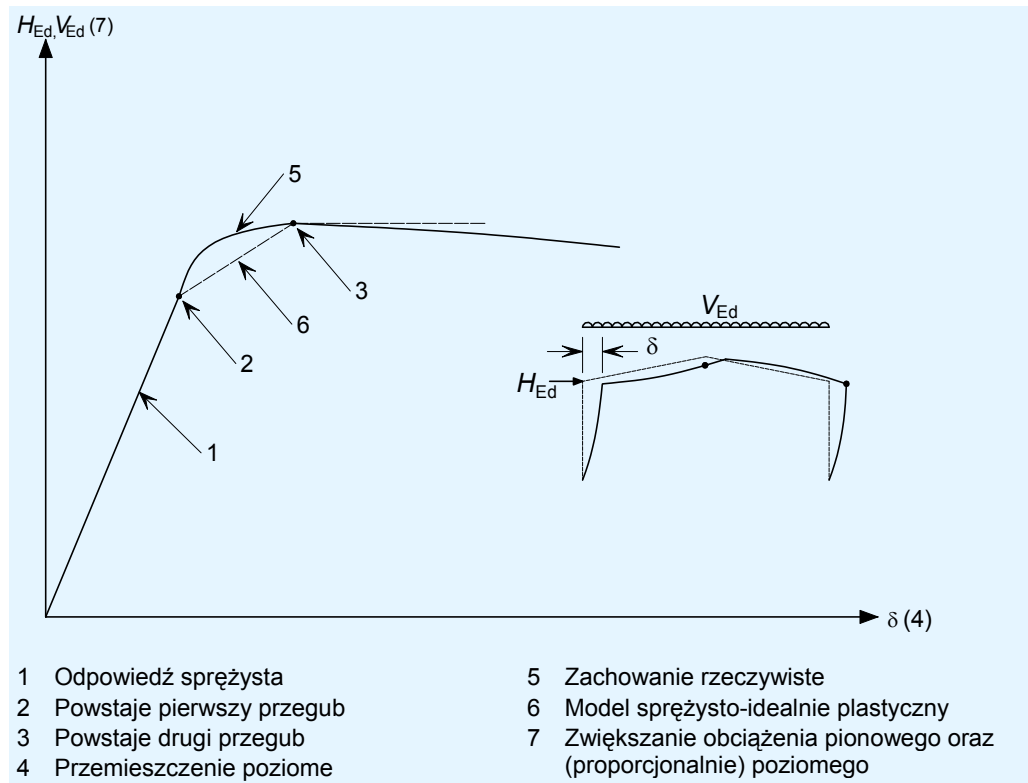
3.2.3 Analiza plastyczna

Na terenie Europy kontynentalnej nie używa się zbyt często analizy plastycznej, mimo, że jest ona dobrze wypróbowaną metodą analizy. Jednak w Wielkiej Brytanii analiza plastyczna wykorzystywana jest od 40 lat i obecnie wykorzystuje się ją w ponad 90% konstrukcji portalowych.

Tradycyjnie podczas analizy plastycznej wykorzystywano ręczne metody obliczeń (tak zwaną metodę graficzną, metodę pracy wirtualnej itp.). Te metody ręczne nie zostały omówione w niniejszej publikacji, ponieważ analiza plastyczna przeprowadzana jest zazwyczaj przy użyciu oprogramowania wykorzystującego przez większość czasu model sprężysto-idealnie plastyczny. Zasadę tej metody pokazano na rysunku 3.4 i rysunku 3.5.



Rysunek 3.4 Zachowanie moment-obrót oraz model sprężysto-idealnie plastyczny dla przekroju klasy 1



Rysunek 3.5 Prosty model ramy portalowej poddanej zwiększającemu się obciążeniu pionowemu i poziomemu, ze zniszczeniem zarządzanym przez mechanizm przechyłu

W modelu sprężysto-idealnie plastycznym rysunku 3.4 zakłada się, że elementy konstrukcyjne ulegają odkształceniu jako elementy liniowo-sprężyste do chwili, w której przyłożony moment osiąga wartość pełnego momentu plastycznego M_p . Zakłada się, że późniejsze zachowanie jest idealnie plastyczne bez umocnienia odkształceniowego.

W analizie sprężysto-idealnie plastycznej obciążenie zwiększane jest małymi przyrostami, a przeguby umieszczane są w modelu analitycznym w każdym przekroju osiągającym pełny moment plastyczny M_p , jak pokazano na rysunku 3.6. W przypadku wykorzystywania odpowiedniego oprogramowania powinno być możliwe przewidywanie przegubów, które powstają, obracają się, a następnie są odciażane lub nawet obracają się w odwrotnym kierunku. Mechanizmem końcowym będzie rzeczywisty mechanizm zniszczenia, identyczny z mechanizmem przy najniższym współczynniku obciążenia, który można wyznaczyć przy użyciu metody sztywno-plastycznej.

Metoda sprężysto-idealnie plastyczna ma następujące zalety:

- Zidentyfikowany jest rzeczywisty mechanizm zniszczenia.
- Zidentyfikowane są wszystkie przeguby plastyczne, łącznie z tymi, które mogą powstać, a następnie zostać odciążone. Takie przeguby przejściowe nie występują w końcowym mechanizmie zniszczenia, ale mimo to wymagają utwierdzenia.
- Można zidentyfikować przeguby powstające przy obciążeniach większych niż stan graniczny nośności (ULS). Takie przeguby nie wymagają utwierdzenia, ponieważ konstrukcja może już przenosić obciążenia ULS. Może to prowadzić do oszczędności w przypadku konstrukcji, w których nośność elementów konstrukcyjnych jest większa niż wymagana, co zdarza się, gdy projekt oparty jest na ugięciach lub gdy wykorzystywane są zbyt duże rozmiary kształtowników.
- Można utworzyć rzeczywisty wykres momentów zginających w chwili zniszczenia lub w dowolnej fazie przed zniszczeniem.

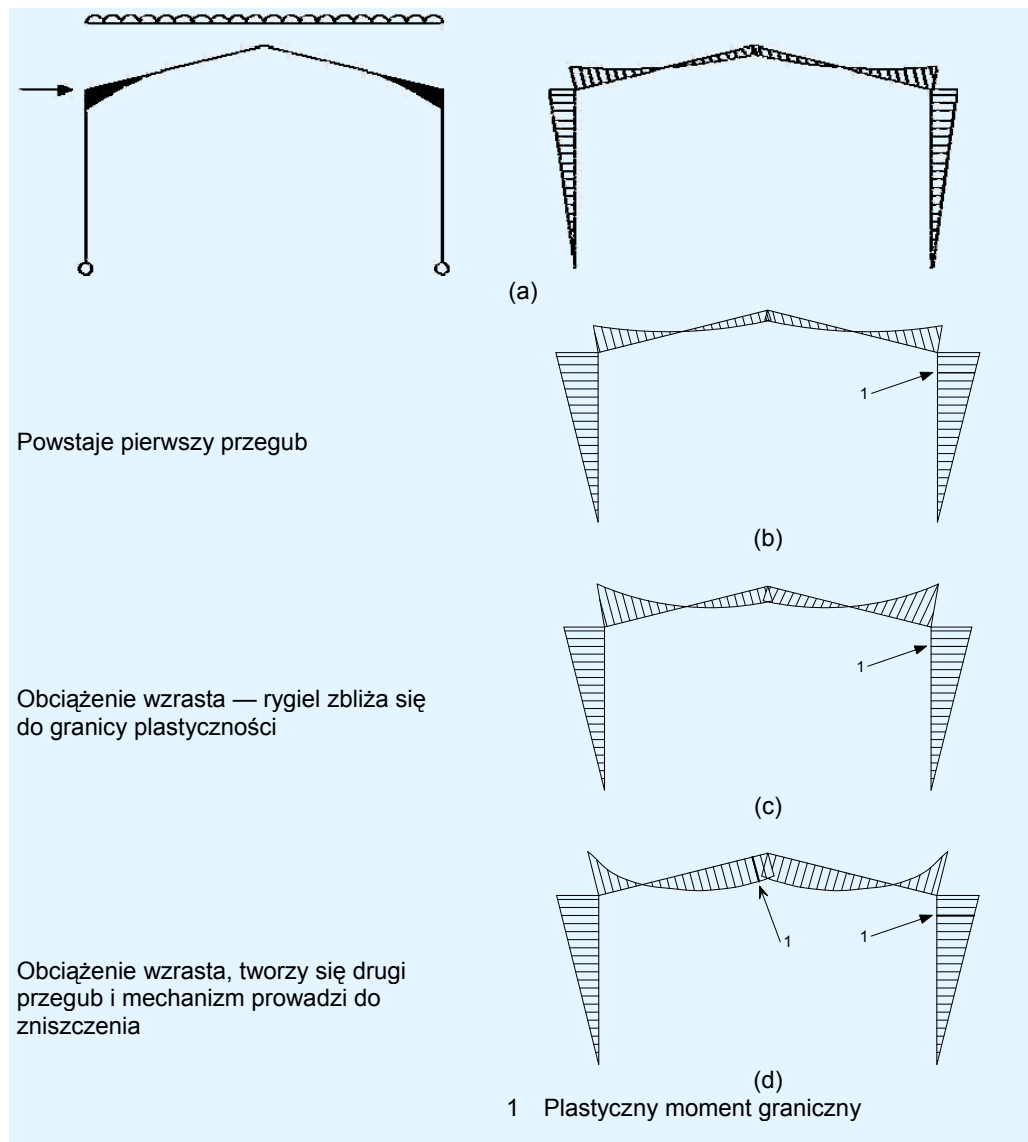
3.2.4 Analiza sprężysta a analiza plastyczna

Zgodnie z rozważaniami przedstawionymi w punkcie 3.1, analiza plastyczna prowadzi zazwyczaj do powstania bardziej ekonomicznych konstrukcji, ponieważ redystrybucja plastyczna sprawia, że mniejsze elementy konstrukcyjne mogą przenosić te same obciążenia. W przypadku ram poddanych analizie plastycznej długości skosu wynoszą zwykle około 10% rozpiętości.

Tam gdzie projekt zależy od ugięć (stanu granicznego użyteczności, SLS), zastosowanie analizy plastycznej do stanu granicznego nośności (ULS) nie ma uzasadnienia. Jeśli zastosuje się sztywniejsze kształtowniki w celu kontroli ugięć, jest całkiem możliwe, że nie powstaną żadne przeguby plastyczne i rama pozostanie sprężysta w stanie granicznym nośności (ULS).

Oszczędności uzyskane dzięki analizie plastycznej zależą także od układu stężającego, ponieważ redystrybucja plastyczna nakłada dodatkowe wymagania dotyczące utwierdzenia elementów konstrukcyjnych, co omówiono w punkcie 6.3. Ogólna opłacalność ramy może zatem zależeć od łatwości jej utwierdzenia.

Analizę plastyczną należy rozważyć tylko wtedy, gdy dostępne jest oprogramowanie komercyjne. Bardziej zaawansowane pakiety oprogramowania komputerowego wykonują bezpośrednio analizę sprężysto-plastyczną drugiego rzędu ($P-\Delta$), co znacznie upraszcza cały proces projektowania. Duża dostępność oprogramowania do projektowania sprężysto-plastycznego ułatwia zastosowanie pełnej analizy plastycznej. Wynikowe ograniczenie do przekrojów klasy 1 wymaganych w potencjalnych miejscach powstawania przegubów nie jest istotne.



Rysunek 3.6 Sprężysto-idealnie plastyczna metoda analizy przedstawiająca stan ramy przy proporcjonalnym zwiększaniu obciążenia poziomego i pionowego (a) całkowicie sprężyste; (b) przegub plastyczny przy narożach; (c) rygle zbliżające się do granicy plastyczności; (d) przegub plastyczny w ryglu

Uznaje się, że pewna redystrybucja momentów jest możliwa nawet przy korzystaniu z projektowania sprężystego. W § 5.4.1.4(B) normy EN 1993-1-1 zezwala się na 15% redystrybucję, co omówiono w punkcie 3.2.2, choć jest to rzadko stosowane w praktyce.

Tam, gdzie dopuszcza się skosy o długości 15% rozpiętości i gdzie boczne obciążenie jest niewielkie, wykres sprężystego momentu zginającego jest prawie taki sam, jak wykres momentu zginającego dla zniszczenia plastycznego. Jak pokazano na rysunku 3.3, maksymalny moment przeginający na końcu skosu jest podobny do maksymalnego momentu uginającego w ryglu. W takich przypadkach analiza sprężysta może zapewnić równoważne rozwiązanie względem ramy analizowanej plastycznie.

3.3 Analiza pierwszego i drugiego rzędu

W przypadku zarówno analizy plastycznej, jak i analizy sprężystej ram, wybór analizy pierwszego lub drugiego rzędu może zależeć od elastyczności ramy w płaszczyźnie, mierzonej współczynnikiem α_{cr} (patrz punkt 3.3.1). W praktyce wybór pomiędzy analizą pierwszego i drugiego rzędu zależy także od dostępności oprogramowania. Nawet w przypadku, gdy rama portalowa jest wystarczająco sztywna, aby efekty drugiego rzędu były dostatecznie małe, by można było je zignorować, wykorzystanie oprogramowania do przeprowadzania analizy drugiego rzędu może być wygodniejszym rozwiązaniem.

Gdy analiza drugiego rzędu jest wymagana, ale jest niedostępna, przydatne podczas obliczeń mogą być zmodyfikowane metody pierwszego rzędu. Zmodyfikowana metoda pierwszego rzędu różni się nieco w przypadku analizy sprężystej i plastycznej, co opisano w punktach 3.3.2 i 3.3.3. W analizie sprężystej wzmocnione są oddziaływania poziome, natomiast w analizie plastycznej wzmocnione są wszystkie oddziaływania.

3.3.1 Współczynnik α_{cr}

Zależność 5.2 z § 5.2.1(4)B normy EN 1993-1-1 określa współczynnik α_{cr} jako:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Uwagi 1B oraz 2B do tego paragrafu ograniczają zastosowanie zależności 5.2 do dachów z płytkim spadkiem i do sytuacji, gdy siła osiowa w ryglu nie jest znacząca. Zatem:

- spadek dachu uznaje się za płytki, gdy nie przekracza on 26°
- siłę osiową w ryglu można uznać za znaczącą, gdy $\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$.

Dogodny sposób wyrażenia ograniczenia siły osiowej to: siła osiowa nie jest znacząca, gdy:

$$N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr}$$

Gdzie

N_{cr} to obciążenie krytyczne przy wyboczeniu sprężystym całej rozpiętości pary rygli, tj. $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L to długość rozwinięta pary rygli od słupa do słupa, przyjmowana jako rozpiętość/Cos θ (θ to spadek dachu)

Jeśli te ograniczenia są spełnione, wówczas można wykorzystać zależność 5.2 do obliczenia współczynnika α_{cr} . W większości rzeczywistych ram portalowych obciążenie osiowe w ryglu jest znaczące i zależność 5.2 nie może być wykorzystywana.

Gdy siła osiowa w ryglu jest znacząca, można wykorzystać podaną w załączniku B alternatywną, przybliżoną metodę obliczania miary stateczności ramy, określanej jako $\alpha_{cr,est}$. W wielu przypadkach wynik będzie zachowawczy. Dokładne wartości współczynnika α_{cr} można uzyskać przy użyciu oprogramowania.

3.3.2 Zmodyfikowane obliczenia pierwszego rzędu na potrzeby sprężystej analizy ramy

Metoda „wzmocnionego momentu przechyłowego” to najprostsza metoda uwzględnienia efektów drugiego rzędu w sprężystej analizie konstrukcji; jej założenia podano w § 5.2.2(5B) normy EN 1993-1-1.

Najpierw przeprowadza się liniową analizę sprężystą pierwszego rzędu; następnie zwiększa się wszystkie obciążenia poziome za pomocą współczynnika wzmocnienia, aby uwzględnić efekty drugiego rzędu. Obciążenia poziome obejmują obciążenia przyłożone zewnątrz, takie jak obciążenia wiatrem, oraz równoważne siły poziome wykorzystywane w celu uwzględnienia imperfekcji ramy; zarówno jedne, jak i drugie są wzmacniane.

Pod warunkiem, że $\alpha_{cr} \geq 3,0$ współczynnik wzmocnienia wynosi:

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$$

Jeśli obciążenie osiowe w ryglu jest znaczące, w współczynnik $\alpha_{cr,est}$ obliczono zgodnie z Załącznikiem B, współczynnik wzmocnienia wynosi:

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$$

Jeśli α_{cr} lub $\alpha_{cr,est}$ wynosi mniej niż 3,0 należy użyć oprogramowania do obliczeń drugiego rzędu.

3.3.3 Zmodyfikowane obliczenia pierwszego rzędu na potrzeby plastycznej analizy ramy

Filozofia projektowania

W przypadku braku oprogramowania do analizy sprężysto-plastycznej drugiego rzędu, filozofią projektowania jest uzyskanie obciążeń, które są wzmacniane w celu uwzględnienia skutków zdeformowanej geometrii (efekty drugiego rzędu). Przyłożenie tych wzmocnionych obciążeń w analizie pierwszego rzędu pozwala uzyskać momenty zginające, siły osiowe i siły ścinające, które w przybliżeniu uwzględniają efekty drugiego rzędu.

Wzmocnienie oblicza się za pomocą metody znanej także jako metoda Merchanta-Rankine'a. Ze względu na fakt, że w analizie plastycznej przeguby plastyczne ograniczają momenty przenoszone przez ramę, wzmacniane są wszystkie oddziaływania uwzględniane w analizie pierwszego rzędu (tj. wszystkie oddziaływania, a nie tylko siły poziome związane z wiatrem i imperfekcjami).

W metodzie Merchanta-Rankine'a ramy dzielone są na dwie kategorie:

- Kategoria A: ramy regularne, symetryczne i jednospadowe
- Kategoria B: ramy, które nie należą do kategorii A, z wyłączeniem portali ze ściągami.

W przypadku każdej z tych dwóch kategorii ram należy zastosować inny współczynnik wzmocnienia w odniesieniu do oddziaływań. Metoda Merchanta-Rankine'a została zweryfikowana w przypadku ram spełniających następujące kryteria:

1. Ramy, w których $\frac{L}{h} \leq 8$ dla każdej rozpiętości
2. Ramy, w których $\alpha_{cr} \geq 3$

gdzie:

L to rozpiętość ramy (patrz rysunek 3.7)

h to wysokość niższego słupa na jednym z dwóch końców analizowanego przęsła (patrz rysunek 3.7)

α_{cr} to współczynnik obciążenia krytycznego przy wyboczeniu sprężystym

Jeśli obciążenie osiowe w ryglu jest znaczące (patrz punkt 3.3.1), współczynnik $\alpha_{cr,est}$ należy obliczyć według Załącznika B.

Inne ramy należy zaprojektować przy użyciu oprogramowania do analizy sprężysto-plastycznej drugiego rzędu.

Współczynniki wzmocnienia

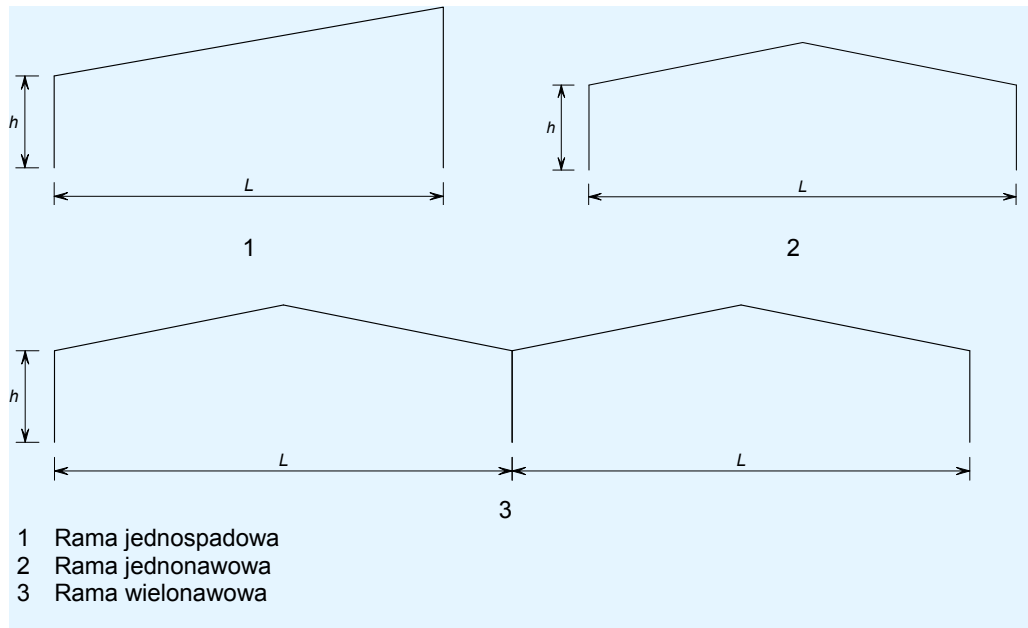
Kategoria A: Regularne, symetryczne i prawie symetryczne ramy dwuspadowe i jednospadowe (patrz rysunek 3.7).

Do ram regularnych, symetrycznych i jednospadowych zalicza się ramy jednonawowe i wielonawowe, które charakteryzuje niewielka różnica wysokości (h) i rozpiętości (L) pomiędzy różnymi przęsłami; za wystarczająco niewielkie można uznać różnice wysokości i rozpiętości rzędu 10%.

W tradycyjnym przemysłowym zastosowaniu tego rozwiązania w przypadku takich ram może być wykorzystywana analiza pierwszego rzędu, jeśli wszystkie wywierane oddziaływania są zwiększane za pomocą współczynnika

$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$, lub współczynnika $\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$ w sytuacji, gdy siła osiowa

w ryglu jest znacząca.

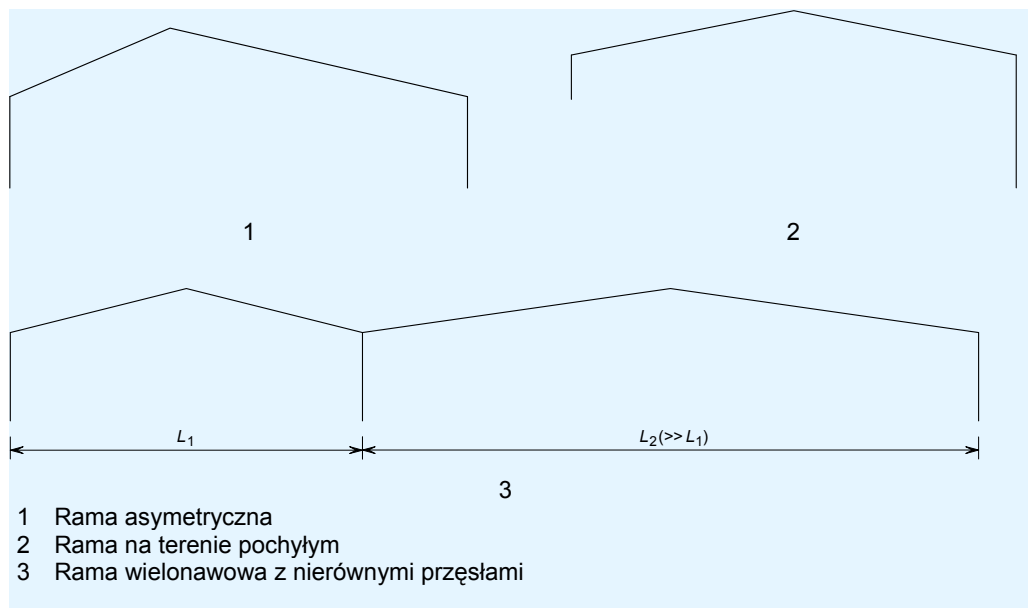


Rysunek 3.7 Przykłady ram kategorii A

Kategoria B: Ramy, które nie należą do kategorii A (patrz rysunek 3.8), z wyłączeniem portali ze ściągami.

W przypadku ram nienależących do kategorii A można przeprowadzić analizę pierwszego rzędu, jeśli wszystkie przyłożone obciążenia zostaną zwiększone za pomocą współczynnika:

$\left(\frac{l_1 l}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$, lub współczynnika $\left(\frac{l_1 l}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$ w sytuacji, gdy siła osiowa w ryglu jest znacząca.



Rysunek 3.8 Przykłady ram kategorii B

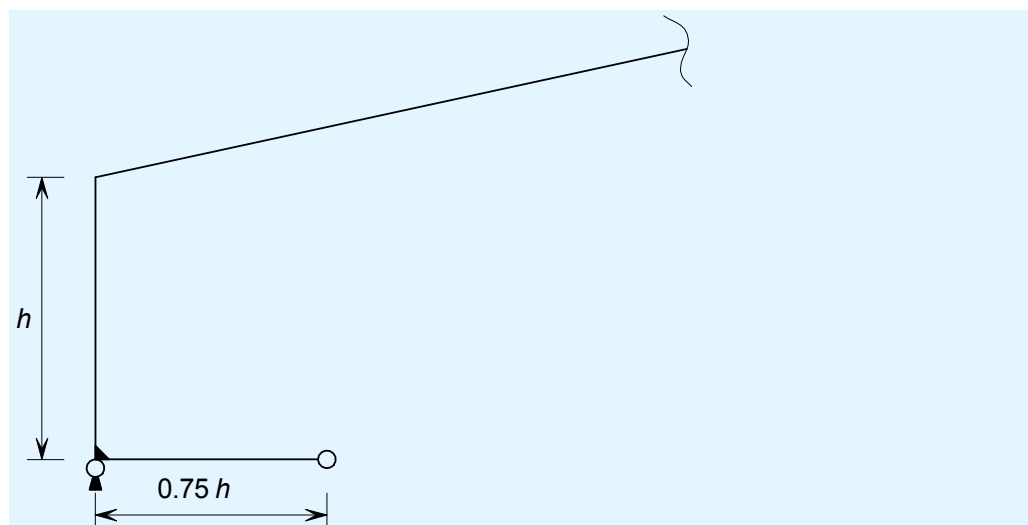
3.4 Sztywność podstaw

Analiza powinna uwzględniać sztywność obrotową podstaw. Zalecane jest stosowanie się do następujących prostych reguł zawartych w niniejszym rozdziale. Zalecenia te mogą nie być akceptowane w niektórych krajach; wówczas należy sięgnąć do odpowiedniego Załącznika krajowego lub skonsultować się z lokalnymi organami nadzorczymi.

Ważne jest, aby odróżniać nośność podstawy słupa od sztywności podstawy słupa. Nośność podstawy słupa dotyczy wyłącznie obliczeń sprężysto-plastycznych lub sztywno-plastycznych nośności ramy, a nie ugięć. Sztywność podstawy słupa dotyczy analizy sprężysto-plastycznej lub sprężystej ramy względem zarówno nośności, jak i ugięcia.

Jeśli w projektowaniu opartym o stan graniczny nośności (ULS) zakłada się określoną sztywność podstawy, szczegóły dotyczące podstawy i fundamenty należy tak zaprojektować, aby miały wystarczającą nośność pozwalającą im wytrzymać obliczone momenty i siły.

W wielu programach komputerowych do analizy ogólnej tej sztywności podstawy modeluje się bardzo wygodnie poprzez wprowadzenie fikcyjnego elementu konstrukcyjnego, jak pokazano na rysunku 3.9.

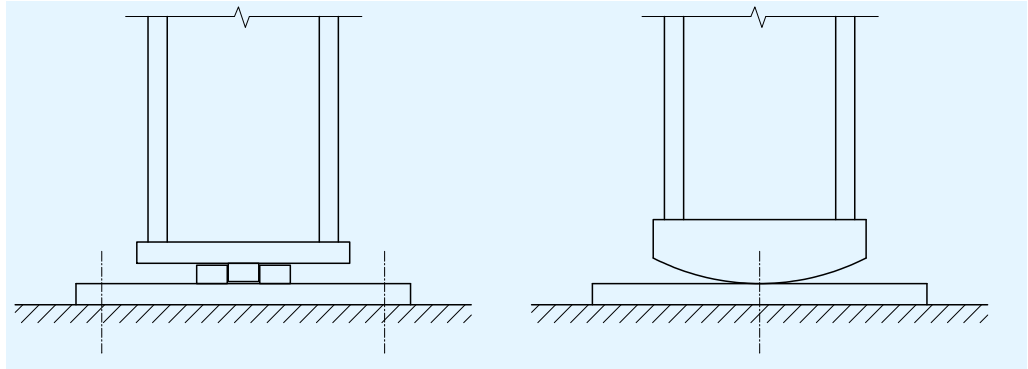


Rysunek 3.9 Fikcyjny element konstrukcyjny służący do modelowania nominalnie sztywnej podstawy słupa

Należy zauważyć, że reakcja na podpartym przegubowo końcu fikcyjnego elementu konstrukcyjnego wpływa na reakcję przy podstawie słupa. Musi to zostać skorygowane, poprzez przyjęcie reakcji podstawy równej sile osiowej w słupie, co równa się sumie reakcji przy podstawie i na podpartym przegubowo końcu fikcyjnego elementu konstrukcyjnego.

3.4.1 Podstawy podparte przegubowo i wahaczowo

W miejscach, w których wykorzystywana jest podpora przegubowa lub wahaczowa, jak pokazano na rysunku 3.10, sztywność obrotowa wynosi zero. Wykorzystywanie takich podstaw jest rzadko uzasadnione w praktyce. Tam, gdzie są one stosowane, należy głęboko to przemyśleć, aby zapewnić przenoszenie sił ścinających na fundament oraz tymczasową stateczność słupa podczas montażu.



Rysunek 3.10 Przykłady podstaw słupów o zerowej sztywności

3.4.2 Nominalnie sztywne podstawy słupów

Jeśli słup jest sztywno połączony z odpowiednim fundamentem, należy zastosować się do następujących zaleceń:

Globalna analiza sprężysta:

W przypadku obliczeń stanu granicznego nośności sztywność podstawy można przyjąć jako równą sztywności słupa.

W przypadku obliczeń stanu granicznego użytkowalności podstawę można traktować jak sztywną, aby wyznaczyć ugięcia pod obciążeniami związanymi z użytkowalnością.

Globalna analiza plastyczna:

Można przyjąć dowolną nośność podstawy przy zginaniu z przedziału od zera do nośności słupa przy zginaniu plastycznym pod warunkiem, że fundament zaprojektowano w taki sposób, aby wytrzymał moment równy tej przyjętej nośności przy zginaniu oraz siły otrzymane w wyniku analizy.

Globalna analiza sprężysto-plastyczna:

Przyjęta sztywność podstawy musi być zgodna z przyjętą nośnością podstawy przy zginaniu, ale nie powinna przekraczać sztywności słupa.

3.4.3 Nominalnie półsztywne podstawy słupów

W globalnej analizie sprężystej można przyjąć nominalną sztywność podstawy o wartości do 20% sztywności słupa, pod warunkiem, że fundament zaprojektowano z uwzględnieniem momentów i sił otrzymanych w wyniku tej analizy.

3.4.4 Podstawy nominalnie przegubowe

W przypadku, gdy słup połączony jest nominalnie przegubowo z fundamentem zaprojektowanym przy założeniu, że moment podstawy wynosi zero, podczas wykorzystywania globalnej analizy sprężystej, zastosowanej do obliczenia pozostałych momentów i sił działających na ramę pod obciążeniem w stanie granicznym nośności, należy przyjąć, że podstawa jest przegubowa.

Można przyjąć, że sztywność podstawy jest równa następującemu odsetkowi sztywności słupa:

- 10% podczas obliczania współczynnika α_{cr} lub $\alpha_{cr,est}$
- 20% podczas obliczania ugięć pod obciążeniami związanymi z użytecznością

Stosunkowo cienkie blachy podstaw słupów z czterema śrubami poza profilem kształtownika słupa są uważane w niektórych krajach za nominalnie przegubowe, jeżeli mają wystarczającą zdolność do odkształceń, chociaż w rzeczywistości zachowują się jak połączenia półsztywne. Takie podstawy mają dodatkową praktyczną zaletę, że zapewniają wystarczającą sztywność podstawy, aby słup mógł być podczas montażu słupem wolno stojącym i aby jego wyrównanie było ułatwione.

3.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

Analiza stanu granicznego nośności:

- może być przeprowadzona przy użyciu analizy sprężystej lub plastycznej,
- powinna uwzględniać efekty drugiego rzędu ($P-\Delta$), gdy współczynnik α_{cr} lub $\alpha_{cr,est}$ jest mniejszy niż 10 (analiza sprężysta) lub 15 (analiza plastyczna),
- jeśli to konieczne, efekty drugiego rzędu można uwzględnić bezpośrednio (za pomocą analizy drugiego rzędu) lub przy wykorzystaniu analizy pierwszego rzędu zmodyfikowanej współczynnikiem wzmocnienia.

W przypadku większości konstrukcji, największe oszczędności (oraz łatwość analizy i projektowania) uzyskuje się przy użyciu oprogramowania, które:

- opiera się na modelu sprężysto-idealnie plastycznym i zachowaniu moment-obrót,
- uwzględnia bezpośrednio efekty drugiego rzędu ($P-\Delta$).

W tabeli 3.1. przedstawiono podsumowanie oceny wrażliwości na efekty drugiego rzędu oraz wzmocnienie mające na celu uwzględnienie efektów drugiego rzędu.

Tabela 3.1 Efekty drugiego rzędu: ocena i współczynniki wzmocnienia

| | Ograniczenia | Analiza sprężysta | Analiza plastyczna |
|--|--|--|--|
| Miara wrażliwości na efekty drugiego rzędu | niewielki kąt pochylenia dachu oraz nieznacząca siła osiowej w ryglu | α_{cr} | α_{cr} |
| | duży kąt pochylenia dachu oraz znacząca siła osiowa w ryglu | $\alpha_{cr,est}$ | $\alpha_{cr,est}$ |
| Współczynnik wzmocnienia mający na celu uwzględnienie efektów drugiego rzędu | Ramy regularne | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ lub | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ lub |
| | | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$ | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$ |
| | Ramy nieregularne, jednak z wyłączeniem portali ze ściągami | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ lub | $\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr}} \right)$ lub |
| | | $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$ | $\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr,est}} \right)$ |
| Współczynnik wzmocnienia zastosowany wobec: | | wyłącznie obciążeń poziomych | wszystkich obciążeń |

4 STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI

4.1 Ogólne

Analizę stanu granicznego użyteczności (SLS) należy przeprowadzić, wykorzystując przypadki obciążeń w stanie granicznym użyteczności, aby upewnić się, że ugięcia są dopuszczalne przy „obciążeniach roboczych”.

4.2 Wybór kryteriów ugięcia

W normie EN 1993-1-1 nie ustalono żadnych konkretnych limitów ugięcia. Zgodnie z § 7.2 normy EN 1993-1-1 i Załącznikiem A1.4 normy EN 1990 limity ugięcia powinny zostać określone dla każdego projektu i uzgodnione z klientem. Właściwy Załącznik krajowy normy EN 1993-1-1 może zawierać limity obowiązujące w poszczególnych krajach. Tam, gdzie określono limity, należy je zachowywać. W przypadku, gdy nie określono limitów, można zapoznać się z typowymi limitami podanymi w Załączniku A tego dokumentu.

Jeśli w konstrukcji mają być zamontowane suwnice, rozstaw słupów na poziomie suwnicy może być ważnym kryterium obliczeniowym. W wielu przypadkach konieczne będzie zastosowanie kształtowników stalowych o sztywności większej niż wymagana do projektowania opartego o stan graniczny nośności lub zapewnienie jakiegoś unieruchomienia w podstawie i fundamencie. Alternatywnym rozwiązaniem jest portal ze ściągiem (w przypadku, gdy trzeba wykonać analizę drugiego rzędu) lub kratownica.

4.3 Analiza

Analiza SLS to zwykle analiza (sprężysta) pierwszego rzędu. Konstruktor powinien upewnić się, że w stanie granicznym użyteczności (SLS) nie tworzą się przeguby plastyczne, aby sprawdzić poprawność obliczeń ugięć.

4.4 Podsumowanie zagadnień projektowych

Stan graniczny użyteczności (SLS):

- Oceniany przy użyciu analizy pierwszego rzędu
- Stosowane są kryteria ugięcia określone w odpowiednim Załączniku krajowym lub uzgodnione z klientem.

5 NOŚNOŚĆ PRZEKROJU POPRZECZNEGO

5.1 Ogólne

Norma EN 1993-1-1 zawiera wymóg, aby nośność przekrojów poprzecznych i nośność elementów konstrukcyjnych na wyboczenie zostały sprawdzone przy pomocy odrębnych obliczeń. Dodatkowego sprawdzenia wymagają nośność środników na wyboczenie przy ścinaniu i nośność środników na wyboczenie wywołane obciążeniami poprzecznymi.

Obliczona nośność zależy od klasyfikacji przekroju poprzecznego. Nośność przekroju poprzecznego omówiono w punkcie 6.2 normy EN 1993-1-1.

5.2 Klasyfikacja przekroju poprzecznego

W normie EN 1993-1-1 przekroje poprzeczne sklasyfikowane są według względnej grubości pasów i środnika oraz wielkości działających na przekrój: momentu zginającego i ściskania osiowego. Klasyfikację według smukłości elementów pasa lub środnika podano w Tabeli 5.2. normy EN 1993-1-1. W EN 1993-1-1 omówiono przekroje poddane jedynie obciążeniu osiowemu, poddane czystemu zginaniu oraz poddane oddziaływaniu będącym kombinacją obciążenia osiowego i momentu zginającego. Klasa przekroju to najwyższa z klas pasów lub środnika.

Należy zauważyć, że klasyfikacja przekroju zależy zarówno od geometrii przekroju poprzecznego, jak i od stosunku momentów do siły osiowej w przekroju poprzecznym. Na przykład, typowa belka dwuteowa może być sklasyfikowana jako belka klasy 1 pod działaniem czystego momentu, poddana natomiast oddziaływaniu czystego obciążenia osiowego może zostać sklasyfikowana jako belka klasy 2 lub 3, a pod działaniem kombinacji obciążeń — jako klasy 1, 2 lub 3, w zależności od stosunku siły osiowej do momentu zginającego w rozpatrywanym przekroju poprzecznym.

Klasy oznaczają następujące zachowanie konstrukcyjne:

- Klasa 1 może stanowić wsparcie obrotowego przegubu plastycznego bez utraty nośności przy wyboczeniu miejscowym.
- Klasa 2 może spowodować powstanie pełnego momentu plastycznego, ale z ograniczoną zdolnością do obrotu zanim wyboczenie miejscowe zmniejszy nośność.
- Klasa 3 może spowodować uplastycznienie we włóknach skrajnych, ale wyboczenie miejscowe zapobiega powstaniu momentu plastycznego.
- Klasa 4 ma takie proporcje, że wyboczenie miejscowe wystąpi przy naprężeniach niższych od pierwszego uplastycznienia.

5.3 Ciągłość elementów konstrukcyjnych w przypadku projektowania plastycznego

Jak określono w § 5.6 normy EN 1993-1-1:2005, wszystkie elementy konstrukcyjne zbudowane z kształtowników walcowanych (a zatem jednolite, z wyjątkiem skosów) zawierające przeguby plastyczne, które obracają się przed osiągnięciem obciążenia ULS muszą mieć przekrój poprzeczny klasy 1. W innych wypadkach przekrój poprzeczny może być klasy 2.

W § 5.6(3) podano dodatkowe wymagania dotyczące kształtowników niejednolitych, tj. rygli i ich skosów. Są one automatycznie spełnione w momencie spełnienia wymagań ogólnych dotyczących kształtowników jednolitych wymienionych w powyższym paragrafie, gdy skos jest wycinkiem kształtownika rygla lub jest wycięty z nieco większego kształtownika walcowanego.

5.4 Podsumowanie zagadnień projektowych

- Klasyfikacja przekroju poprzecznego zależy od stosunku momentu do obciążenia osiowego.
- Wszystkie krytyczne przekroje poprzeczne należy sprawdzić pod względem nośności przekroju poprzecznego, zgodnie z paragrafem 6.2 normy EN 1993-1-1.
- W przypadku projektowania plastycznego wszystkie przekroje zawierające przeguby plastyczne muszą być klasy 1.

6 STATECZNOŚĆ ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH

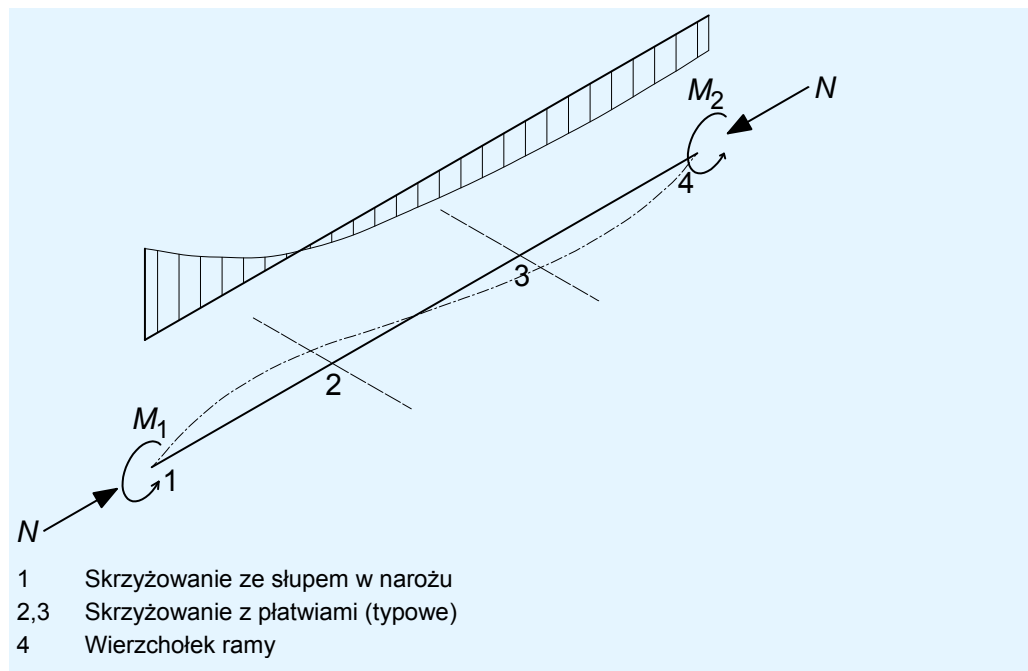
6.1 Wprowadzenie

Należy dokonać sprawdzenia elementów konstrukcyjnych pod kątem złożonych skutków obciążenia osiowego i wyboczenia. Zwykle polega to na spełnieniu zależności 6.61 i 6.62 podanych w normie EN 1993-1-1, jak opisano w punkcie 6.2. Szczegółowe wymagania dotyczące wyjątkowych sytuacji, gdy w elementach konstrukcyjnych występują przeguby plastyczne, podano w normie EN 1993-1-1, jak opisano w punkcie 6.4.

Wyboczenie w płaszczyźnie to wyboczenie względem osi mocnej elementu konstrukcyjnego. Jak wyjaśniono w punkcie 6.1.1, rozpatrując wyboczenie w płaszczyźnie elementu konstrukcyjnego ramy portalowej należy pamiętać, że nie występują tam żadne utwierdzenia pośrednie.

Wyboczenie z płaszczyzny to wyboczenie względem osi słabej elementu konstrukcyjnego. W ramie portalowej do zapewnienia utwierdzeń można wykorzystać drugorzędną konstrukcję stalową, tym samym zwiększając nośność na wyboczenie, jak opisano w punkcie 6.3.

6.1.1 Wyboczenie elementów konstrukcyjnych w ramach portalowych



Rysunek 6.1 Schemat rygla ramy portalowej

Na rysunku 6.1 w sposób uproszczony przedstawiono kwestie, które należy wziąć pod uwagę podczas analizowania stateczności elementu konstrukcyjnego ramy portalowej, w tym przypadku rygla znajdującego się pomiędzy narożem a wierzchołkiem ramy. Należy zwrócić uwagę na następujące kwestie:

- Pomiedzy głównymi węzłami ramy 1 i 4 nie może być żadnych pośrednich punktów utwierdzenia ze względu na wyboczenie w płaszczyźnie.
- Utwierdzenia pośrednie można wprowadzić (węzły 2 i 3), aby zapobiec wyboczeniu z płaszczyzny.

W rzeczywistym projekcie problem interakcji jest rozwiązywany na kilka sposobów:

- Problem stateczności z płaszczyzny w pobliżu przegubów plastycznych rozwiązuje się zazwyczaj za pomocą koncepcji długości granicznych L_{stable} , L_m , L_k oraz L_s . Przyjmuje się, że są one niezależne od jakichkolwiek interakcji z efektami stateczności w płaszczyźnie (patrz punkt 6.4.).
- Problem interakcji pomiędzy momentem zginającym a obciążeniem osiowym jest rozwiązywany poprzez jednoczesne spełnienie zależności 6.61 i 6.62 podanych w normie EN 1993-1-1. Zwykle dokonuje się tego poprzez przeanalizowanie najbardziej obciążającego wyniku sprawdzenia stateczności z płaszczyzny (z jakiegokolwiek części elementu konstrukcyjnego) z odpowiednim wynikiem sprawdzenia stateczności w płaszczyźnie.

6.2 Nośność na wyboczenie według EN 1993-1-1

Kwestię weryfikacji nośności na wyboczenie elementów konstrukcyjnych poruszono w kilku paragrafach normy EN 1993-1-1. Poniżej opisano paragrafy szczególnie istotne w przypadku projektowania ram portalowych.

6.3.1 Jednolite elementy konstrukcyjne poddane ściskaniu. W tym paragrafie omówiono nośność na wyboczenie rozpórek i różne krzywe wyboczenia. Paragraf dotyczy głównie wyboczenia giętnego, lecz omówiono w nim także wyboczenie skrętne i giętno-skrętne. Te ostatnie modele zniszczenia nie dotyczą kształtowników IPE i podobnych przekrojów poprzecznych stosowanych w ramach portalowych.

6.3.2 Jednolite elementy konstrukcyjne poddane zginaniu. W tym paragrafie omówiono zwichrzenie belek.

Rozkład momentów zginających wzdłuż nieutwierdzonego odcinka belki ma istotny wpływ na nośność na wyboczenie. Uwzględniono to poprzez dobór współczynnika C_1 przy obliczaniu momentu krytycznego M_{cr} (patrz Załącznik C).

6.3.3 Jednolite elementy konstrukcyjne poddane zginaniu i ściskaniu osiowemu. W tym paragrafie omówiono wzajemne oddziaływanie obciążenia osiowego i momentu, w płaszczyźnie i poza płaszczyzną.

Paragraf zawiera wymóg przeprowadzenia następujących sprawdzeń, chyba że wykorzystywana jest pełna analiza drugiego rzędu, łącznie ze wszystkimi imperfekcjami elementów konstrukcyjnych ($P-\delta$, imperfekcje skrętne i poprzeczne).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.62)$$

W przypadku przekrojów klasy 1, 2 i 3 oraz bisymetrycznych przekrojów klasy 4
 $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$

Pomocne jest określenie $\chi_y \frac{N_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ jako $N_{b,y,Rd}$ i $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ jako $M_{b,Rd}$.

$M_{z,Ed}$ wynosi zero, ponieważ rama jest obciążona jedynie w swojej płaszczyźnie.

Zatem zależności upraszczają się do:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + \frac{k_{yy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (z zależności 6.61)}$$

$$\text{i} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + \frac{k_{zy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (z zależności 6.62).}$$

Wartości k_{yy} i k_{zy} można uzyskać z Załącznika A lub B normy EN 1993-1-1. W Załączniku A podano na ogół wyższe wartości wytrzymałości obliczeniowej rygli i słupów w ramach portalowych niż w Załączniku B. W niektórych krajach wybór załącznika może być określony w Załączniku krajowym. W przykładzie praktycznym, będącym częścią niniejszej publikacji, przyjęto wartości według Załącznika B.

Nośności na wyboczenie oparte są zwykle na długości układu rygla i słupa. Niektóre krajowe organy nadzorcze mogą dopuścić stosowanie zredukowanej długości układu i współczynnika długości wyboczenia. Współczynnik długości wyboczenia wynosi maksymalnie 1,0 i odzwierciedla zwiększoną nośność na wyboczenie elementów konstrukcyjnych o pewnym stopniu unieruchomienia końców. Długość wyboczeniowa jest iloczynem długości i współczynnika długości wyboczenia, i jest mniejsza niż długość układu. Wynikiem zastosowania tego podejścia jest zwiększona nośność przy wyboczeniu.

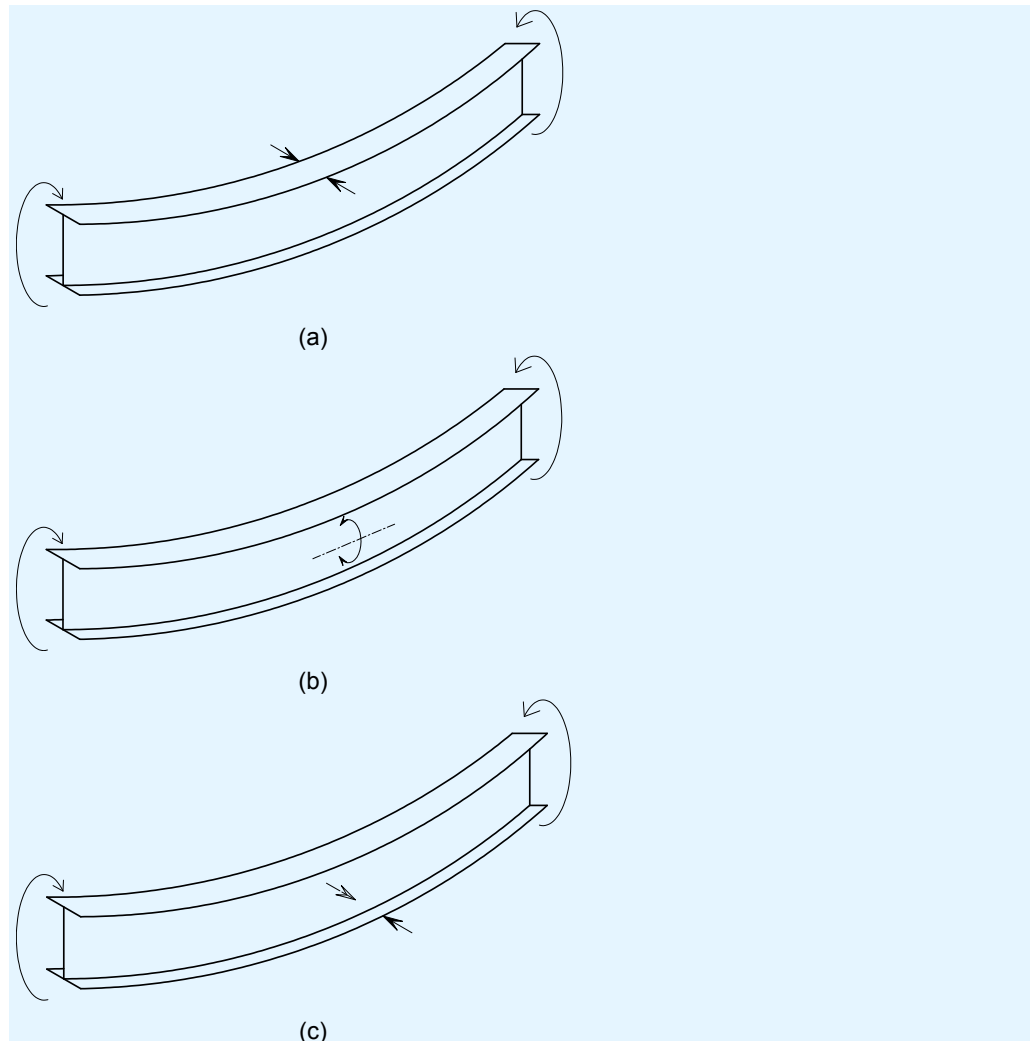
Paragraf 6.3.5 Zwichrzenie elementów konstrukcyjnych z przegubami plastycznymi. W tym paragrafie zawarto wskazówki dotyczące elementów konstrukcyjnych ram, które zostały poddane analizie plastycznej. Paragraf ten zawiera wymóg utwierdzenia w miejscach występowania przegubów oraz wymóg weryfikacji długości granicznych pomiędzy takimi utwierdzeniami i innymi utwierdzeniami bocznymi. Obie powyższe kwestie omówiono szczegółowo w punkcie 6.4.

6.2.1 Wpływ momentu zmiennego

Równomierny moment zginający to najbardziej obciążający układ obciążenia podczas obliczania nośności elementu konstrukcyjnego na zwichrzenie. Moment nierównomierny jest mniej obciążający. Załączniki A i B normy EN 1993-1-1 uwzględniają wpływ momentu zmiennego poprzez współczynniki $C_{m1,0}$ i C_{mLT} itp. Te współczynniki C wpływają na współczynniki k_{yy} i k_{zy} w zależnościach 6.61 i 6.62 wykorzystywanych podczas weryfikacji elementu konstrukcyjnego.

Chociaż wartości współczynników C można zachowawczo przyjąć jako 1,0, nie jest to zalecane.

6.3 Utwierdzenie-ograniczające wyboczenie z płaszczyzny

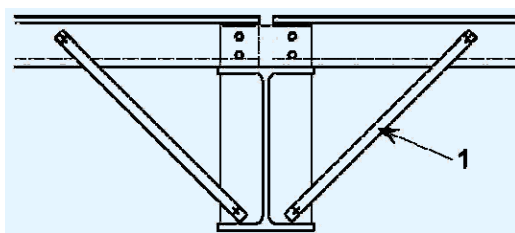


Rysunek 6.2 Rodzaje utwierdzeń ograniczających wyboczenie z płaszczyzny

Rysunek 6.2 przedstawia trzy główne typy utwierdzeń, które zmniejszają wyboczenie z płaszczyzny lub zapobiegają jego powstawaniu:

- (a) Utwierdzenie boczne zapobiegające ruchowi bocznemu pasa ściskanego.
- (b) Utwierdzenie przeciwnskętne zapobiegające obrotowi elementu konstrukcyjnego wokół osi wzdłużnej.
- (c) Pośrednie utwierdzenie boczne pasa rozciąganego. Takie utwierdzenia są tylko w ograniczonym stopniu korzystne, ale niewątpliwie modyfikują model wyboczenia z płaszczyzny i pozwalają zatem na zwiększenie odległości pomiędzy utwierdzeniami przeciwnskętnymi.

Jak pokazano na rysunku 6.3, w zależności od szczegółowej realizacji praktycznej może być zastosowany więcej niż jeden typ utwierdzenia.



1 Zastrzał

Rysunek 6.3 Przykład połączenia utwierdzenia bocznego i przeciwskrętnego

Płatwie przymocowane do górnego pasa rygla i szyny boczne przymocowane do zewnętrznego pasa słupa zapewniają stateczność rygla na wiele sposobów:

- Bezpośrednie utwierdzenie boczne, gdy pas zewnętrzny poddawany jest ściskaniu.
- Pośrednie utwierdzenie boczne pasa rozciąganego pomiędzy utwierdzeniami przeciwskrętnymi, gdy pas zewnętrzny poddawany jest rozciąganiu.
- Utwierdzenie przeciwskrętne i boczne rygla w przypadku, gdy płatew jest przymocowana do pasa rozciąganego i wykorzystana wraz z zastrzałami rygla połączonymi z pasem ściskanym.

We wszystkich przypadkach płatwie i szyny boczne powinny zostać powiązane z powrotem z układem stężającym w płaszczyźnie rygli (patrz rozdział 9). W wielu krajach przyjmuje się zazwyczaj, nawet bez obliczeń potwierdzających, że siły przenoszone są z powrotem na układ stężący przez membranę dachu. W innych krajach konieczne jest wykonanie obliczeń, lub przyjmuje się, że płatwie zapewniają utwierdzenie tylko wtedy, gdy są one wyrównane w linii prostej z układem stężającym.

Położenie płatwi i szyn bocznych jest wynikiem kompromisu pomiędzy nośnością samych płatwi a rozstawem wymaganym do utwierdzenia głównych stalowych elementów konstrukcyjnych. Maksymalny rozstaw jest zwykle wyznaczany na podstawie w tabel obciążeń producenta. Może wystąpić konieczność zmniejszenia rozstawu w celu zapewnienia utwierdzenia pasa wewnętrznego w strategicznych punktach wzdłuż rygla lub słupa, dlatego też płatwie rozstawione przy zmniejszonym odstępach umieszcza się zazwyczaj w strefach oddziaływania dużego momentu zginającego, na przykład w okolicy skosu narożnego.

Normalną praktyką jest umieszczenie jednej płatwi na „ostrym” krańcu skosu, a drugiej w pobliżu wierzchołka. Odległość pomiędzy nimi jest podzielona na odcinki o długości zwykle w przybliżeniu od 1,6 do 1,8 m. Jedną płatew umieszcza się często w okolicy blachy doczołowej rygla, oraz, w zależności od długości skosu, jedną, dwie lub więcej na długości do „ostrego” końca skosu, zwykle w rozstawie mniejszym niż na podstawowej długości rygla.

Dodatkowe płatwie mogą być wymagane do przenoszenia śniegu naniesionego — można je także wykorzystać do zapewnienia utwierdzenia.

Szyny boczne umieszczane są zwykle tak, aby odpowiadały układowi okładziny, drzwi i okien. Wnętrze pasa przy spodniej stronie skosu zawsze wymaga utwierdzenia — często na tym poziomie umieszcza się szynę boczną.

Aby zapewnić wystarczające utwierdzenie, płatwie i szyny boczne winny być ciągłe, jak pokazano na rysunek 6.3. Nie można liczyć na to, że szyna boczna, która nie jest ciągła (na przykład, gdy jej ciągłość jest przerwana przez drzwi przemysłowe) zapewni wystarczające utwierdzenie.

6.4 Długości graniczne w sąsiedztwie przegubów plastycznych

6.4.1 Wprowadzenie

Norma EN 1993-1-1 wprowadza cztery typy długości granicznych: L_{stable} , L_m , L_k i L_s . Każdą z nich omówiono poniżej. Długości L_k i L_s wykorzystywane są do weryfikacji stateczności elementów konstrukcyjnych pomiędzy utwierdzeniami przeciwnymi oraz do rozpoznania stabilizującego wpływu pośrednich utwierdzeń **rozciąganego** pasa.

L_{stable} (paragraf 6.3.5.3(1)B)

L_{stable} to podstawowa długość graniczna jednolitego segmentu belki poddanego momentowi liniowemu i bez „znaczącego” ściskania osiowego. Ten prosty podstawowy przypadek ma ograniczone zastosowanie w weryfikacji rzeczywistych ram portalowych.

W tym kontekście termin „znaczące” może być związany z wyznaczeniem współczynnika α_{cr} , o którym mowa w Uwadze 2B umieszczonej w paragrafie 5.2.1 4(B) normy EN 1993-1-1. Ściskanie osiowe nie jest znaczące, jeśli $N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr}$, jak wyjaśniono w punkcie 3.3.1.

L_m (Załącznik BB.3.1.1)

L_m to długość graniczna pomiędzy utwierdzeniem przeciwnym przy przegubie plastycznym a sąsiednim utwierdzeniem bocznym. Uwzględnia ona zarówno ściskanie elementu konstrukcyjnego, jak i rozkład momentów wzdłuż tego elementu. Dostępne są różne wzory dla:

- jednolitych elementów konstrukcyjnych (wzór BB.5),
- skosów trójpasowych (wzór BB.9),
- skosów dwupasowych (wzór BB.10).

L_k (Załącznik BB.3.1.2 (1)B)

L_k to długość graniczna pomiędzy położeniem przegubu plastycznego a sąsiednim utwierdzeniem przeciwnym w sytuacji, gdy jednolity element konstrukcyjny poddany jest stałemu momentowi, pod warunkiem, że rozstaw utwierdzeń pasa rozciąganego lub ściskanego nie przekracza L_m . Przy podejściu zachowawczym ograniczenie to można również zastosować do momentu nierównomiernego.

L_s (Załącznik BB.3.1.2 (2)B) i (3)B

L_s to długość graniczna pomiędzy położeniem przegubu plastycznego a sąsiednim utwierdzeniem przeciwskrętnym w sytuacji, gdy jednolity element konstrukcyjny poddany jest ścisaniu osiowemu i momentowi zmiennemu liniowo, pod warunkiem, że rozstaw utwierdzeń pasa rozciąganego lub ściskanego nie przekracza L_m .

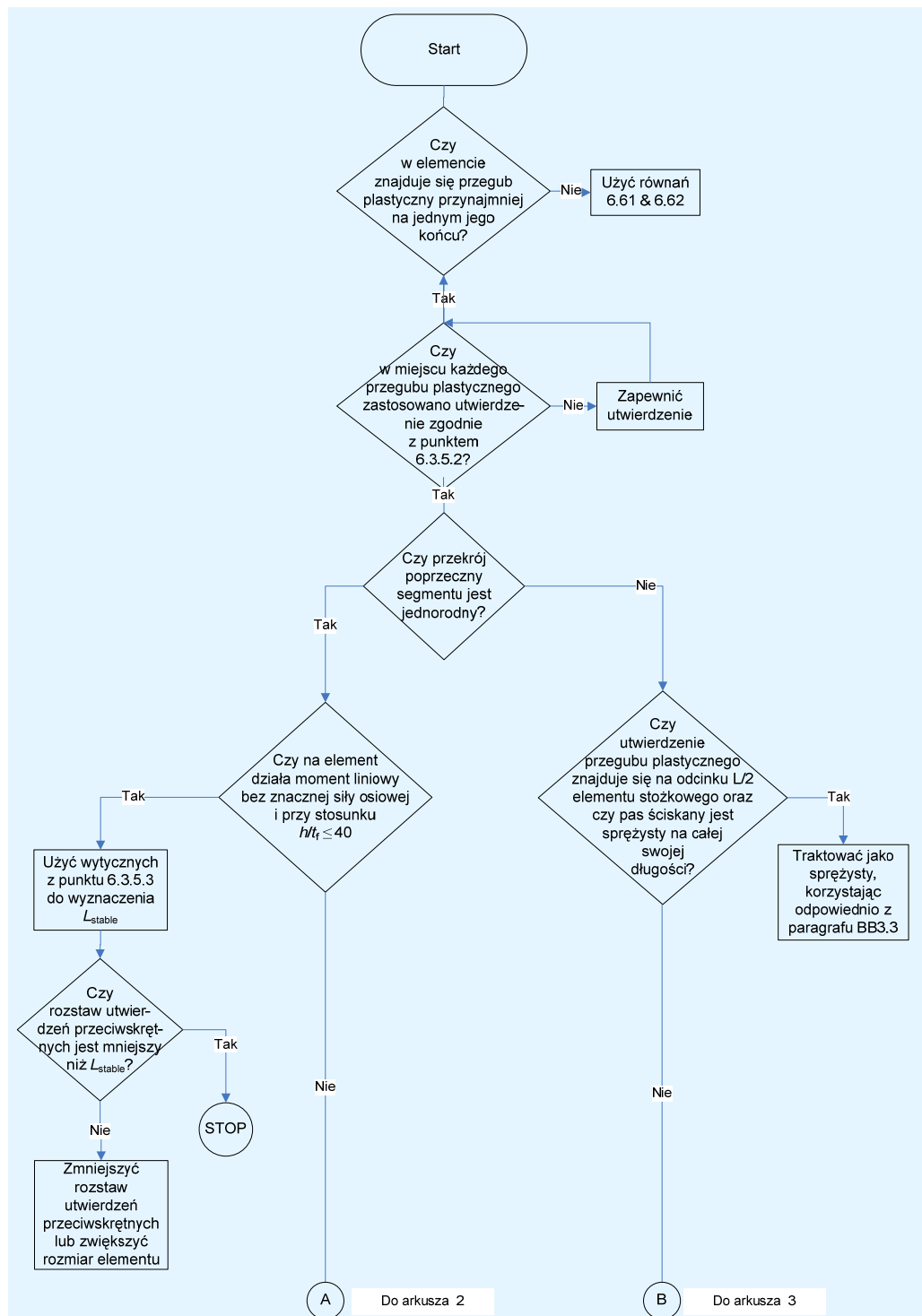
Różne współczynniki C i różne wzory są wykorzystywane w przypadku momentów zmiennych liniowo (wzór BB.7) i momentów zmiennych nieliniowo (wzór BB.8).

W przypadku, gdy na długości segmentu zmienia się jego przekrój poprzeczny, tj. w skosie, wykorzystuje się dwa różne podejścia:

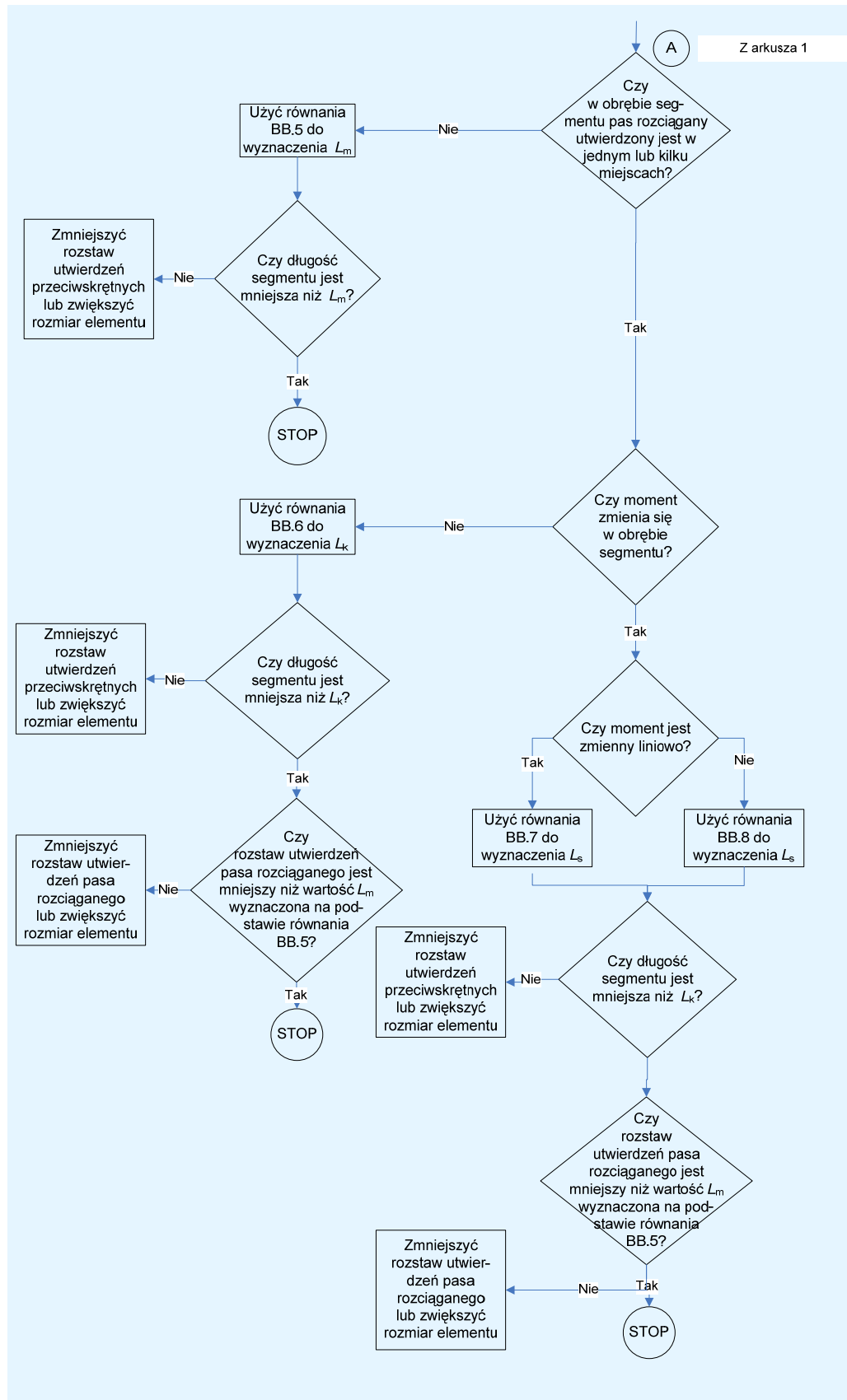
- W przypadku momentów liniowych, jak i nieliniowych na skosach trójpasowych — BB.11
- W przypadku momentów liniowych, jak i nieliniowych na skosach dwupasowych — BB.12.

6.4.2 Zastosowanie w praktyce

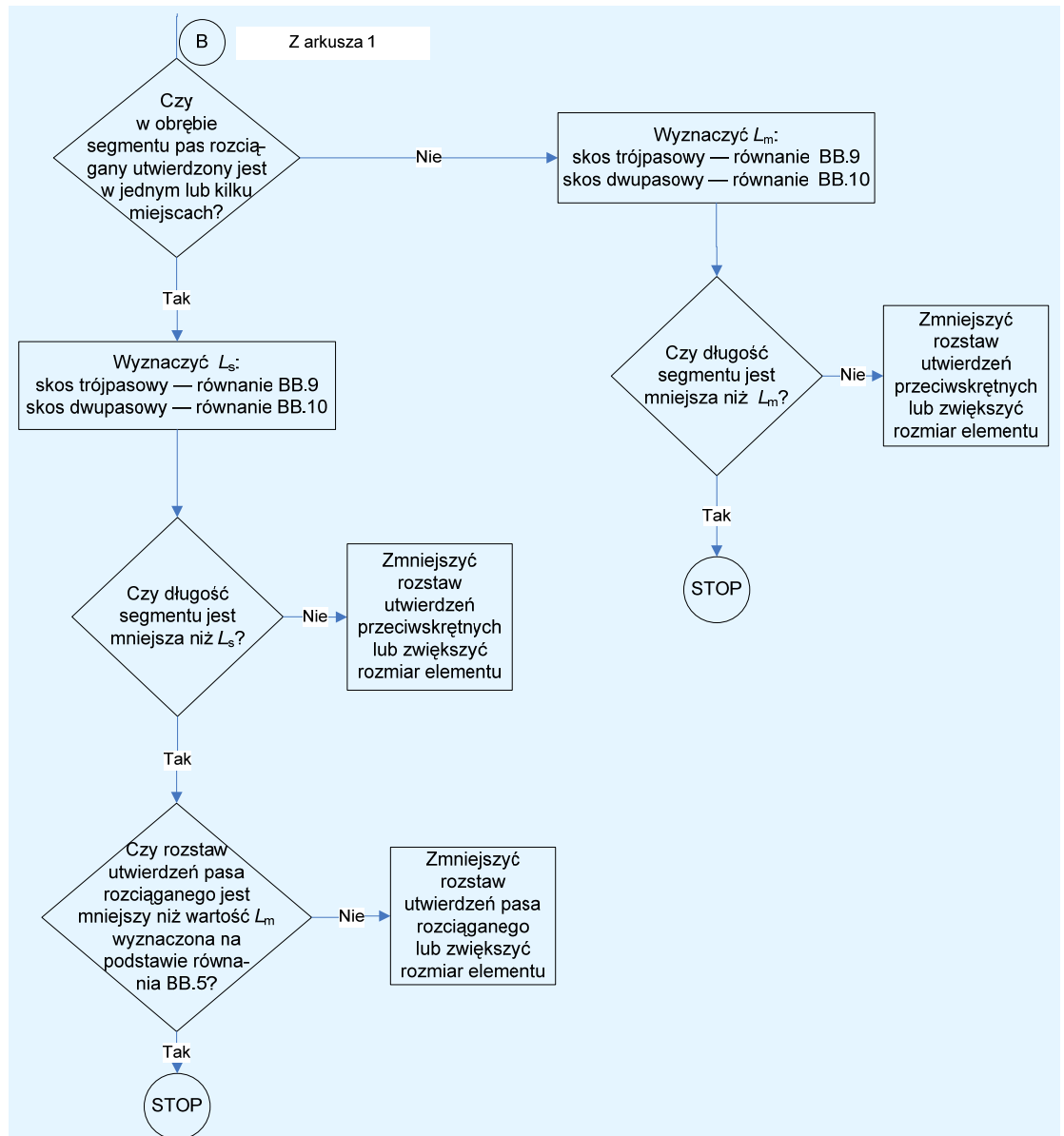
Schematy blokowe przedstawione na rysunkach 6.4, 6.5 i 6.6 zawierają podsumowanie praktycznego zastosowania różnych wzorów na długości graniczne jakiegokolwiek segmentu elementu konstrukcyjnego sąsiadującego z przegubem plastycznym. W przypadku braku przegubu plastycznego, segment elementu konstrukcyjnego weryfikuje się, wykorzystując konwencjonalne kryteria sprężystości przy użyciu zależności 6.61 i 6.62.



Rysunek 6.4 Drzewo decyzyjne wyboru odpowiednich kryteriów długości granicznej dla dowolnego segmentu ramy portalowej — Arkusz 1



Rysunek 6.5 Drzewo decyzyjne wyboru odpowiednich kryteriów długości granicznej dla dowolnego segmentu ramy portalowej — Arkusz 2



Rysunek 6.6 Drzewo decyzyjne wyboru odpowiednich kryteriów długości granicznej w ramie portalowej — Arkusz 3

6.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

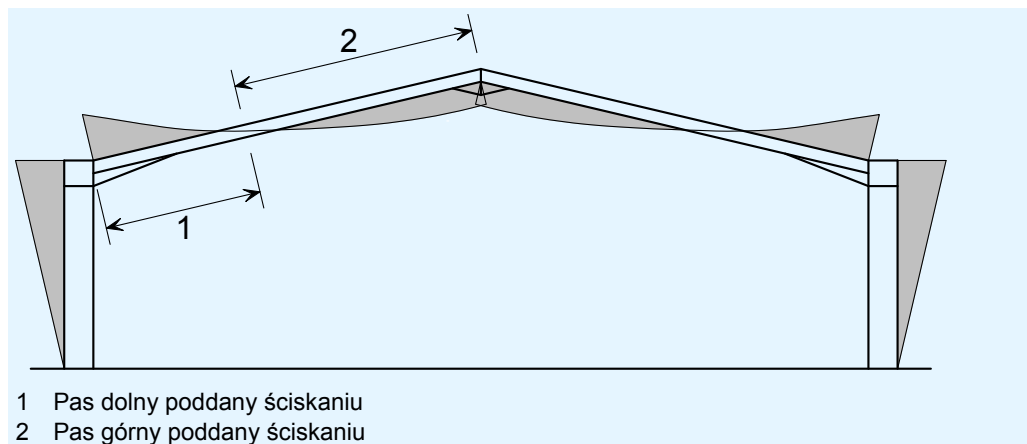
Przed przejściem do szczegółowej weryfikacji stateczności rygla i słupa konstruktorzy powinni zdawać sobie sprawę, że:

- Utwierdzenia przeciwnokrętne i boczne należy umieścić przy każdym przegubie, zgodnie z wymaganiami określonymi w § 6.3.5.2.
- Norma EN 1993-1-1 rozróżnia cztery typy długości granicznych: L_{stable} , L_m , L_k i L_s sąsiadujących z położeniami przegubów plastycznych. Należy zastosować utwierdzenia boczne w sąsiedztwie przegubu w odległości nie większej niż L_{stable} lub L_m oraz utwierdzenia przeciwnokrętne w odległości nie większej niż L_k lub L_s , w zależności od sytuacji.
- W strefach, w których nie ma żadnego przegubu plastycznego, każdy element konstrukcyjny musi spełniać uproszczone formy zależności 6.61 i 6.62. Uwzględniają one stateczność w płaszczyźnie i stateczność z płaszczyzny oraz ich potencjalną interakcję.

7 PROJEKT RYGŁA

7.1 Wprowadzenie

Projekt ramy portalowej zależy zwykle od weryfikacji elementów konstrukcyjnych w stanie granicznym nośności. Choć kontrola stanów granicznych użyteczności są ważne, konwencjonalne ramy są zazwyczaj wystarczająco sztywne, aby nie zostały przekroczone wartości graniczne ugięć stanu granicznego użyteczności. Oszczędności dotyczące całej ramy można zwykle uzyskać poprzez wykorzystanie analizy plastycznej; wymaga to użycia wszędzie przekrojów klasy 1 i 2, przy czym przekrojów klasy 1 w miejscach występowania przegubu, który według przewidywań będzie się obracał.



Rysunek 7.1 Momenty zginające i oddziaływania grawitacyjne w ramie portalowej

Jak pokazano na rysunku 7.1, rygle poddane są dużym momentom zginającym w płaszczyźnie ramy, od maksymalnego momentu przeginającego na połączeniu ze słupem do minimalnego momentu uginającego w pobliżu wierzchołka. Są one również poddane ogólnemu ścisnieniu wynikającemu z oddziaływania ramy. Nie są one poddane żadnym momentom względem osi słabej.

Choć nośność elementów konstrukcyjnych jest ważna, również sztywność ramy jest konieczna do ograniczenia efektów odkształconej geometrii i ograniczenia ugięć w stanie granicznym użyteczności. Dlatego też w ramach portalowych nie wykorzystuje się na ogół elementów konstrukcyjnych o dużej wytrzymałości, ale niższe gatunki stali o wyższych bezwładnościach. Optymalną konstrukcję rygli ramy portalowej uzyskuje się na ogół, stosując:

- Przekrój poprzeczny o wysokim stosunku I_{yy} do I_{zz} zgodny z wymaganiami klasy 1 i 2 w sytuacji, gdy poddany jest łącznemu działaniu zginania względem osi mocnej i ścisnienia osiowego.
- Skos rozciągający się od słupa na długości równej około 10% rozpiętości ramy. Oznaczać to będzie na ogół, że wartości maksymalnego momentu przeginającego i maksymalnego momentu uginającego na zwykłym odcinku rygla będą podobne.

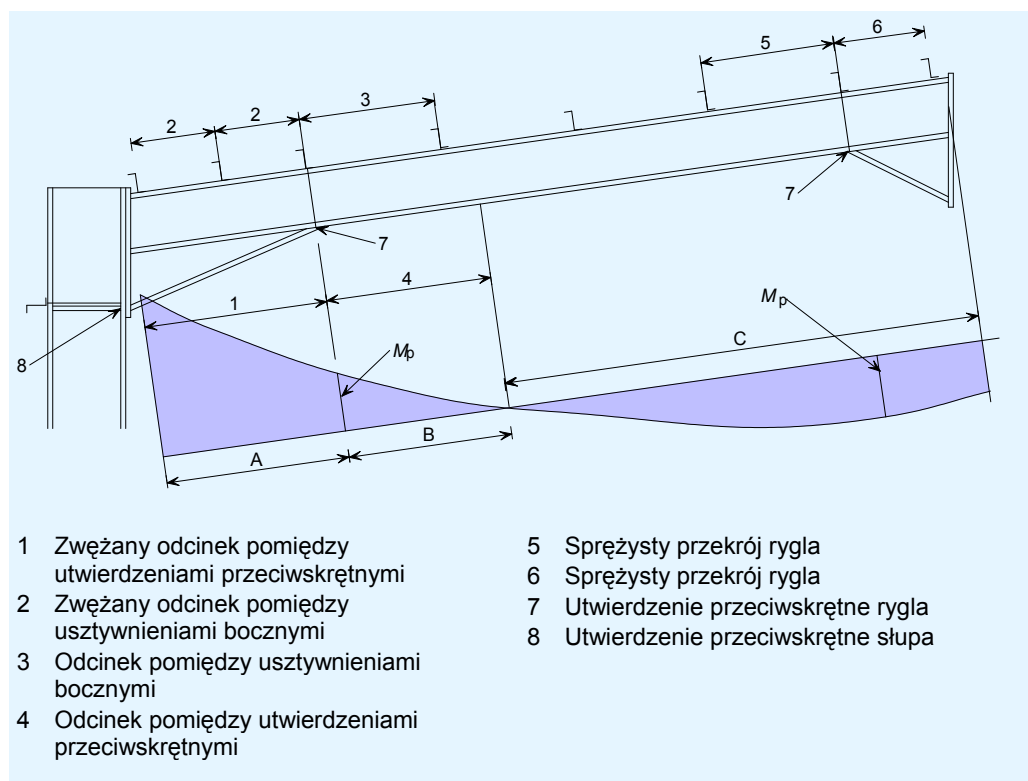
7.2 Wytrzymałość rygla

Nośności wszystkich krytycznych przekrojów poprzecznych rygla muszą zostać zweryfikowane zgodnie z rozdziałem 6 normy EN 1993-1-1.

7.3 Stateczność rygla z płaszczyzny

7.3.1 Stateczność rygla i skosu pod działaniem maksymalnego momentu przeginającego

Wymagane są sprawdzenia zarówno stateczności w płaszczyźnie, jak i z płaszczyzny. Początkowo wykonywane są sprawdzenia stateczności z płaszczyzny, aby upewnić się, że utwierdzenia rozmieszczone są w odpowiednich miejscach i w odpowiednim odstępie.



Rysunek 7.2 Typowy rygiel ramy portalowej z potencjalnymi przegubami plastycznymi przy końcówce skosu i przy pierwszej płatwi w dół od wierzchołka

Rysunek 7.2 przedstawia typowy rozkład momentu przy oddziaływaniach stałych i zmiennych oraz typowe położenia płatwi i utwierdzeń.

Płatwie umieszczone są w odstępie około 1,8 m, ale może zaistnieć konieczność zmniejszenia tego odstępu w rejonach oddziaływania dużego momentu w pobliżu naroży. Na rysunku 7.2 zaznaczono trzy strefy stateczności (strefy A, B, i C) przywoływane w dalszych rozdziałach.

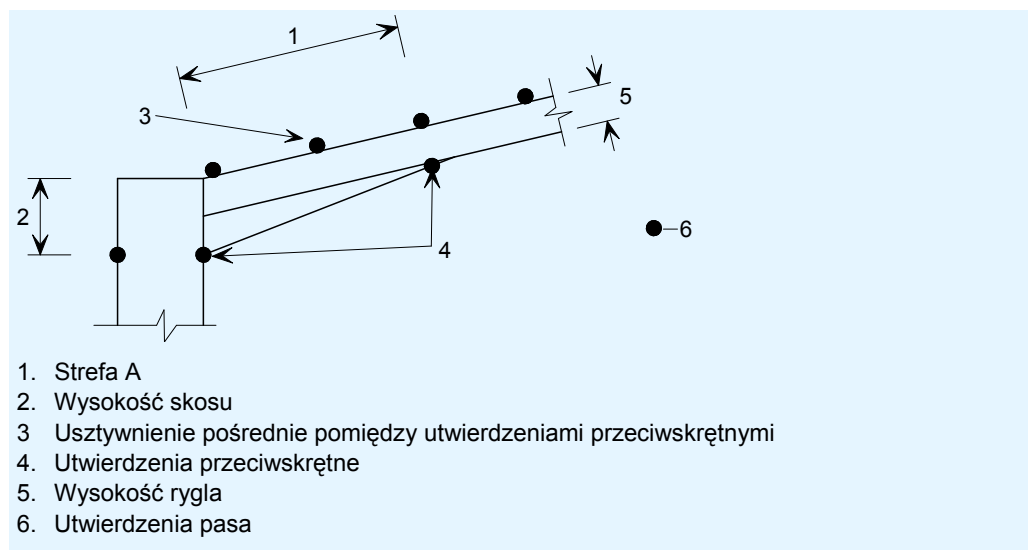
Obecność przegubów plastycznych w ryglu zależy od obciążenia, geometrii i wyboru kształtowników słupów i rygli.

Wybór odpowiedniej metody sprawdzenia zależy od obecności przegubu plastycznego, kształtu wykresu momentu zginającego oraz geometrii kształtownika (trzy pasy lub dwa pasy). Celem przeprowadzanych kontroli jest zapewnienie wystarczających utwierdzeń rygla, aby mieć pewność, że rygiel jest stateczny z płaszczyzny.

Stateczność skosu w strefie A

W strefie A dolny pas skosu poddany jest ściskaniu. Sprawdzenia stateczności są skomplikowane z powodu zmiany geometrii wzdłuż skosu.

Miejsce styku wewnętrznego pasa słupa ze spodem skosu (punkt 8 na rysunku 7.2) powinno zawsze być utwierdzone. Ostry koniec skosu (punkt 7 na rysunku 7.2) ma zwykle utwierdzenie pasa dolnego z płatwi umieszczonej w tym miejscu, dzięki czemu tworzone jest w tym miejscu utwierdzenie przeciwskrętne. Jeśli w tym miejscu przewidywany jest przegub plastyczny, w odległości nie większej niż $h/2$ od położenia przegubu, gdzie h oznacza wysokość rygla, należy umieścić utwierdzenie. Na rysunku 7.2 w punkcie 7 przewidywany jest przegub i w jego pobliżu umieszczono utwierdzenie pasa dolnego. Utwierdzenia wszystkich pasów w rejonie skosu przedstawiono na rysunku 7.3.

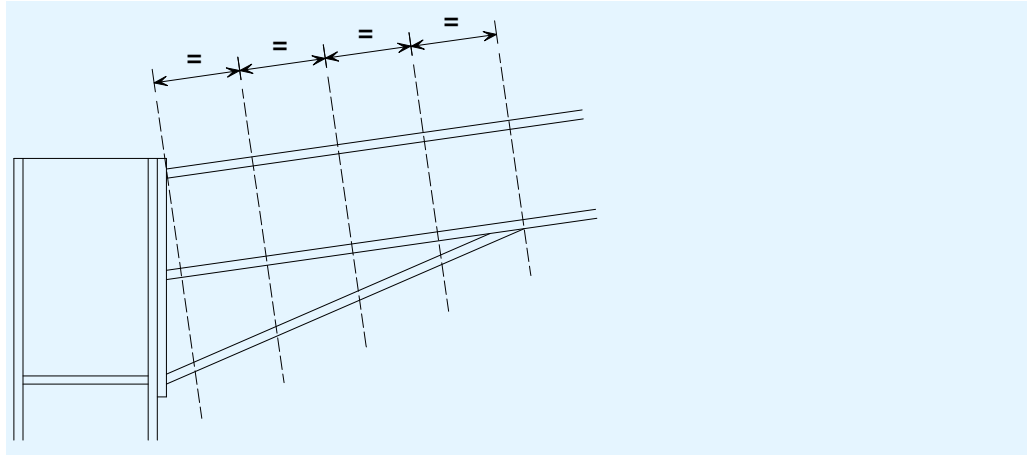


Rysunek 7.3 Utwierdzenia w rejonie skosu ramy portalowej

Konieczne jest sprawdzenie, czy odległość pomiędzy utwierdzeniami przeciwskrętnymi (na rysunku 7.2 oznaczona cyfrą 1 w strefie A) po obu stronach przegubu plastycznego nie przekracza L_s , jak podano w § BB.3.2.2. W strefie A element konstrukcyjny jest zwężany i moment zginający nie jest stały.

L_s określono w § BB.3.2.2 za pomocą wzoru BB.11 dla skosu trójpasowego oraz wzoru BB.12 dla skosu dwupasowego. W obu przypadkach we współczynniku C_n (podany w BB.3.3.2) uwzględniane są momenty zmienne nieliniowo poprzez obliczenie odpowiednich parametrów w pięciu przekrojach poprzecznych, jak pokazano na rysunku 7.4. Parametr c to współczynnik zbieżności podany w § BB.3.3.3(1)B. W § BB.3.2.2 podano także wymóg, aby rozstaw pośrednich utwierdzeń bocznych spełniał wymagania dotyczące L_m podane w § BB.3.2.1. Obie długości oznaczone na rysunku 7.2 cyfrą 2 muszą spełniać warunki tego sprawdzenia.

W przypadku skosu trójpasowego stosuje się wzór BB.9, a w przypadku skosu dwupasowego — wzór BB.10. Skos trójpasowy jest rozwiązaniem typowym wówczas, gdy skos jest utworzony z wycinka kształtownika i przyspawany do spodu rygla.



Rysunek 7.4 Przekroje uwzględniane podczas określania współczynnika C_n

Stateczność rygla w strefie B

Strefa B rozciąga się zwykle od ostrego końca skosu do miejsca poza punktem przegięcia (patrz rysunek 7.2). Na tym odcinku pas dolny jest częściowo lub całkowicie poddany ściskaniu. W zależności od analizy ogólnej, w strefie tej może występować (ale nie musi) przegub plastyczny na „ostrym” końcu skosu.

W tej strefie utwierdzenie przeciwskrętne i utwierdzenie boczne zostaną umieszczone na „ostrym” końcu skosu. Na górnym końcu utwierdzenie zostanie zapewnione przez płatew znajdującą się za punktem przegięcia. Niektóre organy krajowe dopuszczają uznanie punktu przegięcia za utwierdzenie, pod warunkiem, że spełnione są poniższe warunki.

- Rygiel jest kształtownikiem walcowanym
- W połączeniach płatwi z rygłem wykorzystywane są co najmniej dwie śruby.
- Wysokość płatwi wynosi co najmniej 0,25 wysokości rygla.

Jeśli przewidywany jest przegub plastyczny na „ostrym” końcu skosu, należy zapewnić utwierdzenie przeciwskrętne w odległości nie większej niż odległość graniczna, zgodnie z punktem BB.3.1.2. Odległość graniczną można obliczyć, zakładając:

- Moment stały — wzór BB.6
- Moment zmienny liniowo — wzór BB.7
- Moment zmienny nieliniowo — wzór BB.8

Dodatkowo rozstaw pośrednich utwierdzeń bocznych (oznaczony cyfrą 3 na rysunku 7.2) musi spełnić wymagania dotyczące L_m , jak podano w § BB.3.1.1.

Jeśli nie ma przegubu plastycznego, oraz w rejonach sprężystych, element konstrukcyjny należy zweryfikować zgodnie z wzorami 6.61 i 6.62 (patrz punkt 6.2 tego dokumentu).

Stateczność rygla w strefie C

W strefie C można przyjąć, że płatwie zapewniają utwierdzenie boczne górnego (poddanego ściskaniu) pasa pod warunkiem, że są one powiązane z jakimś układem utwierdzającym. W wielu krajach przyjmuje się po prostu, że oddziaływanie membranowe pokrycia dachu jest wystarczające do przenoszenia sił utwierdzenia na układ stężający; w innych krajach wszystkie płatwie zapewniające utwierdzenie muszą być bezpośrednio połączone z układem stężającym.

Sprawdzenia stateczności z płaszczyzny wymagają weryfikacji elementu konstrukcyjnego przy wykorzystaniu wzorów 6.61 i 6.62 (patrz punkt 6.2 niniejszego dokumentu). Zazwyczaj, jeśli płatwie rozstawione są w regularnych odstępach, wystarczy sprawdzić rygiel pomiędzy utwierdzeniami, przyjmując maksymalny moment zginający i maksymalne obciążenie osiowe.

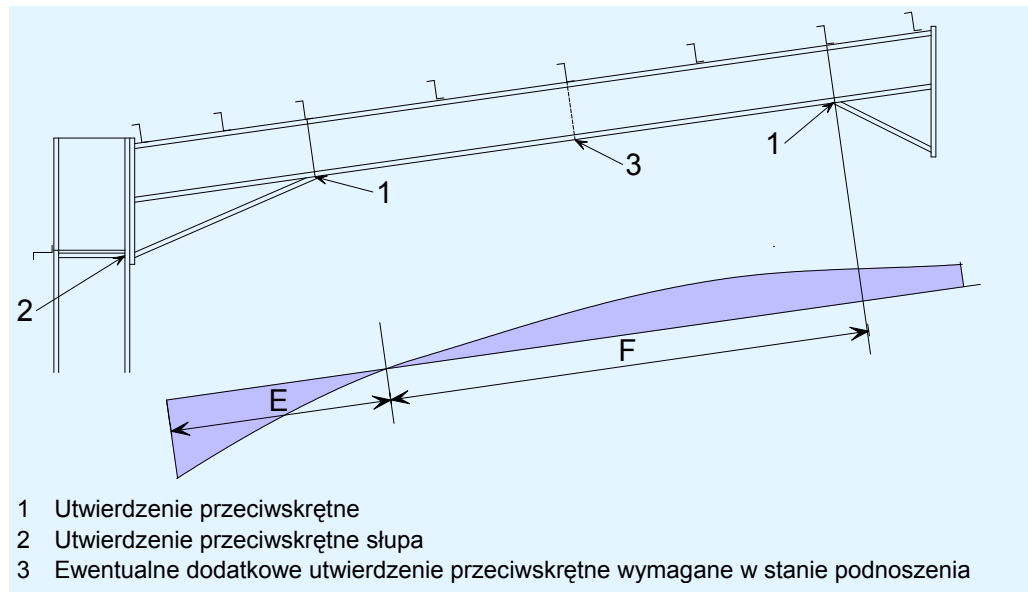
Jeśli przewidywane jest utworzenie się przegubu plastycznego w sąsiedztwie wierzchołka, przegub taki musi zostać utwierdzony. Dodatkowo należy spełnić zwykle wymagania dotyczące stateczności w pobliżu przegubu plastycznego:

- Odległość pomiędzy utwierdzeniem w miejscu przegubu plastycznego a sąsiednim utwierdzeniem bocznym nie może przekraczać odległości granicznej L_m .
- Odległość do sąsiedniego utwierdzenia przeciwskrętnego z każdej strony przegubu nie może przekraczać odległości granicznej L_k lub L_s , przy czym rozstaw utwierdzeń pośrednich powinien spełniać wymagania określone w stosunku do L_m , dokładnie tak jak opisano dla strefy B.

Nawet jeśli w pobliżu wierzchołka nie ma przegubu plastycznego, zwykłą praktyką jest zapewnienie w tym miejscu utwierdzenia przeciwskrętnego, ponieważ będzie to konieczne podczas rozważania kombinacji oddziaływań podnoszących, gdy pas dolny będzie ściskany.

7.3.2 Stateczność rygla i skosu w warunkach podnoszenia

W warunkach podnoszenia większa część dolnego pasa rygla poddana jest ściskaniu. Typowy wykres odwróconego momentu zginającego pokazano na rysunku 7.5.



Rysunek 7.5 Typowy układ płatwi i zastrzałów rygla w warunkach podnoszenia przez wiatr

Ten typ wykresu momentu zginającego występuje zwykle pod działaniem ciśnienia wewnętrznego i w warunkach podnoszenia przez wiatr. Momenty zginające są zazwyczaj mniejsze niż kombinacje obciążeń od ciężaru własnego i elementy konstrukcyjne pozostają sprężyste. Podczas kontroli stateczności zalecanych poniżej zakłada się, że przeguby plastyczne nie wystąpią w tym stanie podnoszenia.

Stateczność skosu w strefie E

W strefie E, (patrz rysunek 7.5) górny pas skosu jest ściskany i jest utwierdzony przez płatwie.

Momenty i siły osiowe są mniejsze niż w kombinacji obciążeń od ciężaru własnego. Elementy konstrukcyjne należy zweryfikować przy użyciu wzoru 6.62 (patrz punkt 6.2 niniejszego dokumentu). Na pierwszy rzut oka powinno być jasne, że stateczność rygla w tej strefie będzie zadowalająca.

Stateczność w strefie F

W strefie F płatwie nie utwierdzają pasa dolnego, który jest ściskany.

Rygiel musi zostać zweryfikowany pomiędzy utwierdzeniami przeciwskrętnymi. Utwierdzenie przeciwskrętne jest zazwyczaj umieszczone w sąsiedztwie wierzchołka, jak pokazano na rysunku 7.5. Rygiel może być stateczny pomiędzy tym punktem a utwierdzeniem wirtualnym w punkcie przegięcia. Jeśli rygiel nie jest stateczny na tym odcinku, można wprowadzić dodatkowe utwierdzenia przeciwskrętne oraz zweryfikować każdy odcinek rygla.

Tę weryfikację można przeprowadzić przy użyciu wzoru 6.62.

Korzystny wpływ utwierdzeń pasa rozciąganego (w tym wypadku pasa górnego) można uwzględnić, wykorzystując współczynnik modyfikacji C_m określony w § BB.3.3.1(1)B dla momentów zmiennych liniowo oraz w § BB.3.3.2(1)B dla momentów zmiennych nieliniowo. Jeśli ta możliwość jest wykorzystywana, rozstaw pośrednich utwierdzeń powinien również spełniać wymagania określone w stosunku do L_m w § BB.3.1.1.

7.4 Stateczność w płaszczyźnie

Oprócz sprawdzeń stateczności z płaszczyzny opisanych w punkcie 7.3, należy wykonać sprawdzenia stateczności w płaszczyźnie za pomocą wzoru 6.61.

W przypadku sprawdzeń stateczności w płaszczyźnie nośność osiowa $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ oparta jest na długości układu rygla. Należy przyjąć nośność na wyboczenie $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ o wartości równej najmniejszej nośności spośród wszystkich stref opisanych w punkcie 7.3.

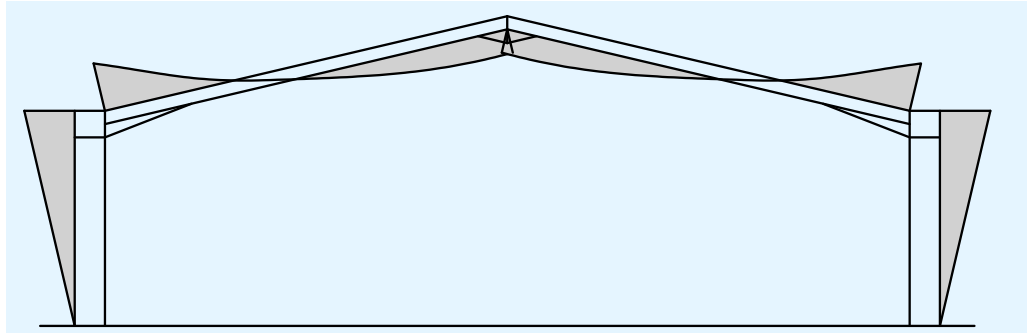
7.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

- Rygle powinny być kształtownikami IPE lub podobnymi o przekrojach klasy 1 lub 2 poddanych kombinacji momentu i obciążenia osiowego. Przekroje zawierające przeguby plastyczne muszą być klasy 1.
- Przekroje poprzeczne należy sprawdzić w oparciu o rozdział 6 normy EN 1993-1-1.
- Należy przeprowadzić szczegółowe sprawdzenia w celu zapewnienia wystarczającej stateczności z płaszczyzny w warunkach zarówno obciążenia od ciężaru własnego, jak i w warunkach podnoszenia — patrz punkty 7.3.1 oraz 7.3.2.
- Należy zweryfikować stateczność rygli w płaszczyźnie oraz interakcję ze statecznością z płaszczyzny przy użyciu wzorów 6.61 i 6.62 — patrz punkt 6.2.

8 PROJEKTOWANIE SŁUPÓW

8.1 Wprowadzenie

Jak pokazano na rysunku 8.1, najbardziej obciążony rejon ryglu jest wzmocniony skosem. Natomiast słup poddany jest działaniu podobnego momentu zginającego przy spodzie skosu. Kształtownik słupa musi być zatem znacznie większy od kształtownika ryglu — zwykle jego rozmiar powinien wynosić 150% rozmiaru ryglu.



Rysunek 8.1 Typowy wykres momentu zginającego ramy ze słupami o podstawach podpartych przegubowo poddanej działaniu obciążenia od ciężaru własnego

Optymalna konstrukcja większości słupów jest zazwyczaj uzyskiwana w wyniku wykorzystania:

- przekroju poprzecznego o wysokim stosunku I_{yy} do I_{zz} zgodnego z wymaganiami klasy 1 i 2 w sytuacji, gdy poddany jest on łącznemu działaniu zginania względem osi mocnej i ściskania osiowego;
- plastycznego wskaźnika wytrzymałości przekroju o wartości około 50% większej niż wartość tego wskaźnika w przypadku ryglu.

Wymiary słupa określa się na ogół na etapie projektu wstępnego na podstawie wymaganych nośności przy zginaniu i przy ściskaniu.

8.2 Nośność środника

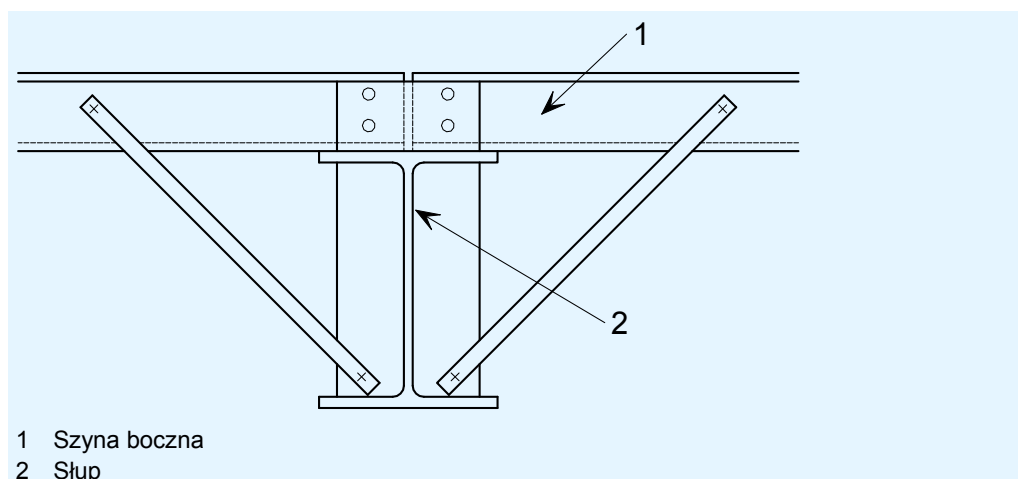
Środnik słupa poddany jest dużemu ściskaniu na poziomie dolnego pasa skosu. W dodatku § 5.6(2) normy EN 1993-1-1 zawiera wymóg umieszczenia elementów usztywniających środnik w miejscach występowania przegubów plastycznych w przypadku, gdy wartość przyłożonej siły poprzecznej przekracza 10% nośności elementu konstrukcyjnego przy ścinaniu. Z tych powodów do umocnienia środnika zwykle wymagane jest zastosowanie elementów usztywniających o pełnej wysokości.

8.3 Stateczność słupa

8.3.1 Stateczność słupa poddanego oddziaływaniu kombinacji maksymalnych obciążeń od ciężaru własnego

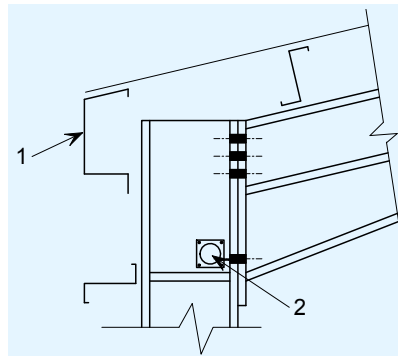
Niezależnie od tego, czy rama została zaprojektowana przy użyciu analizy plastycznej czy sprężystej, należy zawsze zapewnić utwierdzenie przeciwnskrętne przy spodzie skosu. Dodatkowe utwierdzenia przeciwnskrętne mogą być wymagane na długości słupa ze względu na fakt, że szyny boczne są przymocowane do (zewnątrznego) pasa rozciąganego, a nie do pasa ściskanego. Jak podano w punkcie 6.3, nie można liczyć na to, że szyna boczna, która nie jest ciągła (na przykład, gdy jej ciągłość jest przerwana przez drzwi przemysłowe) zapewni wystarczające utwierdzenie. Może zaistnieć konieczność zwiększenia przekroju słupa w przypadku, gdy nie można zamontować utwierdzeń pośrednich.

Utwierdzenie można zapewnić przy pomocy zastrzałów biegnących do pasa wewnętrznego, jak pokazano na rysunku 8.2 przedstawiającym elementy usztywniające słupa stosowane zwykle tylko na poziomie spodu skosu, gdzie pełnią funkcję ściskanych elementów usztywniających. W innych miejscach elementy usztywniające nie są na ogół wymagane.



Rysunek 8.2 Typowy szczegół naroża z zastrzałem słupa

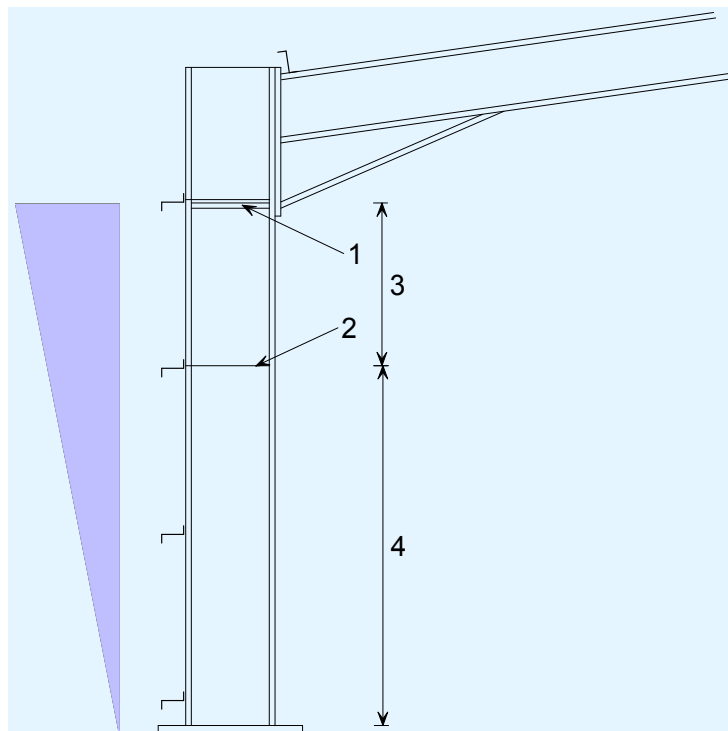
Na poziomie spodu skosu wygodnym rozwiązaniem zapewniającym utwierdzenie może się okazać zastosowanie elementu konstrukcyjnego walcowanego na gorąco, zwykle kształtownika zamkniętego. Bardzo ważne jest, aby połączyć stężenie umieszczone na pasie wewnętrznym z pasem zewnętrznym w pewnym punkcie na długości budynku.



- 1 Element konstrukcyjny walcowany na zimno podpierający okładzinę i rynnę
- 2 Kształtownik zamknięty okrągły

Rysunek 8.3 Typowy szczegół naroża z kształtownikiem zamkniętym okrągłym jako wzdłużnym stężącym elementem konstrukcyjnym

Na rysunku 8.4 przedstawiono typowy rozkład momentu przy oddziaływaniach stałych i zmiennych oraz wskazano położenie utwierdzeń na typowym słupie. Obecność przegubu plastycznego zależy od obciążenia, geometrii i wyboru kształtowników słupów i rygli. W podobny sposób jak w przypadku rygla należy zweryfikować stateczność zarówno z płaszczyzny, jak i w płaszczyźnie.



- 1 Utwierdzenie przeciwnskętne
- 2 Zastrzał biegnący z szyny bocznej, tworzący utwierdzenie przeciwnskętne
- 3 Segment musi spełniać wymagania dotyczące L_s (w przypadku sprężystości) lub L_m (w przypadku plastyczności)
- 4 Segment musi spełniać kryteria sprawdzeń wybożenia sprężystego

Rysunek 8.4 Typowy słup ramy portalowej z przegubem plastycznym przy spodzie skosu

8.3.2 Stateczność z płaszczyzny podczas oddziaływania kombinacji obciążeń od ciężaru własnego

Gdy przy spodzie skosu znajduje się przegub plastyczny, odległość do sąsiedniego utwierdzenia przeciwnieprężnego musi być mniejsza, niż odległość graniczna L_s , jak podano w § BB.3.1.2 normy EN 1993-1-1. Gdy moment jest liniowy, należy zastosować wzór BB.7, a gdy moment jest nieliniowy — wzór BB.8.

Dodatkowo rozstaw pośrednich usztywnień bocznych powinien spełniać wymagania dotyczące L_m , jak podano w § BB.3.1.1.

W przypadku, gdy nie można zweryfikować stateczności pomiędzy utwierdzeniami przeciwnieprężnymi, konieczne może być wprowadzenie dodatkowych utwierdzeń przeciwnieprężnych. Sprawdzenie pokazanego na rysunku 8.4 odcinka pomiędzy utwierdzeniem przeciwnieprężnym (oznaczonym na rysunku cyfrą 1) a podstawą wykazała niewystarczającą stateczność — wprowadzono dodatkowe utwierdzenie przeciwnieprężne w miejscu oznaczonym cyfrą 2. W przypadku, gdy nie jest możliwe zapewnienie dodatkowych utwierdzeń pośrednich należy zwiększyć rozmiar elementu konstrukcyjnego.

We wszystkich przypadkach utwierdzenie boczne musi być umieszczone w odległości nie większej niż L_m od przegubu plastycznego.

Jeśli nie ma przegubu plastycznego, stateczność słupa należy sprawdzić zgodnie ze wzorem 6.62 (patrz punkt 6.2 niniejszego dokumentu). Można wziąć pod uwagę korzyści płynące z utwierdzenia pasa rozciąganego, jak opisano w Załączniku C do niniejszego dokumentu.

8.3.3 Stateczność w sytuacji oddziaływania kombinacji podnoszących

Gdy rama jest podnoszona, moment słupa ulega odwróceniu. Momenty zginające są na ogół znacznie mniejsze niż w przypadku kombinacji obciążeń od ciężaru własnego i słup pozostaje sprężysty.

Sprawdzenia stateczności z płaszczyzny należy przeprowadzić zgodnie ze wzorem 6.62 (patrz punkt 6.2 niniejszego dokumentu).

8.4 Stateczność w płaszczyźnie

Oprócz sprawdzeń stateczności z płaszczyzny opisanych w punkcie 8.3, należy wykonać sprawdzenia stateczności w płaszczyźnie za pomocą wzoru 6.61.

W przypadku sprawdzeń stateczności w płaszczyźnie nośność osiowa $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ oparta jest na długości układu słupa. Należy przyjąć nośność na wyboczenie $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ o wartości równej najmniejszej nośności spośród wszystkich stref opisanych w punkcie 8.3.

8.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

- Słupy powinny być kształtownikami IPE lub podobnymi o przekrojach klasy 1 lub 2 poddanych kombinacji momentu i obciążenia osiowego.
- Najlepiej byłoby, gdyby kształtownik mógł wytrzymać duże siły ścinające w granicach wysokości połączenia narożnego bez usztywnienia zwiększającego sztywność przy ścinaniu.
- Krytyczne przekroje poprzeczne należy sprawdzić w oparciu o rozdział 6 normy EN 1993-1-1.
- W celu zapewnienia wystarczającej stateczności należy przeprowadzić szczegółowe sprawdzenia stateczności, jak zdefiniowano w punktach 8.3 i 8.4.

9 STĘŻENIE

9.1 Ogólne

Stężenie przeciwstawia się oddziaływaniom wzdłużnym, głównie oddziaływaniom wiatru, oraz zapewnia utwierdzenie biegnące do elementów konstrukcyjnych. Stężenie musi być prawidłowo rozmieszczone oraz musi mieć wystarczającą wytrzymałość i sztywność, aby możliwe było uzasadnienie założeń poczynionych podczas analizy i sprawdzania elementów konstrukcyjnych.

9.2 Stężenie pionowe

9.2.1 Ogólne

Podstawowe funkcje stężenia pionowego ścian bocznych ramy obejmują:

- Przenoszenie obciążeń poziomych na podłoże. Siły poziome obejmują siły wywierane przez wiatr i dźwignice.
- Zapewnienie sztywnej konstrukcji, do której można przymocować szyny boczne, które z kolei zapewniają stateczność słupów.
- Zapewnienie tymczasowej stabilności podczas montażu.

Zgodnie z normą EN 1993-1-1 stężenie musi spełniać podane w § 5.3.1, 5.3.2 i 5.3.3 wymagania dotyczące analizy globalnej oraz imperfekcji układu stężącego.

Układ stężący przyjmuje zwykle formę:

- pojedynczego ukośnego kształtownika zamkniętego,
- kształtowników zamkniętych ustawionych w kształcie litery K,
- skrzyżowanych płaskowników (zwykle w murze szczelinowym) uznawanych za pracujące wyłącznie na rozciąganie,
- skrzyżowanych kątowników.

Stężenie może być umieszczone:

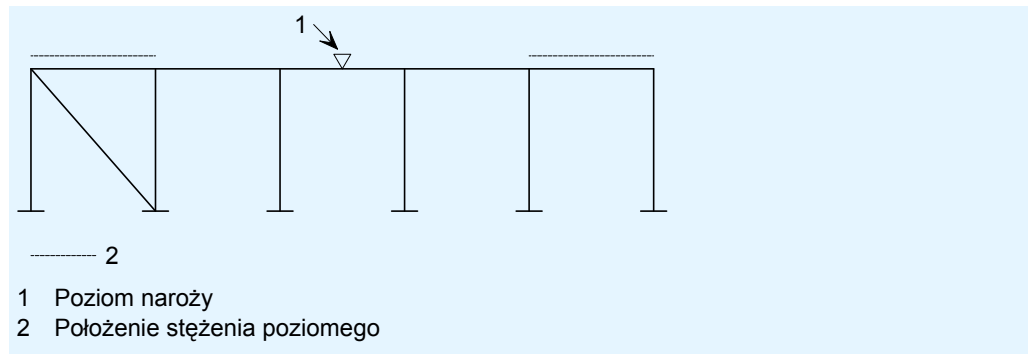
- na jednym lub obu końcach budynku, w zależności od długości konstrukcji,
- w środku budynku (patrz punkt 9.2.5),
- w każdej części pomiędzy złączami kompensacyjnymi (tam, gdzie one występują).

W przypadku, gdy stężenie ściany bocznej nie znajduje się w tym samym przęśle co stężenie poziome w dachu, wymagane jest zastosowanie rozpórki naroży przenoszącej siły ze stężenia dachowego na stężenie ściennie.

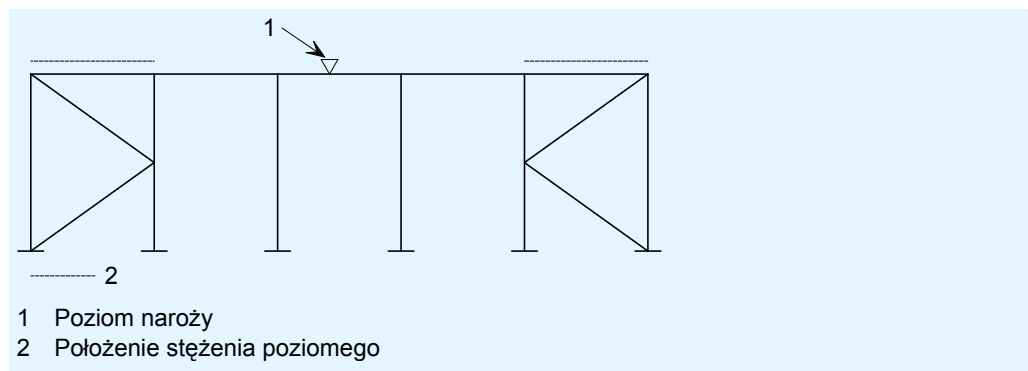
9.2.2 Stężenie wykonane z kształtowników zamkniętych okrągłych

Kształtowniki zamknięte są bardzo efektywne podczas ściskania, dzięki czemu nie ma potrzeby stosowania krzyżulców. W przypadku, gdy wysokość do naroży jest w przybliżeniu równa rozstawowi ram, ekonomicznym rozwiązaniem jest zastosowanie pojedynczego stężącego elementu konstrukcyjnego w każdym miejscu (rysunek 9.1). W przypadku, gdy wysokość naroży znacznie przewyższa rozstaw ram, stosuje się stężenie typu K (rysunku 9.2).

W zależności od układu stężenia poziomego, w przęsłach końcowych może być konieczne umieszczenie rozpórki naroży (patrz punkt 9.3.2).



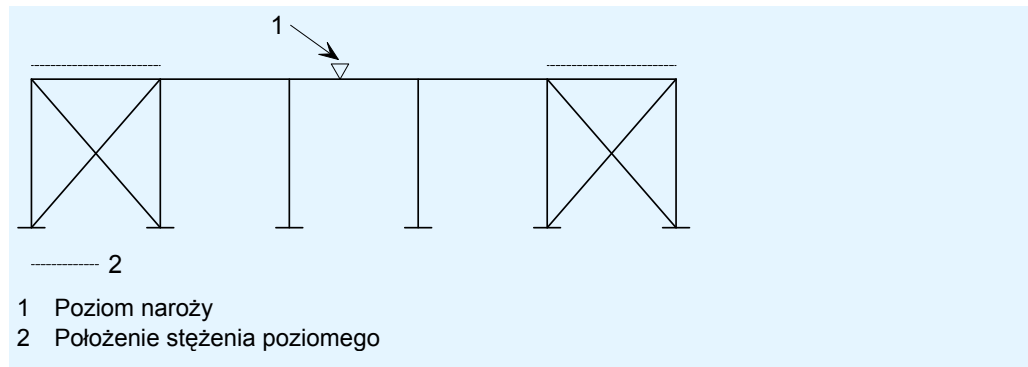
Rysunek 9.1 Pojedyncze stężenie ukośne wykorzystywane w niskich ramach



Rysunek 9.2 Układ stężeń typu K wykorzystywany w wyższych ramach

9.2.3 Stężenie wykonane przy użyciu kątowników lub płaskowników

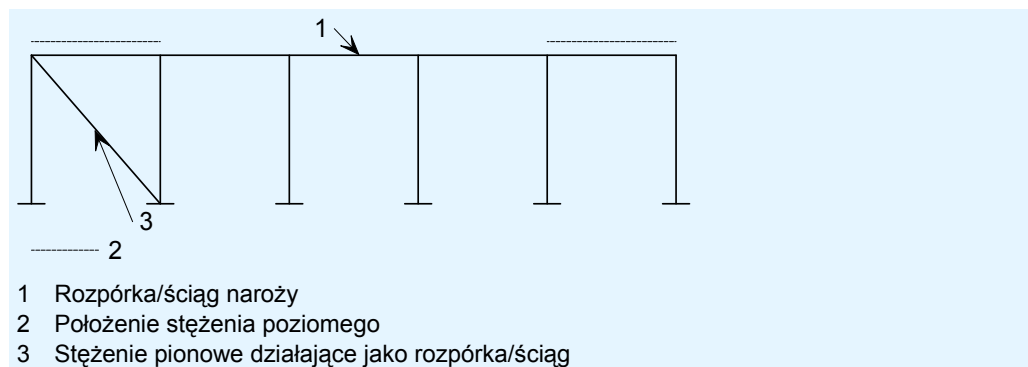
Krzyżulce z kątowników lub płaskowników (w murze szczelinowym) mogą być wykorzystywane jako stężenia (jak pokazano na rysunku 9.3). W tym przypadku przyjmuje się, że efektywne są tylko ukośne elementy konstrukcyjne poddane rozciąganiu.



Rysunek 9.3 Typowy układ krzyżulców zbudowany z kątowników lub płaskowników jako rozciąganych elementów konstrukcyjnych

9.2.4 Stężenie w jednym przęśle

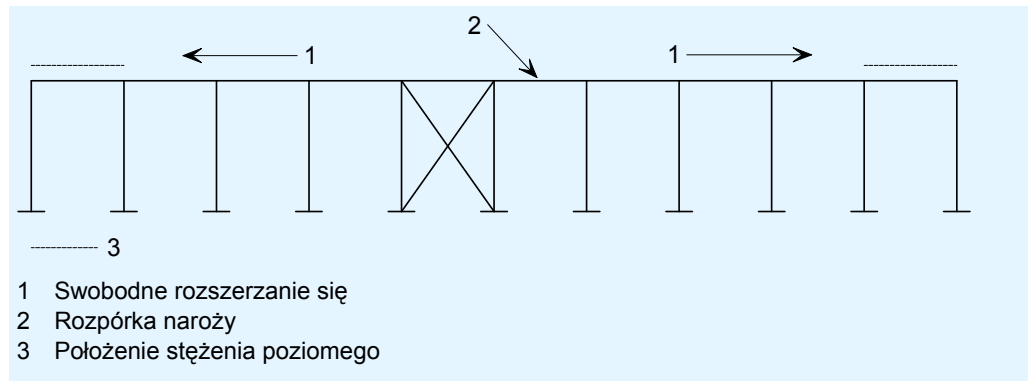
W przypadku stężenia pionowego umieszczonego w jednym przęśle wymagana jest rozpórka naroży przenosząca siły wiatru ze stężenia dachowego na stężenie pionowe (rysunek 9.4). Dalsze informacje dotyczące rozpórek naroży podano w punkcie 12.2.



Rysunek 9.4 Stężenie w jednym przęśle końcowym z rozpórką naroży

9.2.5 Pojedyncze środkowe stężone przęsło

Pomysł umieszczenia pojedynczego stężonego przęsła w pobliżu środka konstrukcji (rysunek 9.5) nie jest popularny ze względu na konieczność rozpoczęcia montażu od przęsła stężonego i prowadzenia prac od tego miejsca na całej długości budynku. Stężenie w środku budynku ma jednak tę zaletę, że pozwala na swobodne rozszerzanie się konstrukcji pod wpływem temperatury, co jest szczególnie istotne w miejscach takich jak Europa Południowa czy Bliski Wschód, gdzie dobową amplitudę temperatur jest bardzo duża. W większej części Europy przewidywany zakres temperatur jest bardziej umiarkowany, zwykle od -5°C do $+35^{\circ}\text{C}$, i ogólnego rozszerzania się nie uważa się na ogół za problem. W przypadku zastosowania środkowego przęsła stężonego może być konieczne zapewnienie dodatkowego tymczasowego stężenia w przęsłach końcowych, wspomagającego montaż.

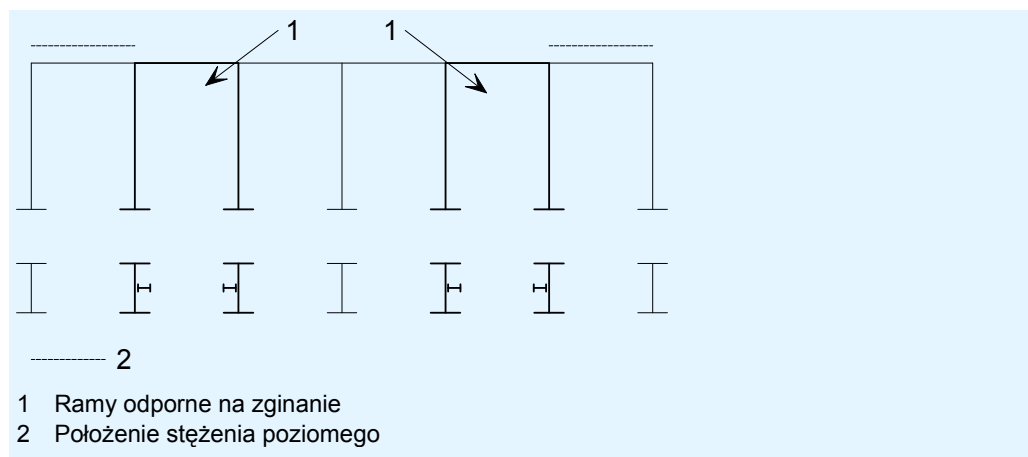


Rysunek 9.5 Typowe stężenie krzyżulcowe w środku konstrukcji umożliwiające swobodne rozszerzanie się konstrukcji pod wpływem ciepła

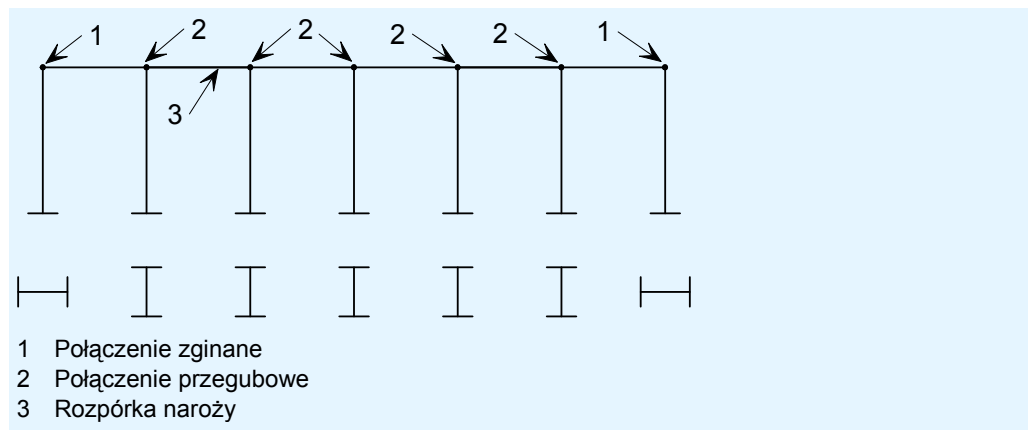
9.2.6 Stężenie przy wykorzystaniu ram odpornych na zginanie

Tam, gdzie stężenie pionowe ramy przy wykorzystaniu stężenia konwencjonalnego jest utrudnione bądź niemożliwe, konieczne jest wprowadzenie w elewacjach ram odpornych na zginanie. Istnieją dwie podstawowe możliwości:

- Rama odporna na zginanie w co najmniej jednym przęśle, jak pokazano na rysunku 9.6.
- Wykorzystanie całej elewacji do przeciwstawienia się siłom wzdłużnym, z połączeniem odpornym na zginanie umieszczonym często w przęsłach końcowych, w których słup końcowy jest obrócony o 90° w celu zapewnienia podwyższonej sztywności w kierunku wzdłużnym, jak pokazano na rysunku 9.7. Układ ten jest możliwy jedynie wtedy, gdy rama końcowa (rama szczytowa) zbudowana jest w formie konstrukcji typu belka-słup, a nie w formie ramy portalowej. Ramy szczytowe omówiono w rozdziale 10.



Rysunek 9.6 Pojedyncze, lokalne rami przechyłowe

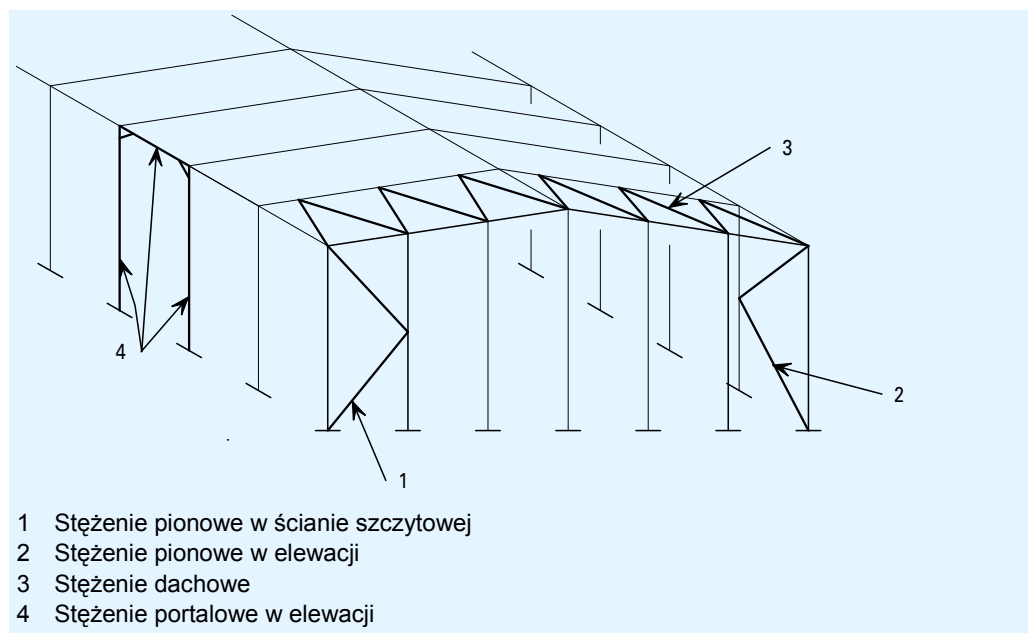


Rysunek 9.7 Rama hybrydowa wzdłuż całej długości budynku

W projekcie obu układów sugeruje się, żeby:

- nośność przy zginaniu przęsła portalowego (nie głównej ramy portalowej) była sprawdzana przy użyciu analizy sprężystej ramy,
- ugięcie pod wpływem równoważnych sił poziomych było ograniczone do $h/1000$,
- sztywność była zapewniona przez ograniczenie ugięć związanych z użytkowalnością do maksymalnie $h/360$, gdzie h jest wysokością przęsła portalowego.

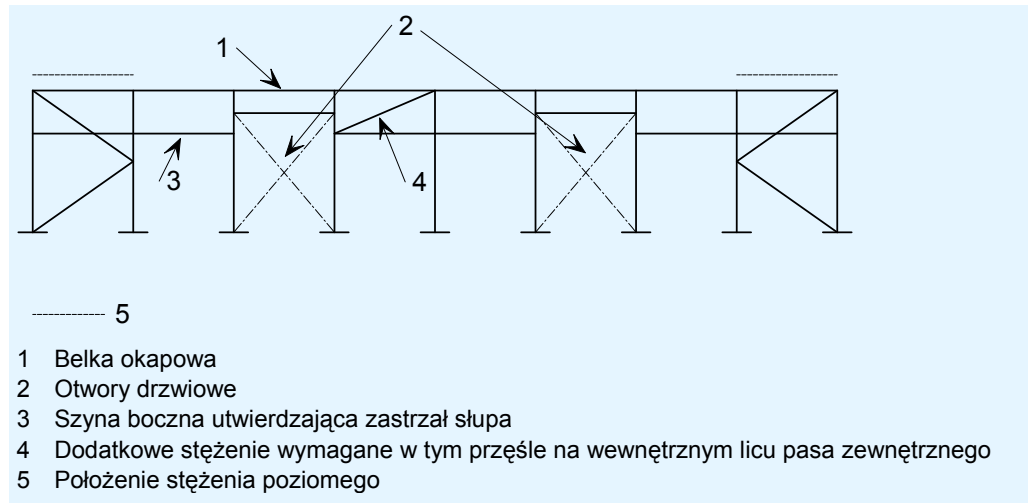
W niektórych przypadkach możliwe jest zastosowanie stężenia konwencjonalnego w jednej elewacji, a w drugiej ram odpornych na zginanie. Wpływ oddziaływania przekrzywiającego z powodu różnicy sztywności boków jest zazwyczaj nieistotny, ze względu na oddziaływanie membranowe dachu.



Rysunek 9.8 Zastosowanie rozwiązania portalowego do otworu w jednym boku budynku oraz konwencjonalnego stężenia na drugim boku

9.2.7 Stężenie w celu utwardzenia słupów

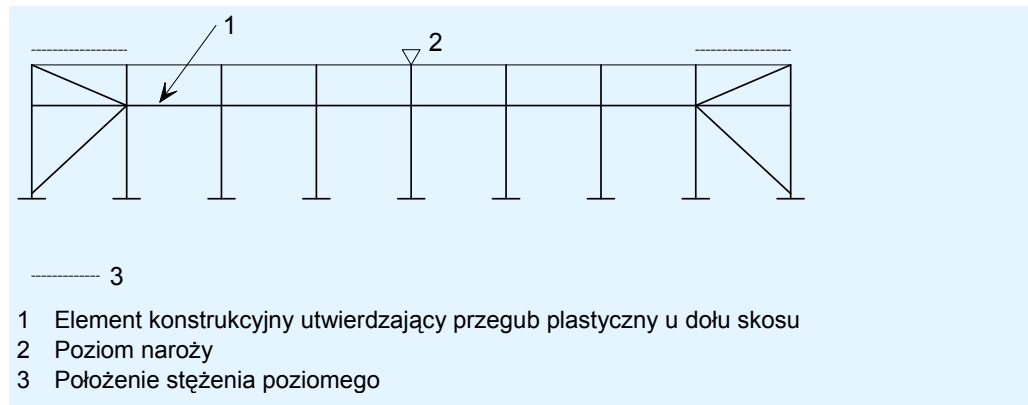
Jeśli szyny boczne i zastrzały słupów zapewniają utwardzenie boczne lub przeciwnskrętne biegnące do słupa, ważne jest, aby określić drogę przejścia siły utwardzenia do pionowego układu stężącego. Jeśli w bocznej ścianie budynku znajduje się więcej niż jeden otwór, może być wymagane zastosowanie dodatkowego stężenia pośredniego. Stężenie to powinno się znajdować jak najbliżej płaszczyzny szyny bocznej, najlepiej na licu wewnętrznym pasa zewnętrznego (rysunek 9.9).



Rysunek 9.9 Typowy układ stężeń w bocznej ścianie budynku zawierającej otwory

Zazwyczaj nie jest konieczne wyrównanie szyny bocznej, zapewniającej utwardzenie w położeniach zastrzałów słupa, z węzłem pionowego układu stężącego. Można przyjąć, że oddziaływanie membranowe w pionowych blachach oraz poprzeczna sztywność słupa umożliwiają przenoszenie obciążenia na pionowy układ stężący.

Tam, gdzie element konstrukcyjny jest wykorzystywany do utwardzenia położenia przegubu plastycznego słupa, bardzo ważne jest jego odpowiednie powiązanie z układem stężącym. W wyniku tego może powstać układ pokazany na rysunku 9.10. Jeśli w bocznej ścianie budynku znajduje się więcej niż jeden otwór, wymagane jest umieszczenie dodatkowego stężenia pośredniego, w podobny sposób do opisanego powyżej.

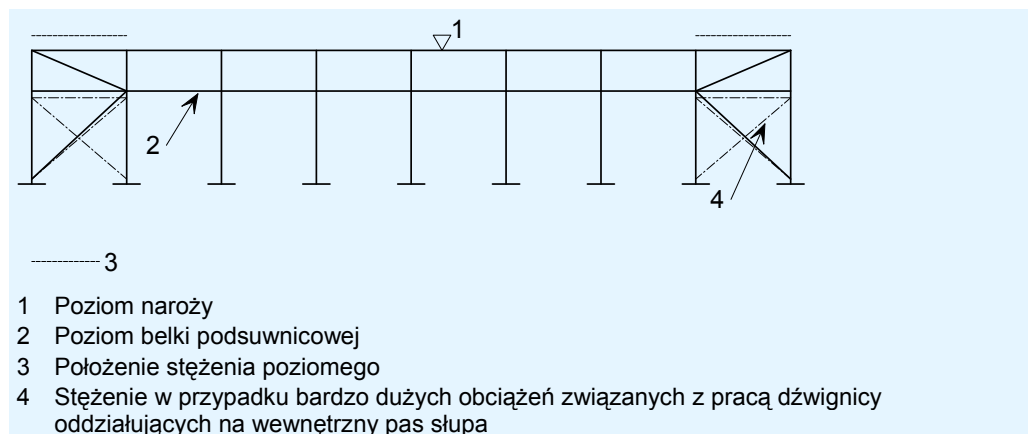


Rysunek 9.10 Typowy układ stężeń w budynku z walcowanym na gorąco elementem konstrukcyjnym utwierdzającym przegub plastyczny u podstawy skosu

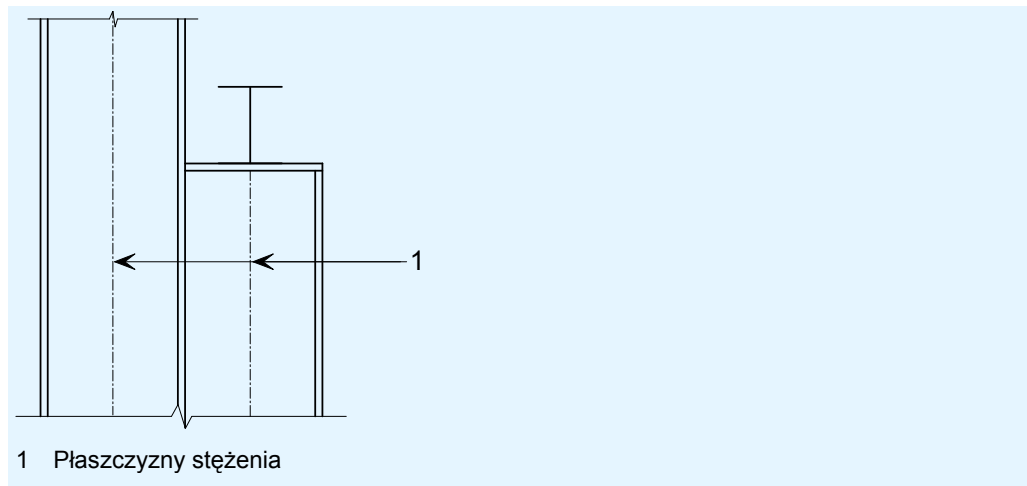
9.2.8 Stężenie służące do utwierdzenia elementów przenoszących obciążenia wzdłużne wywołane pracą dźwignic

Jeśli dźwignica podtrzymywana jest bezpośrednio przez ramę, to wzdłużna siła uderowa jest skierowana mimośrodowo w stosunku do słupa i, jeśli brak jest dodatkowego utwierdzenia, dąży ona do skręcenia słupa. Do zapewnienia niezbędnego utwierdzenia może wystarczyć pozioma kratownica na poziomie górnego pasa dźwigara lub, w przypadku lżejszych dźwignic, poziomy element konstrukcyjny na wewnętrznej powierzchni pasa słupa, powiązany ze stężeniem pionowym.

W przypadku występowania dużych sił poziomych należy zapewnić dodatkowe stężenie w płaszczyźnie belki podsuwnicowej (rysunek 9.11 i rysunek 9.12). Kryteria podane w tabeli 9.1 zostały podane przez Fishera^[3] w celu zdefiniowania wymagań dotyczących stężenia.



Rysunek 9.11 Rzut pionowy przedstawiający położenie dodatkowego stężenia w płaszczyźnie belki podsuwnicowej



Rysunek 9.12 Szczegół przedstawiający dodatkowe stężenie w płaszczyźnie belki podsuwnicowej

Tabela 9.1 Wymagania dotyczące stężenia belek podsuwnicowych

| Obliczeniowa siła wzdłużna | Wymaganie dotyczące stężenia |
|----------------------------|--|
| Niewielka (<15 kN) | Zastosować stężenie wiatrowe |
| Średnia (15 - 30 kN) | Zastosować stężenie poziome, aby przenieść siłę z dźwignicy na płaszczyznę stężenia |
| Duża (> 30 kN) | Zapewnić dodatkowe stężenie w płaszczyźnie działania sił wzdłużnych związanych z pracą dźwignicy |

9.3 Stężenie poziome

9.3.1 Ogólne

Stężenie poziome umieszcza się w płaszczyźnie poziomej lub w płaszczyźnie dachu. Podstawowe funkcje stężenia poziomego:

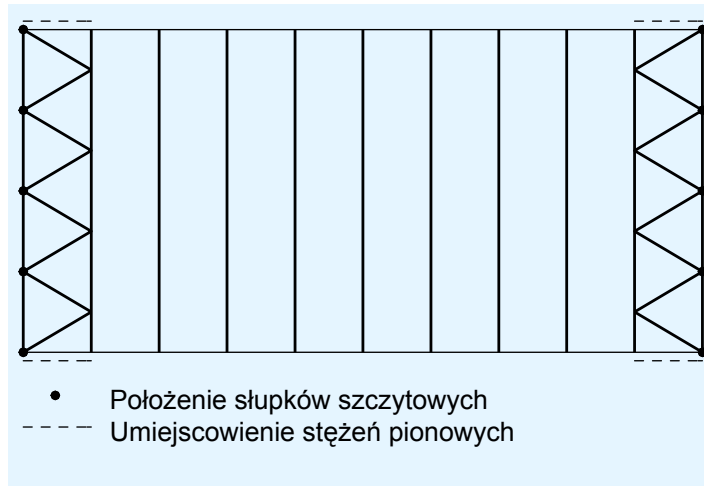
- przenoszenie poziomych sił wiatru ze słupków ściany szczytowej na stężenie pionowe ścian,
- przenoszenie wszelkich sił oporu wynikających z oddziaływania wiatru na dach na stężenie pionowe,
- zapewnienie stabilności podczas montażu,
- zapewnienie sztywnego zakotwienia dla płatwi wykorzystywanych do utwierdzenia rygli.

Aby siły wiatru były przenoszone efektywnie, stężenie poziome powinno być połączone z górną częścią słupków ściany szczytowej.

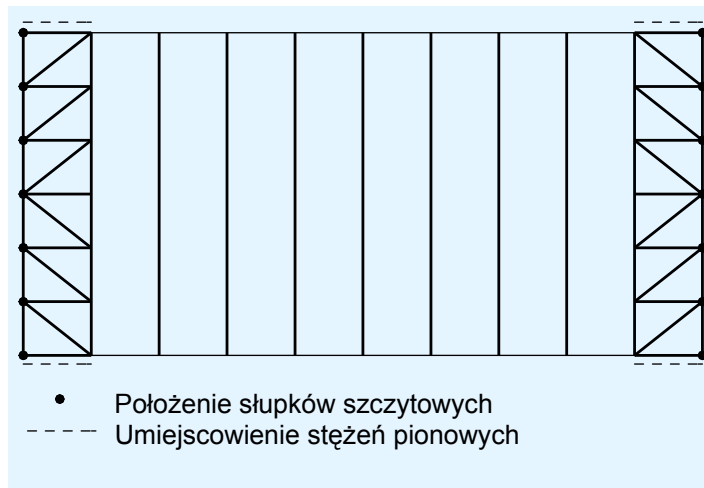
Zgodnie z normą EN 1993-1-1 stężenie musi spełniać podane w § 5.3.1, 5.3.2 i 5.3.3 wymagania dotyczące analizy globalnej oraz imperfekcji układu stężącego.

9.3.2 Stężenie wykonane z kształtowników zamkniętych okrągłych

We współczesnym budownictwie, stężenia dachowe zazwyczaj wykonuje się z elementów konstrukcyjnych zamkniętych okrągłych mających wytrzymać zarówno siły rozciągające, jak i ściskające. Można zastosować wiele różnych układów, w zależności od rozstawu ram oraz położenia słupków ściany szczytowej. Dwa typowe układy przedstawiono na rysunku 9.13 i 9.14. Stężenie przymocowane jest zazwyczaj do łączników na środku rygla, jak pokazano na rysunku 9.15. Punkty zamocowania powinny znajdować się możliwie jak najbliżej górnego pasa, przy uwzględnieniu rozmiaru elementu konstrukcyjnego i połączenia.

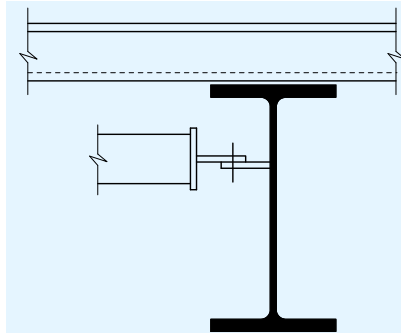


Rysunek 9.13 Rzut poziomy przedstawiający oba stężone końcowe przęsła



Rysunek 9.14 Rzut poziomy przedstawiający oba stężone końcowe przęsła, w których słupki ściany szczytowej rozmieszczone są w niewielkich odstępach

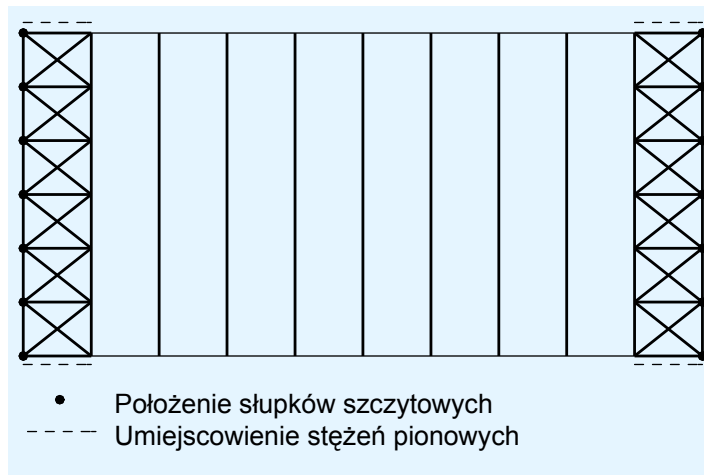
W zależności od układu stężenia poziomego, w przęsłach końcowych może być konieczne umieszczenie rozpórki naroży. We wszystkich przypadkach dobrą praktyką jest umieszczenie ściągu naroży wzdłuż budynku.



Rysunek 9.15 Szczegół typowego połączenia stężenia wykonanego z kształtownika zamkniętego okrągłego

9.3.3 Stężenie wykonane z kątowników

We współczesnych konstrukcjach nie stosuje się powszechnie kątowników, ale zaletą krzyżulców wykonanych z kątowników jest to, że w tym przypadku ukośne elementy konstrukcyjne są relatywnie niewielkie, ponieważ można zaprojektować je tak, aby wytrzymywały wyłącznie siły rozciągające (rysunek 9.16).

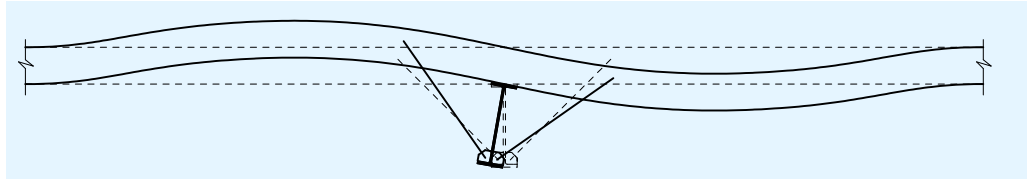


Rysunek 9.16 Rzut poziomy przedstawiający oba końcowe przęsła stężone za pomocą krzyżulców wykonanych z kątowników

9.4 Utwierdzenie biegnące do pasów wewnętrznych

Utwierdzenie biegnące do pasów wewnętrznych rygli lub słupów jest często tworzone w najdogodniejszy sposób za pomocą ukośnych rozpórek biegnących od płatwi lub szyn blachy okładzinowej do niewielkich blach przyspawanych do wewnętrznego pasa i środka. Powszechnie stosuje się ściągi stalowe ze stali tłoczonych. W związku z tym, że ściągi pracują wyłącznie na rozciąganie, kątowniki należy zastąpić w miejscach, gdzie konieczne jest utwierdzenie tylko po jednej stronie.

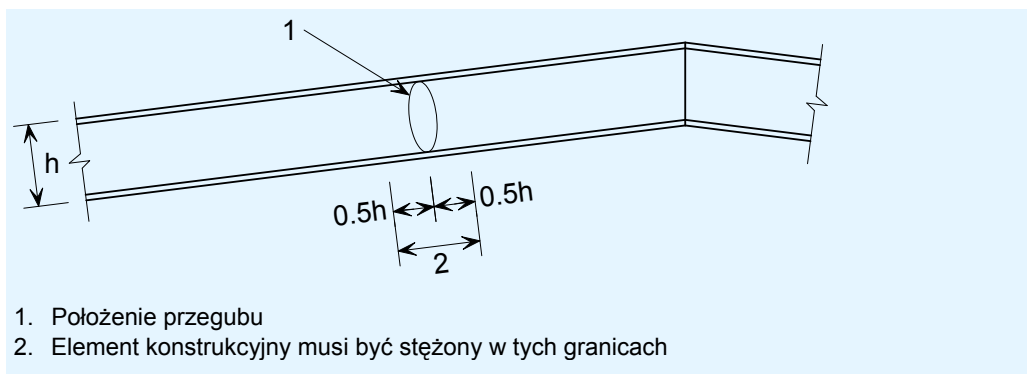
Skuteczność takiego utwierdzenia uzależniona jest od sztywności układu, a w szczególności od sztywności płatwi. Na rysunku 9.17 pokazano wpływ elastyczności płatwi na stężenie. Tam, gdzie proporcje elementów konstrukcyjnych, płatwi lub rozstawów różnią się od sprawdzonej, stosowanej wcześniej praktyki, należy sprawdzić skuteczność przyjętych rozwiązań. Można do tego celu wykorzystać wzór podany w punkcie 9.5, lub inne metody, takie jak metody, które można znaleźć w normach mostowych dotyczących działania ramy w kształcie litery U-.



Rysunek 9.17 Wpływ elastyczności płaty na stężenie

9.5 Stężenie w miejscach przegubów plastycznych

W punkcie 6.3.5.2 normy EN 1993-1-1 podano zalecenie, aby stężyć zarówno pas rozciągany, jak i ściskany w obliczonych miejscach przegubów plastycznych lub w odległości nie większej niż $0,5h$ od nich, gdzie h jest wysokością elementu konstrukcyjnego (patrz rysunek 9.18).



Rysunek 9.18 Stężenie w miejscu przegubu plastycznego

W normie EN 1993-1-1 podano zalecenie, aby stężenie w miejscu przegubu plastycznego projektować zakładając, że pas ściskany wywiera obciążenie boczne wynoszące 2,5% siły w pasie, (przyjmowanej jako nośność przy zginaniu plastycznym/wysokość kształtownika) prostopadłe do środka elementu konstrukcyjnego.

Ponadto, zgodnie z § 6.3.5.2(5)B normy EN 1993-1-1, układ stężający musi wytrzymać wpływ sił miejscowych Q_m przyłożonych do każdego stabilizowanego elementu konstrukcyjnego w miejscach przegubów plastycznych, gdzie:

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100}$$

gdzie:

$N_{f,Ed}$ jest siłą osiową w pasie ściskanym stabilizowanego elementu konstrukcyjnego w miejscu przegubu plastycznego

α_m jest współczynnikiem uwzględniającym korzyści statystyczne płynące z utwierdzenia grupy elementów konstrukcyjnych w porównaniu z pojedynczym elementem konstrukcyjnym

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \text{ gdzie } m \text{ jest liczbą elementów do utwierdzenia.}$$

W przypadku stężenia przegubu plastycznego zastrzałami biegnącymi od płatwi (patrz rysunek 6.3) szczególnie istotna jest sztywność ramy w kształcie litery U, którą tworzą płatew i zastrzały. Tam, gdzie proporcje elementów konstrukcyjnych, płatwi lub rozstawów różnią się od stosowanej wcześniej praktyki, należy sprawdzić skuteczność przyjętych rozwiązań. W przypadku braku innych metod, sztywność można sprawdzić w oparciu o pracę Horne'a i Ajmaniego^[4]. A zatem nośny element konstrukcyjny (płatew lub szyna blachy okładzinowej) powinien mieć $I_{y,s}$ o takiej wartości, że:

$$\frac{I_{y,s}}{I_{y,f}} \geq \frac{f_y}{190 \times 10^3} \frac{L(L_1 + L_2)}{L_1 L_2}$$

gdzie:

- f_y jest granicą plastyczności elementu konstrukcyjnego ramy
- $I_{y,s}$ jest geometrycznym momentem bezwładności przekroju nośnego elementu konstrukcyjnego (płatwi lub szyny blachy okładzinowej) względem osi równoległej do osi wzdłużnej elementu konstrukcyjnego ramy (tzn., w normalnej praktyce, osi mocnej płatwi)
- $I_{y,f}$ jest geometrycznym momentem bezwładności przekroju elementu konstrukcyjnego ramy względem osi mocnej
- L to rozpiętość płatwi lub szyny blachy okładzinowej
- L_1 i L_2 są odległościami z każdej strony przegubu plastycznego do naroża (lub kosza) lub punktów przegięcia, zależnie od tego, który punkt znajduje się bliżej przegubu (patrz rysunek 9.18).

Przeguby, które się tworzą, obracają, a następnie zanikają, lub nawet zostają odciążone i obracają się w odwrotnym kierunku, muszą być w pełni stężone. Jednakże przeguby występujące w mechanizmie zniszczenia, ale obracające się tylko po przekroczeniu stanu granicznego nośności (ULS), nie muszą być uznawane za przeguby plastyczne w przypadku sprawdzeń ULS. Przeguby te można łatwo określić za pomocą analizy sprężysto-plastycznej lub analizy graficznej.

Analiza nie może uwzględniać wszystkich tolerancji kształtowników, naprężeń szczytkowych i tolerancji materiałów. Należy zadbać o utwierdzenie miejsc, w których te elementy mogą wpływać na położenia przegubów, np. cieńszego końca skosu, zamiast górnej części słupa. Tam, gdzie wartość momentów zginających zbliżona jest do nośności przy zginaniu plastycznym, należy rozważyć prawdopodobieństwo powstania przegubu.

9.6 Podsumowanie zagadnień projektowych

Stężenie musi charakteryzować się wystarczającą wytrzymałością i sztywnością, aby działało razem z płatwiami, szynami bocznymi i belkami okapowymi w celu przeciwstawiania się oddziaływaniom poziomym, łącznie z wiatrem, oraz zapewnienia ogólnej stateczności budynku oraz lokalnej stabilności słupów i rygli. Stężenie należy zapewnić:

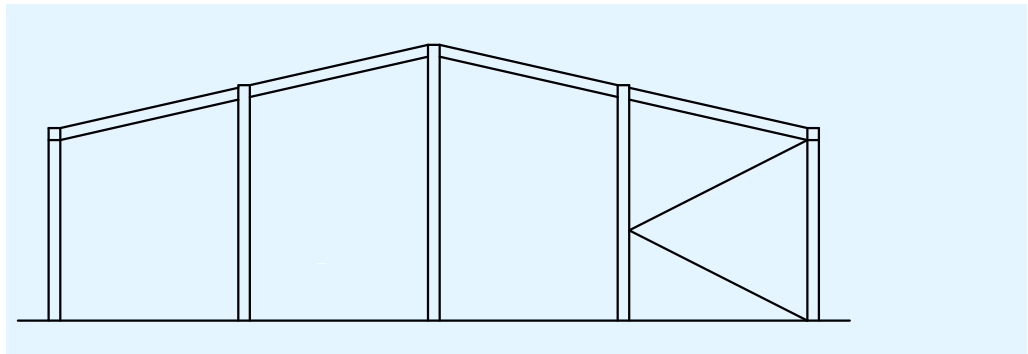
- w ścianach bocznych, w płaszczyźnie pionowej; patrz punkt 9.2,
- w płaszczyźnie poziomej dachu budynku lub w jego pobliżu; patrz punkt 9.3,
- tam gdzie wewnętrzne pasy słupów i rygli są ściskane i potencjalnie niestateczne w celu ich ustabilizowania należy umieścić zastrzały; patrz punkt 9.4,
- w miejscach przegubów plastycznych lub w ich pobliżu w celu zapewnienia utwierdzenia przeciwskrętnego; patrz punkt 9.5.

10 RAMY SZCZYTOWE

10.1 Rodzaje ram szczytowych

Ramy szczytowe występują zazwyczaj w dwóch odmianach:

- Taka sama rama portalowa jak reszta konstrukcji. Słupy szczytowe nie podpierają rygla. Ta odmiana ramy szczytowej jest wykorzystywana ze względu na prostotę lub z uwagi na możliwość przedłużenia konstrukcji w przyszłości.
- Rama szczytowa złożona ze słupków szczytowych oraz swobodnie podpartych rygli. Słupki szczytowe podpierają rygle. W ramach szczytowych tego rodzaju wymagane jest stężenie w płaszczyźnie ramy szczytowej, jak pokazano na rysunku 10.1. Zaletą tej odmiany ramy szczytowej jest to, że rygle i słupy zewnętrzne są mniejsze niż w przypadku ramy portalowej.

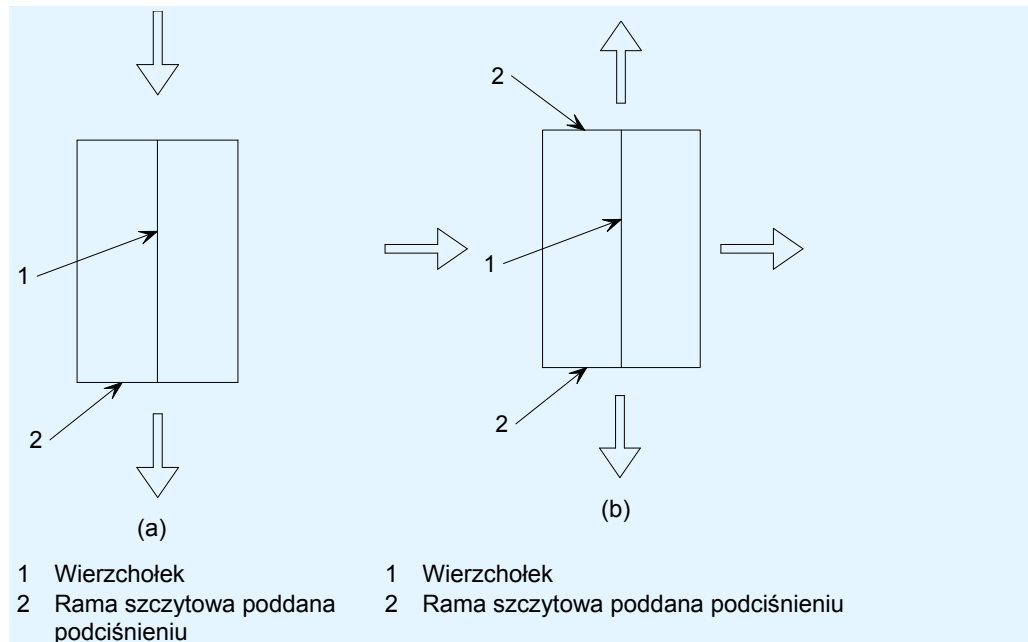


Rysunek 10.1 Rama szczytowa złożona ze słupów, belek i stężenia

10.2 Słupy szczytowe

Słupy szczytowe zaprojektowane są jako pionowe belki rozciągające się od podstawy do rygla. Na poziomie rygla obciążenie poziome przenoszone jest ze słupa szczytowego na stężenie dachowe, na naroża, a następnie na podłoże za pośrednictwem stężenia w elewacjach.

Słup szczytowy jest projektowany do pracy przy ciśnieniu i podciśnieniu. Maksymalne podciśnienie może wystąpić wówczas, gdy rama szczytowa znajduje się w zawietrznej elewacji, jak pokazano na rysunku 10.2 (a), lub, co bardziej prawdopodobne, gdy rama szczytowa jest ustawiona równolegle do kierunku wiatru, jak pokazano na rysunku 10.2 (b).



Rysunek 10.2 Obciążenia wiatrem ram szczytowych

Ciśnienie wewnętrzne lub podciśnienie wpływa na obciążenia netto ramy szczytowej. Jeśli obciążenia netto odpowiadają ciśnieniu zewnętrznemu, zewnętrzne pasy słupów szczytowych są ściskane, ale są utwierdzone z płaszczyzny szynami bocznymi. Jeśli obciążenia netto odpowiadają podciśnieniu zewnętrznemu, wewnętrzne pasy słupów szczytowych są ściskane. Ten przypadek obliczeniowy może być bardziej obciążający spośród tych dwóch. Może istnieć możliwość zmniejszenia długości nieutwierdzonych pasów wewnętrznych słupów szczytowych poprzez wprowadzenie zastrzałów słupa biegnących od szyn bocznych, jak pokazano na rysunku 6.3.

10.3 Rygle szczytowe

W przypadku odmiany ramy szczytowej pokazanej na rysunku 10.1 rygle szczytowe są zazwyczaj swobodnie podpartymi dwuteownikami. Poza przenoszeniem obciążeń pionowych rygle szczytowe często wykorzystywane są jako pasy w układzie stężenia dachowego i ten przypadek obliczeniowy musi zostać zweryfikowany.

Jeśli rama portalowa jest przyjęta jako rama szczytowa, często przyjmuje się tę samą wielkość ramy, pomimo że obciążenia pionowe oddziałujące na ramę końcową są raczej mniejsze. Na ogół zmniejszone obciążenie pionowe oznacza, że rygiel jako część układu stężenia dachowego, może przyjąć siłę osiową bez konieczności zwiększania rozmiaru kształtownika.

11 POŁĄCZENIA

Główne połączenia ramy portalowej to połączenia narożne i wierzchołkowe, które są odporne na zginanie. Szczególnie połączenie narożne musi zazwyczaj przenosić bardzo duży moment zginający. Zarówno połączenia narożne, jak i wierzchołkowe, przy pewnych kombinacjach oddziaływań, poddawane mogą być obciążeniom odwróconym. Układ taki może stanowić istotny przypadek obliczeniowy. Ze względów oszczędnościowych, połączenia należy projektować w taki sposób, aby zredukować do minimum konieczność zapewnienia dodatkowych wzmocnień (zwanых powszechnie elementami usztywniającymi). Na ogół uzyskuje się to poprzez:

- zwiększenie wysokości skosu (zwiększenie ramion dźwigni),
- wydłużenie połączenia nad górny pas rygla (dodatkowy rząd śrub),
- dodanie rzędów śrub,
- wybór mocniejszego kształtownika słupa.

Projektowanie połączeń odpornych na zginanie omówiono szczegółowo w dokumencie *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 11: Połączenia zginane*^[5].

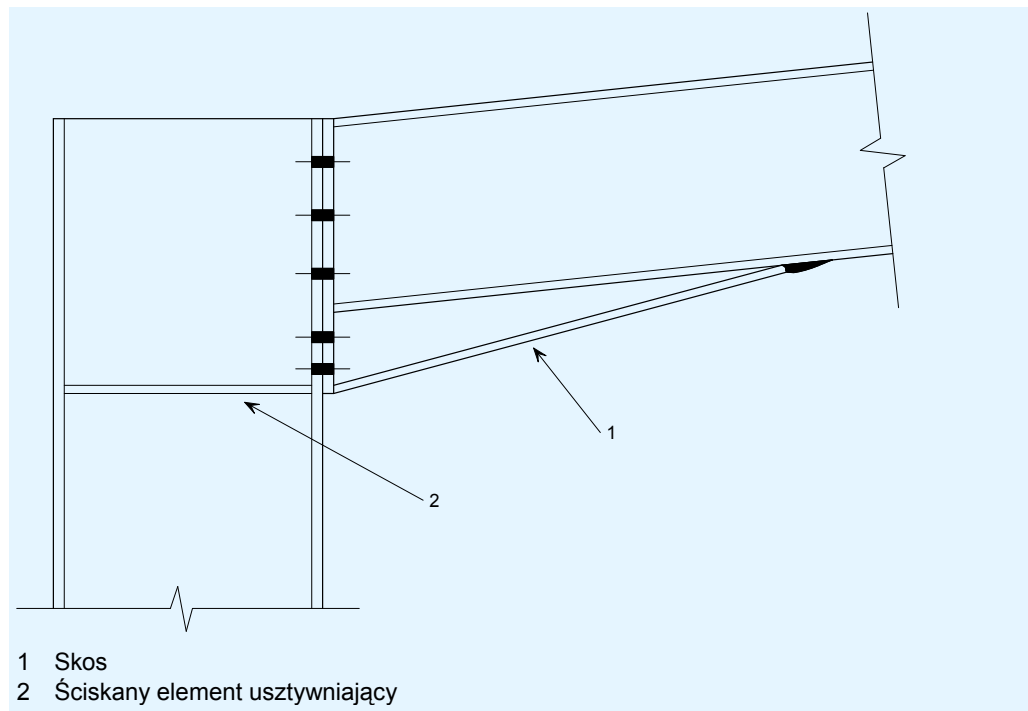
11.1 Połączenia narożne

Typowe połączenie narożne pokazano na rysunku 11.1. Poza zwiększeniem nośności rygla przy zginaniu, dodanie skosu zwiększa ramiona dźwigni śrub w strefie rozciągania, co jest istotne, jeśli połączenie przenosi duży moment zginający. Zazwyczaj śruby w strefie rozciągania (górne śruby poddawane konwencjonalnemu obciążeniu od ciężaru własnego konstrukcji) nominalnie przeznaczone są do przenoszenia naprężenia wynikającego z przyłożonego momentu, natomiast dolne śruby (przylegające do ściskanego elementu usztywniającego) są nominalnie przeznaczone do przenoszenia ścinania pionowego, którego wartość jest na ogół niewielka.

W związku z tym, że elementy konstrukcyjne ramy portalowej wybiera się pod względem nośności przy zginaniu, w ramach tych najczęściej stosuje się wysokie elementy konstrukcyjne o stosunkowo cienkich środnikach. Zazwyczaj wymagane jest zastosowanie ściskanego elementu usztywniającego. Konieczne może być również wzmocnienie panelu środnika słupa za pomocą skośnego elementu usztywniającego lub dodatkowej blachy środnika (zwanej uzupełniającą blachą środnika).

Blachę doczołową i słup można wydłużyć ponad górną powierzchnię rygla i umieścić tam dodatkową parę śrub. Jest mało prawdopodobne, aby blacha doczołowa rygla wymagała usztywnienia, ponieważ można po prostu zwiększyć jej grubość, jednakże często okazuje się, że należy lokalnie wzmocnić pas słupa w miejscu śrub rozciąganych. Elementy usztywniające są drogie, więc w dobrze zaprojektowanym połączeniu konieczność umieszczenia elementów usztywniających jest zminimalizowana dzięki rozsądnemu wyborowi geometrii połączenia.

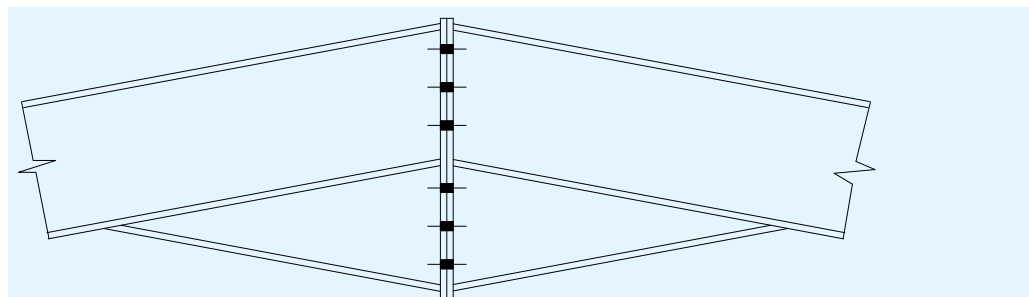
W przypadku występowania odwróconego momentu zginającego, może być konieczne umieszczenie elementu usztywniającego środnik słupa w górnej części słupa, wyrównanego z górnym pasem ryglu.



Rysunek 11.1 Typowe połączenie narożne

11.2 Połączenia wierzchołkowe

Typowe połączenie wierzchołkowe pokazano na rysunku 11.2. W przypadku działania normalnych obciążeń, dolna część połączenia jest rozciągana. Skos umieszczony pod rygłem, który w przypadku ram obciążonych niewielkimi siłami może być zwykłą wydłużoną blachą doczołową, służy do zwiększenia ramion dźwigni śrub rozciąganych, zwiększając tym samym nośność przy zginaniu. Skos jest zwykle niewielki i krótki i nie uwzględnia się go w projekcie ramy.



Rysunek 11.2 Typowe połączenie wierzchołkowe

11.3 Podstawy, blachy podstawy i fundamenty

11.3.1 Ogólne

W niniejszym dokumencie przyjęta została następująca terminologia komponentów występujących w obszarze fundamentu:

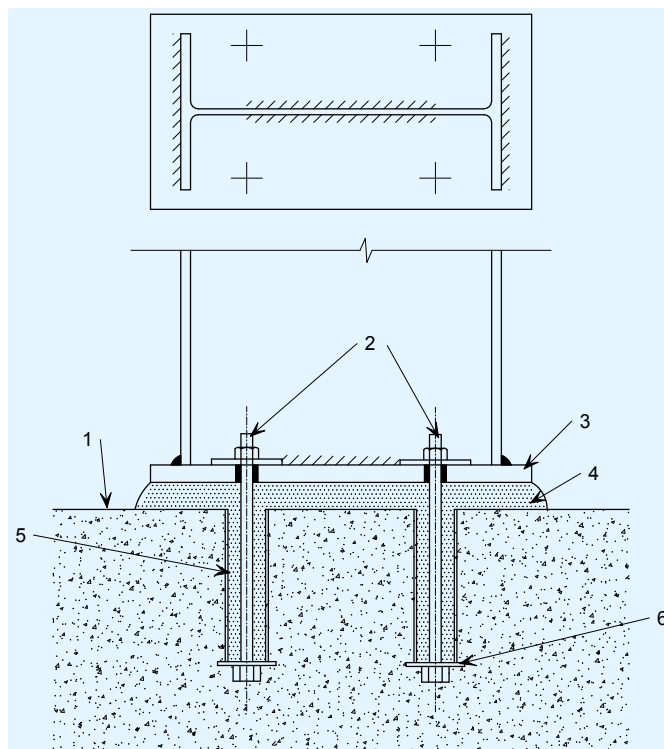
- Podstawa — połączony układ blachy podstawy, śrub mocujących oraz fundamentu betonowego. Terminy *nominalnie przegubowa* oraz *nominalnie sztywna* są zazwyczaj używane w odniesieniu do funkcjonowania podstawy, w stosunku do jej sztywności.
- Blacha podstawy — blacha stalowa u podstawy słupa połączona ze słupem spoinami pachwinowymi.
- Śruby mocujące — śruby przechodzące przez blachę podstawy, zakotwione w betonowym fundamencie.
- Fundament — betonowa podstawa niezbędna do przeciwstawiania się ściskaniu, podnoszeniu, oraz, tam, gdzie to konieczne, momentom wywracającym.
- Płyty kotwiące — płyty lub kątowniki służące do kotwienia śrub mocujących w fundamencie. Ich rozmiar powinien być taki, aby zapewniał wystarczający współczynnik bezpieczeństwa zabezpieczający przed zniszczeniem dociskowym betonu.

W większości przypadków wykorzystuje się podstawę nominalnie przegubową, ze względu na to, że zastosowanie podstawy nominalnie sztywnej, która jest odporna na zginanie, jest trudne i kosztowne. Nie chodzi tylko o to, że połączenie podstawy stalowej jest znacznie droższe, ale koszt jest znacznie podwyższany także przez fakt, że fundament musi być również odporny na zginanie.

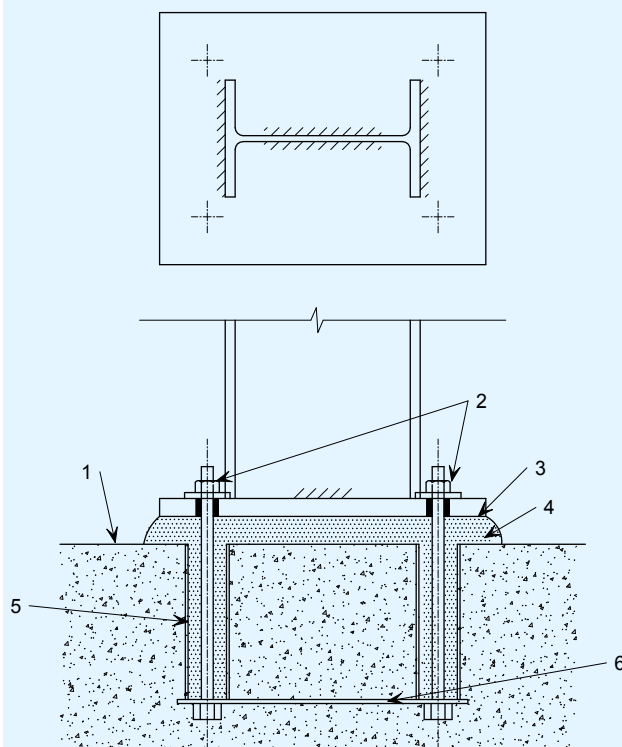
Jeśli na słupie oparte są belki podsuwnicowe, w celu zmniejszenia ugięć do dopuszczalnych wartości granicznych konieczne może być zastosowanie podstaw odpornych na zginanie. Szczegóły typowych połączeń blachy podstawy z fundamentem pokazano na rysunkach od rysunku 11.3 do rysunku 11.5.

W przypadku nominalnie przegubowej podstawy większych słupów, śruby mogą znajdować się w całości wewnątrz profilu słupa (rysunek 11.3(a)). Natomiast w przypadku mniejszych słupów (o wysokości przekroju mniejszej niż około 400 mm) wykorzystuje się większą blachę podstawy słupa, tak aby śruby można było przesunąć poza pasy (rysunek 11.3(b)).

Nominalnie sztywną, odporną na zginanie podstawę uzyskuje się poprzez zastosowanie większego ramienia dźwigni śrub oraz sztywniejszej blachy podstawy poprzez zwiększenie grubości blachy, jak pokazano na rysunku 11.4. W przypadku połączeń poddawanych dużym momentom zginającym konieczne może być zastosowanie dodatkowych blach węzłowych, jak pokazano na rysunku 11.5.



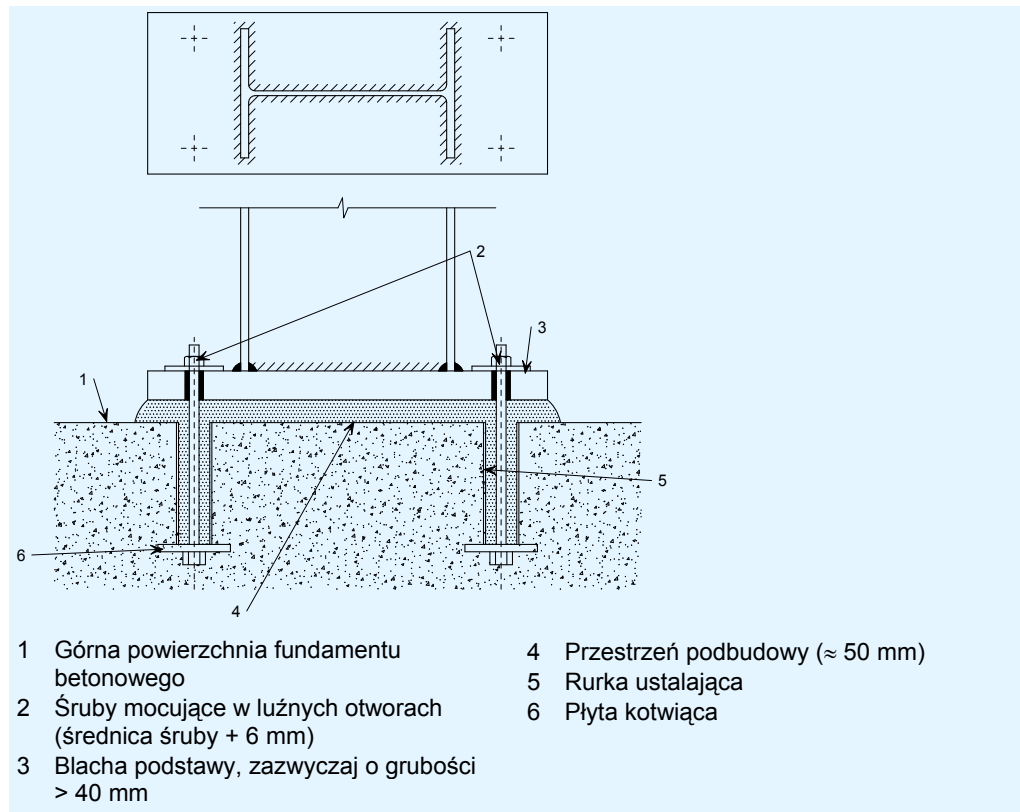
(a) W przypadku słupów o wysokości przekroju większej lub równej 400 mm śruby mocujące mogą znajdować się w całości wewnątrz profilu kształtownika



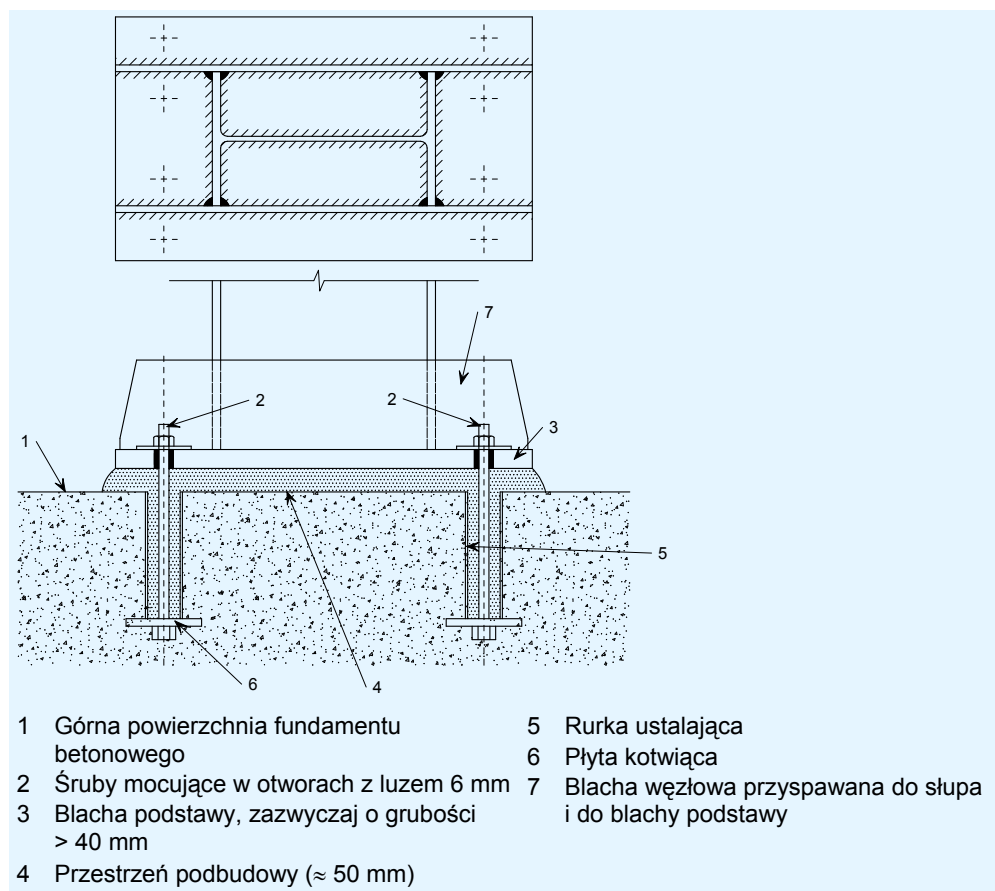
(b) W przypadku słupów o wysokości przekroju mniejszej niż 400 mm śruby mogą znajdować się na zewnątrz profilu kształtownika

- | | |
|--|---|
| 1 Górna powierzchnia fundamentu betonowego | 4 Przestrzeń podbudowy (≈ 50 mm) |
| 2 Śruby mocujące w luźnych otworach (średnica śruby + 6 mm) | 5 Rurka ustalająca |
| 3 Blacha podstawy, zazwyczaj o grubości 15 mm | 6 Płyta kotwiąca |

Rysunek 11.3 Typowe podstawy nominalnie przegubowe



Rysunek 11.4 Typowa podstawa nominalnie sztywna i odporna na zginanie



Rysunek 11.5 Podstawa nominalnie sztywna i odporna na zginanie z blachami węzłowymi w przypadku dużych momentów zginających

11.3.2 Bezpieczeństwo podczas montażu

W celu zapewnienia stateczności podczas montażu, zwykle w blasze podstawy słupa montuje się co najmniej cztery śruby. Alternatywne rozwiązanie polega na umieszczeniu tymczasowej podpory tuż po zmontowaniu słupa, co jest na większości placów budowy niepraktyczne i może wywoływać zagrożenia.

11.3.3 Nośność przy działaniu sił poziomych

Największymi siłami poziomymi oddziałującymi na podstawę słupa są na ogół siły skierowane na zewnątrz w wyniku zginania słupa spowodowanego pionowym obciążeniem dachu.

Poziomym reakcjom skierowanym na zewnątrz można przeciwstawiać się na kilka sposobów poprzez:

- Bierny nacisk gruntu na boczną powierzchnię fundamentu, jak pokazano na rysunku 11.6 (a)
- Ściąg osadzony w płycie stropowej, połączony z podstawą słupa, jak pokazano na rysunku 11.6 (b)
- Ściąg rozpięty na całej szerokości ramy, łączący oba słupy pod płytą stropową lub w płycie stropowej, jak pokazano na rysunku 11.6 (c) i (d).

Zdecydowanie najpowszechniej stosowaną metodą przeciwstawiania się siłom poziomym jest bierny nacisk gruntu. Ekonomiczne zalety tej metody polegają na tym, że wielkość fundamentu wymagana do przeciwstawiania się podnoszeniu jest na ogół wystarczająca do zapewnienia dostatecznego biernego nacisku gruntu. Jednakże bierny opór otaczającego gruntu może mieć wartość niższą od przewidywanej, jeśli grunt nie jest prawidłowo zagęszczony, a odwodnienia i rowy instalacyjne znajdujące się obok ramy mogą znacznie zmniejszać bierny opór.

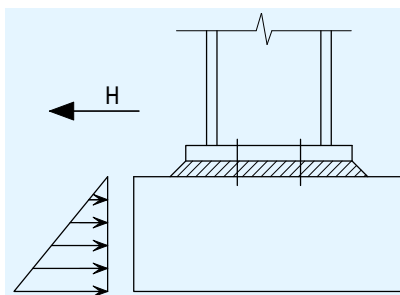
Zamiast tego można wykorzystać pręt połączony ze słupem, osadzony w płycie stropowej i owinięty na końcu w celu umożliwienia ruchu pionowego. Może to być rozwiązanie stosunkowo tanie. Zastosowanie tego rozwiązania może prowadzić do miejscowych pęknięć płyty stropowej, oraz, w przypadku wykorzystywania płyt stropowych o wysokich parametrach, może powodować utratę gwarancji płyty stropowej. Długość pręta należy wyznaczyć za pomocą granicznej nośności przy wrywaniu, niezbędnej do przeciwstawienia się sile poziomej.

Najpewniejszą metodą przeciwstawienia się siłom poziomym jest zastosowanie ściągu rozpiętego na całej szerokości ramy, przymocowanego do obu słupów. Rozwiązanie to cechuje wyższy koszt materiału i robocizny, a ściąg może zostać uszkodzony w wyniku prac prowadzonych na budowie. Ściąg o długości równej pełnej rozpiętości ramy na ogół utrudnia montaż konstrukcji, który jest prowadzony od wewnątrz obrysu budynku.

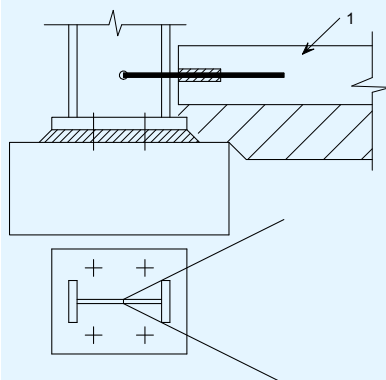
11.3.4 Blachy podstawy i śruby mocujące

Ustalenie szczegółów blachy podstawy i śrub mocujących należy zazwyczaj do zakresu odpowiedzialności wykonawcy konstrukcji stalowej. Jednakże w dokumentacji kontraktowej należy wyraźnie określić granice odpowiedzialności za projekt szczegółów fundamentu, ponieważ niezbędne może być zaprojektowanie specjalnego rozstawu zbrojenia lub specjalnych szczegółów.

Blachy podstawy wykonuje się na ogół ze stali gatunku S235 lub S275.

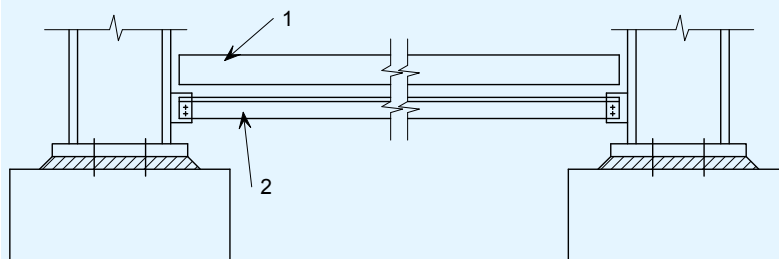


(a) Bierny nacisk gruntu



1 Owinięty pręt

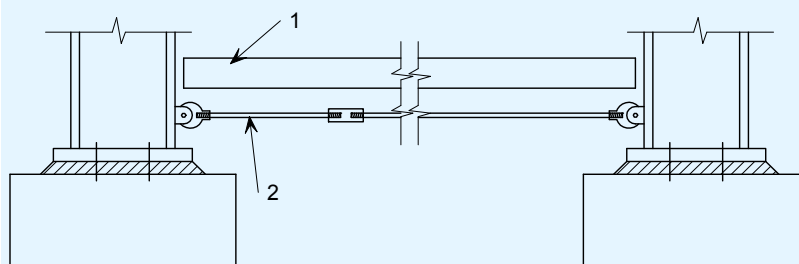
(b) Ściąg osadzony w płycie stropowej; należy zwrócić uwagę na owinięcie wokół zewnętrznej części pręta w celu zapobieżenia uszkodzeniu płyty na skutek nierównomiernego osiadania



1 Płyta stropowa

2 Kątownik owinięty taśmą w celu zapobieżenia korozji

(c) Ściąg pomiędzy słupami wykonany z kątownika



1 Płyta stropowa

2 Pręt o dużej wytrzymałości na rozciąganie z gwintowanymi końcami i łącznikiem, owinięty taśmą w celu zapobieżenia korozji

(d) Ściąg pomiędzy słupami wykonany z pręta

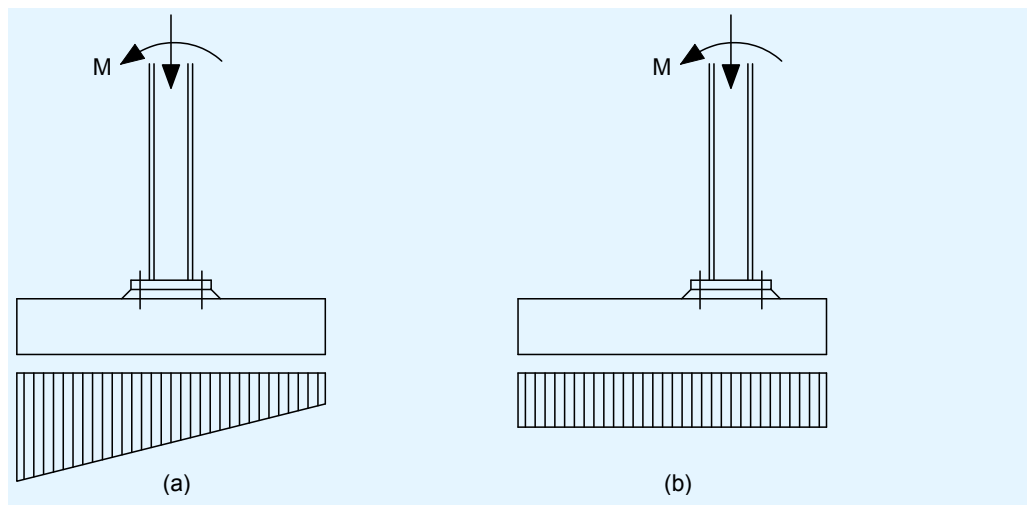
Rysunek 11.6 Metody przeciwstawiania się siłom poziomym działającym przy fundamentach

Średnicę śruby wyznacza się na ogół, uwzględniając siły podnoszące i siły ścinające wywierane na śruby, ale zazwyczaj średnica ta wynosi minimum 20 mm. Często jednak stosuje się duży zapas, pozwalający uwzględnić nieobliczalny wpływ nieprawidłowego położenia śrub oraz łącznego oddziaływania siły ścinającej i momentu zginającego na śrubę, gdy cementacja jest niepełna.

Długość śruby należy wyznaczyć według własności betonu, rozstawu śrub oraz siły rozciągającej. Natomiast długość części osadzonej można w prosty sposób wyznaczyć przyjmując założenie, że siła śruby przeciwstawia się stożkowa powierzchnia betonu. Natomiast w przypadku, gdy wymagana jest wyższa nośność przy podnoszeniu, zamiast pojedynczych płyt kotwiących, można zastosować kątowniki lub blachy łączące pary śrub. W ostatnim etapie projektowania konstruktor powinien przeprowadzić obliczenia sprawdzające wykonalność zaproponowanego rozstawu śrub.

11.3.5 Obliczenia fundamentu w stanie granicznym pożarowym

Jeśli fundament zaprojektowany jest tak, aby mógł wytrzymać moment zginający spowodowany zniszczeniem rygla na skutek pożaru, wówczas zarówno blachę podstawy, jak i sam fundament należy tak zaprojektować, aby mogły wytrzymać ten moment zginający, jak pokazano na rysunku 11.7 (a). Może również istnieć możliwość odsunięcia podstawy w celu zmniejszenia lub wyeliminowania mimośrodowości spowodowanej przez moment zginający w celu uzyskania równomiernego rozkładu nacisku pod podstawą, jak pokazano na rysunku 11.7 (b).



Rysunek 11.7 Fundament ramy portalowej w stanie granicznym pożarowym

11.4 Podsumowanie zagadnień projektowych

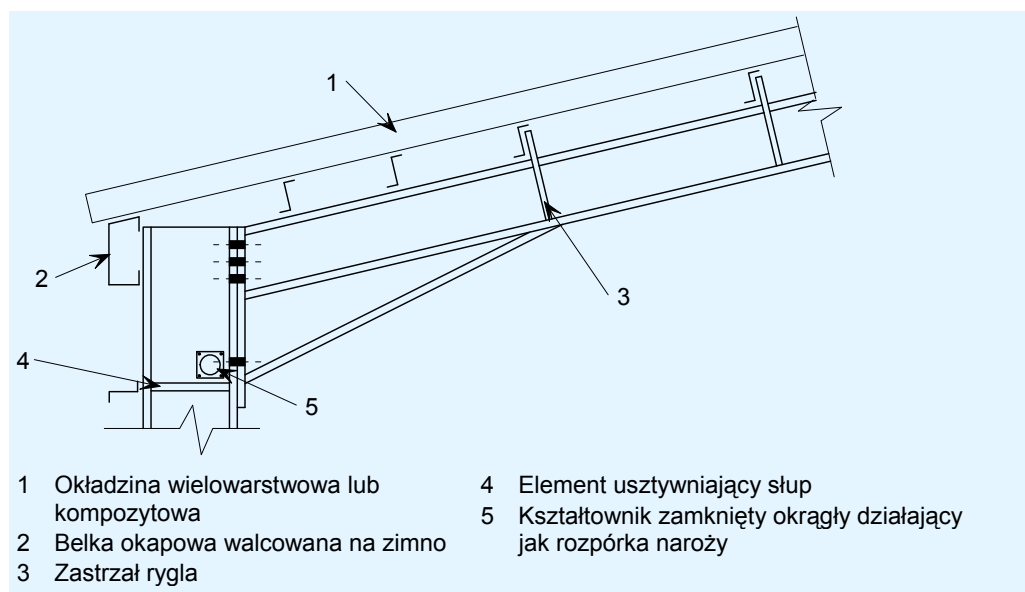
- W celu zminimalizowania wszelkich dodatkowych miejscowych wzmocnień należy zastosować połączenia odporne na zginanie.
- Bardziej ekonomicznym rozwiązaniem jest zazwyczaj zastosowanie nominalnie przegubowych podstaw słupa.
- Jak pokazuje doświadczenie, połączenie za pomocą czterech śrub z blachą podstawy o stosunkowo małej grubości może zachowywać się w rzeczywistości jak przegub, zapewniający jednakże mimo to wystarczającą sztywność niezbędną do bezpiecznego montażu.
- Szczególną uwagę należy zwrócić na wytrzymałość na siły ścinające, zarówno w podstawie słupa, jak i w fundamencie.

12 DRUGORZĘDNE KOMPONENTY KONSTRUKCYJNE

12.1 Belka okapowa

Formowany na zimno element konstrukcyjny łączący poszczególne ramy na poziomie okapu (oznaczony cyfrą 2 na rysunku 12.1) nazywany jest na ogół belką okapową.

Podstawową funkcją belki okapowej jest podparcie okładziny dachowej, ścian bocznych oraz rynien wzdłuż okapu, ale może on również służyć do zapewnienia bocznego utwierdzenia w górnej części zewnętrznego pasa słupa.



Rysunek 12.1 Szczegół skosu z belką okapową

12.2 Rozpórka naroży

W przypadku zastosowania po obu stronach konstrukcji pionowego stężenia ścian bocznych odpornego na rozciąganie i ściskanie (patrz punkt 9.2) rozpórka naroży wymagana jest wyłącznie w przęsłach końcowych. Jednakże dobrą praktyką jest umieszczenie pomiędzy słupami elementu konstrukcyjnego działającego jak ściąga podczas montażu i zapewniającego dodatkową odporność konstrukcji.

Jeśli przegub plastyczny na dole naroża utwierdzony jest za pomocą kształtownika zamkniętego okrągłego, jak pokazano na rysunku 12.1, kształtownik ten może pełnić zarówno funkcję rozpórki wzdłużnej, jak i utwierdzenia przegubu plastycznego. Jeśli element konstrukcyjny pełniący rolę rozpórki naroży zostanie umieszczony powyżej tego poziomu, wówczas nie zapewnia on utwierdzenia przegubu plastycznego na dole skosu.

13 PROJEKTOWANIE WIELONAWOWYCH RAM PORTALOWYCH

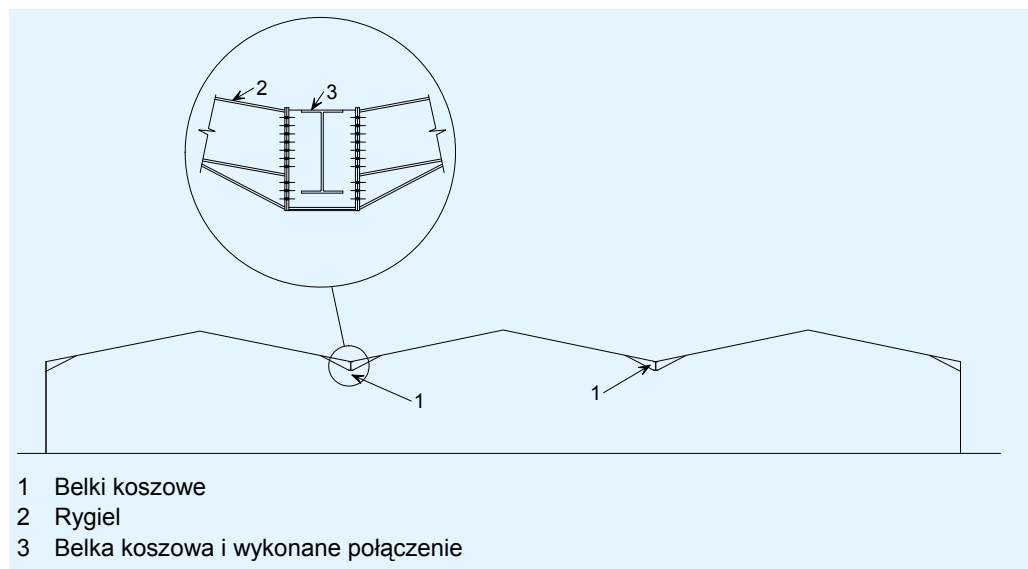
13.1 Ogólne

Większość aspektów zachowania się i wielonawowych ram portalowych i ich projektowania jest podobna do konstrukcji jednonawowych. W niniejszym rozdziale omawiane są powszechnie stosowane typy ram wielonawowych oraz podkreślane są najważniejsze różnice pomiędzy nimi.

13.2 Rodzaje wielonawowych ram portalowych

13.2.1 Belki koszowe oraz ramy „pełne” i „niepełne”

W przypadku wielonawowych budynków opartych na ramach portalowych, w celu wyeliminowania niektórych słupów wewnętrznych, powszechnie wykorzystuje się belki koszowe. Najczęściej eliminuje się co drugi słupek, a kosz ramy oparty jest na tzw. belce koszowej rozpiętej pomiędzy słupami sąsiednich ram, jak pokazano na rysunku 13.1. Taki układ nazywany jest często układem z ramami „pełnymi” i „niepełnymi”, w którym ramy ze słupami są ramami „pełnymi”. Czasem pomija się więcej niż jeden słupek, chociaż takie układy wymagają zastosowania bardzo dużych belek koszowych i obniżają zarówno sztywność, jak i stateczność konstrukcji, nawet wówczas, gdy do stabilizacji ram bez słupów wykorzystane są pozostałe pełne ramy.



Rysunek 13.1 Belki koszowe

Belki koszowe mogą być podpierane przez słupy podpierające jako konstrukcje swobodnie podparte lub konstrukcje ciągłe. Wybór pomiędzy tymi dwoma rozwiązaniami jest z reguły uzależniony od względnego kosztu cięższej belki w przypadku konstrukcji swobodnie podpartej i droższego połączenia w przypadku konstrukcji ciągłej.

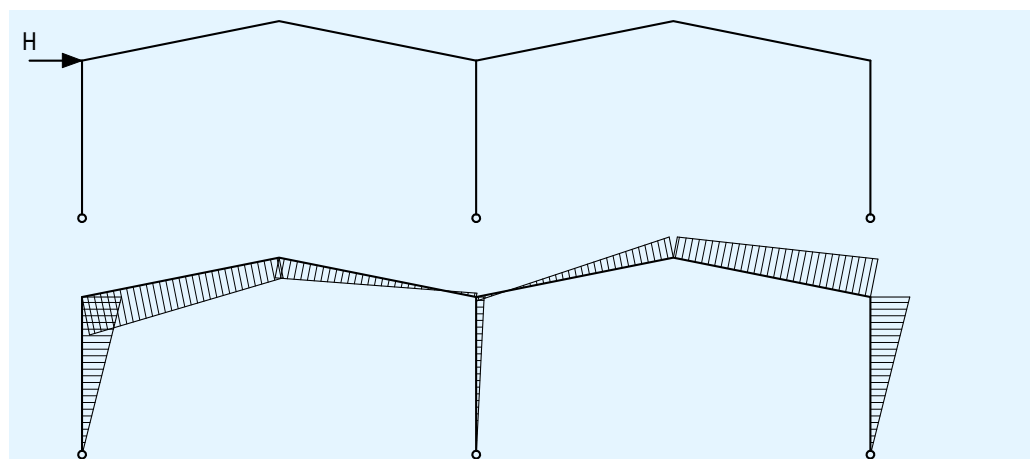
Belki koszowe tworzą często co najmniej jedną sztywną ramę ze słupami wewnętrznymi wzdłuż kosza w celu zapewnienia ogólnej stateczności konstrukcyjnej w płaszczyznach prostopadłych do tej ramy (tych ram). Pozwala to uniknąć krzyżulców w rzędach słupów wewnętrznych, które są często nie do przyjęcia ze względu na planowane użytkowanie budynku. Ewentualnie można w płaszczyźnie rygli umieścić wysoką kratownicę, rozciągającą się pomiędzy zewnętrznymi elewacjami. W przypadku długich kratownic w konstrukcjach wielonawowych zamiast kratownicy umieszczonej jedynie w przęśle końcowym powszechnie stosuje się kratownice o długości dwóch przęseł.

13.3 Stateczność

Większość wielonawowych ram portalowych ma smukłe słupy wewnętrzne. Gdy do tych ram przyłożona jest siła pozioma, na te smukłe słupy wewnętrzne oddziałuje jedynie niewielki moment zginający, ponieważ słupy zewnętrzne są znacznie sztywniejsze. Typowy wykres momentu zginającego pokazano na rysunku 13.2.

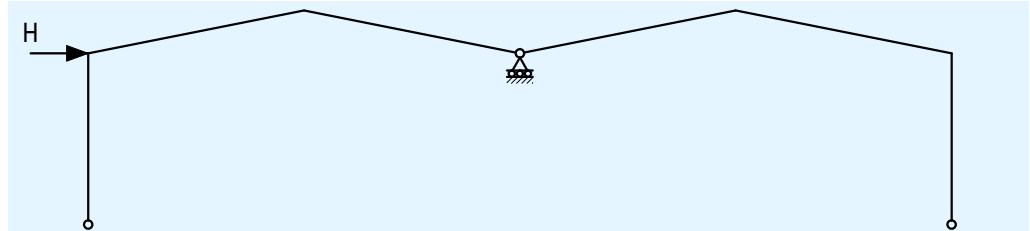
Ta różnica w rozkładzie momentu zginającego oraz związane z nią obniżenie sztywności słupa wewnętrznego ma znaczący wpływ na zachowanie ramy. W stanie granicznym nośności rama prawdopodobnie będzie funkcjonować przy od 20 do 30% jej całkowitego sprężystego obciążenia krytycznego. Wraz z rozprzestrzenianiem się plastyczności z krytycznego położenia przegubu zmniejsza się efektywne obciążenie krytyczne, podczas, gdy nadal rośnie współczynnik efektywnego obciążenia krytycznego.

Problem tego efektu jest rozwiązywany przez odpowiednie oprogramowanie do analizy sprężysto-plastycznej drugiego rzędu.



Rysunek 13.2 Momenty zginające w typowej dwunawowej ramie poddanej poziomemu obciążeniu

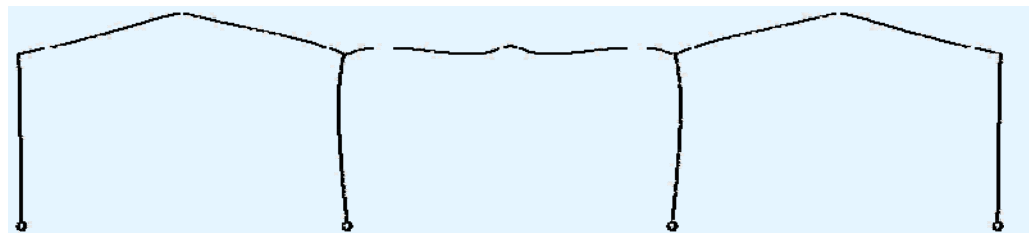
Ramę na rysunku 13.2 można rozpatrywać jako dwie ramy składowe, z których każda składa się z zewnętrznego słupa i pary rygli, jak pokazano na rysunku 13.3. Generalnie w przypadku ram wielonawowych, większą część sztywności zapewniają dwie zewnętrzne ramy składowe, więc ten sam model pary ram składowych można zastosować do obliczeń wykonywanych ręcznie. Jeśli ma zostać uwzględniona również sztywność słupów wewnętrznych, zaleca się skorzystanie z oprogramowania do analizy całej ramy.



Rysunek 13.3 Ramy składowe typowej ramy dwunawowej

Jeśli znaczącą część sztywności zapewniają słupy wewnętrzne, wówczas pominięcie ich jest nieopłacalne i lepsze jest wykonanie szczegółowej analizy całej ramy przy użyciu oprogramowania.

13.4 Niestateczność na przeskok



Rysunek 13.4 Niestateczność na przeskok

Jak pokazano na rysunku 13.4, obniżona sztywność przechyłowa ram o trzech lub więcej nawach może prowadzić do niestateczności na przeskok wewnętrznej nawy. Takie konstrukcje można sprawdzić przy użyciu odpowiedniego oprogramowania, aby zapewnić ich zadowalające zachowanie. W załączniku B przedstawiono wskazówki dotyczące szacowania wrażliwości na przeskok.

13.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

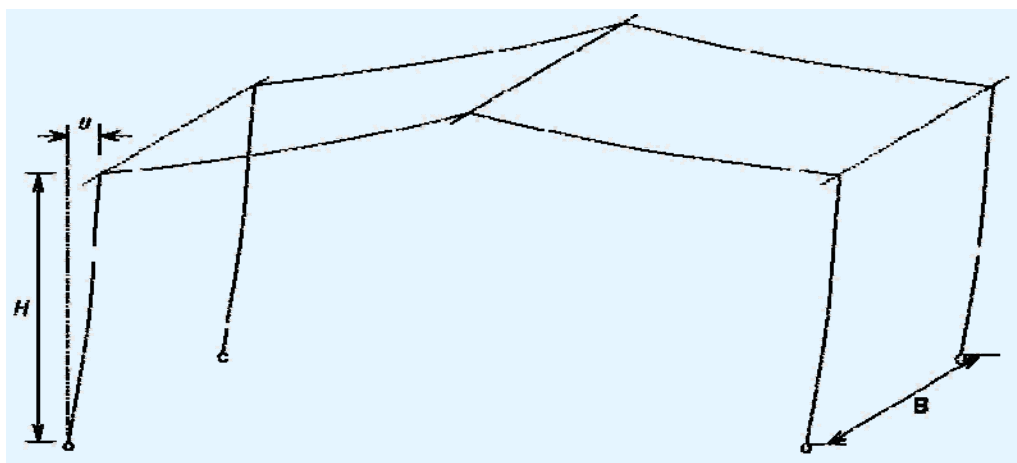
- Wiele aspektów zachowania się wielonawowych ram portalowych i jest podobnych do ram jednonawowych
- Szczególną uwagę należy poświęcić stateczności na przechył i stateczności na przeskok ram wielonawowych.

LITERATURA

- 1 EN 1993-1-1: Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych. Reguły ogólne i reguły dla budynku
- 2 Konstrukcje stalowe w Europie
Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe-. Część 2: Projekt koncepcyjny
- 3 FISHER, J.M.
Industrial buildings
Rozdział 6.1 w Construction steel design: an international guide
Elsevier Applied Science, Londyn, 1992
- 4 HORNE, M.R. i AJMANI, J.L.
Failure of columns laterally supported on one flange: Discussion
The structural Engineer, Tom 51, Nr 7, Lipiec 1973
- 5 Konstrukcje stalowe w Europie
Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 11: Połączenia zginane
- 6 LIM, J, KING, C.M, RATHBONE, A, DAVIES, J.M i EDMONDSON,
V Eurocode 3: The in-plane stability of portal frames
The Structural Engineer, Tom 83. Nr 21, 1 listopada 2005

ZAŁĄCZNIK A Praktyczne wartości graniczne przemieszczeń i ugięć w przypadku budynku jednokondygnacyjnego

A.1 Przemieszczenia poziome ram portalowych



Rysunek A.1 Definicja przemieszczenia poziomego

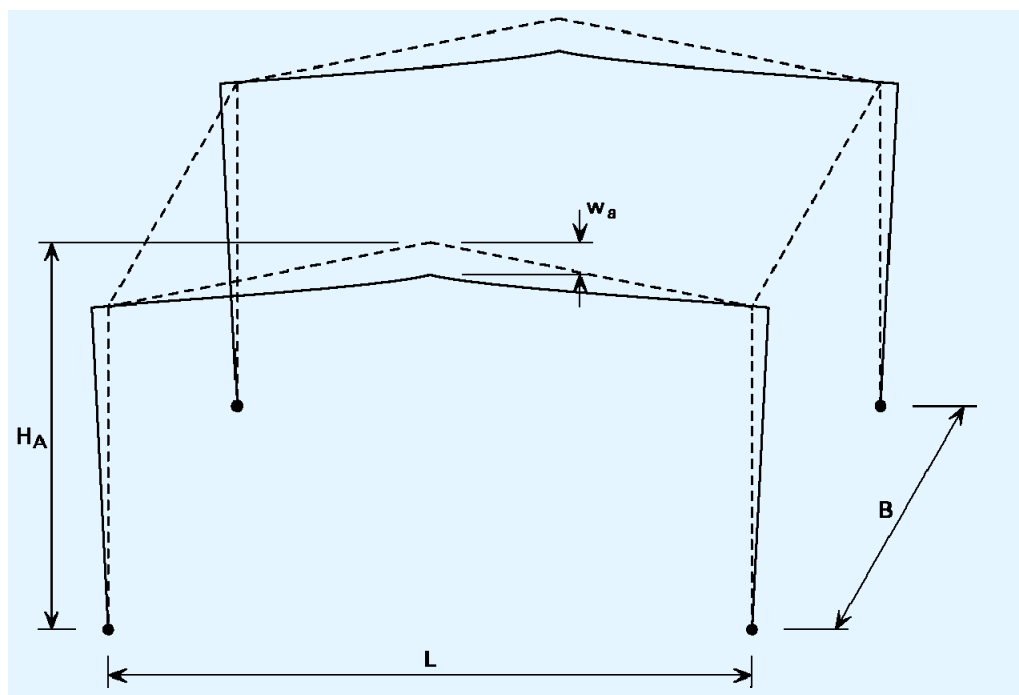
W Eurokodach branży budowlanej nie podano wprost wartości granicznych poziomych przemieszczeń konstrukcji opartych na ramach portalowych. Wartości graniczne są ustalane na szczeblu krajowym poprzez zarządzenia lub przyjętą praktykę branżową.

Typowe wartości graniczne przemieszczeń poziomych podano w Tabeli A.1.

Tabela A.1 Typowe wartości graniczne przemieszczeń poziomych

| Kraj | Konstrukcja | Wartości graniczne przemieszczeń u | Komentarze |
|-----------|---|---|--|
| Francja | <p>Ramy portalowe bez suwnic Budynki bez szczególnych wymagań odnośnie przemieszczeń.</p> <p>Przemieszczenie u góry słupów</p> <p>Różnica przemieszczenia pomiędzy dwoma sąsiadującymi ramami portalowymi</p> <p>Element konstrukcyjny podpierający okładzinę metalową</p> <p>Słupek</p> <p>Szyna</p> <p>Inne budynki jednokondygnacyjne Budynki z określonymi szczególnymi wymaganiami odnośnie przemieszczeń (ze ścianami z materiałów kruchych, o wysokich wymaganiach estetycznych itp.)</p> <p>Przemieszczenie u góry słupów</p> <p>Różnica przemieszczenia pomiędzy dwoma sąsiadującymi ramami portalowymi</p> | <p>$H/150$</p> <p>$B/150$</p> <p>$H/150$</p> <p>$B/150$</p> <p>$H/250$</p> <p>$B/200$</p> | <p>Wartości są podane we francuskim Załączniku krajowym do normy EN 1993-1-1 powinny być stosowane, jeżeli nic innego nie zostało uzgodnione z klientem.</p> <p>Wartości przemieszczeń obliczone na podstawie kombinacji charakterystycznych należy porównać z tymi wartościami granicznymi.</p> |
| Niemcy | | | <p>Nie istnieją krajowe wartości graniczne przemieszczeń. Należy stosować wartości graniczne zawarte w instrukcjach producenta (aprobatach technicznych) lub uzgodnione z klientem.</p> |
| Hiszpania | <p>Ramy portalowe (bez elementów kruchych podatnych na uszkodzenia w przegrodach zewnętrznych, fasadzie i dachu)</p> <p>Budynki jednokondygnacyjne z dachami poziomymi (bez elementów kruchych podatnych na uszkodzenia w przegrodach zewnętrznych, fasadzie i dachu)</p> | <p>$H/150$</p> <p>$H/300$</p> | <p>Wartości są podane w krajowej specyfikacji technicznej dla konstrukcji stalowych oraz w technicznych przepisach budowlanych i powinny być wykorzystywane, jeżeli nic innego nie zostało uzgodnione z klientem.</p> |

A.2 Ugięcia ram portalowych



Rysunek A.2 Definicje ugięcia wierzchołka ramy portalowej

Typowe wartości graniczne ugięć obowiązujące w niektórych krajach podano w Tabeli A.2.

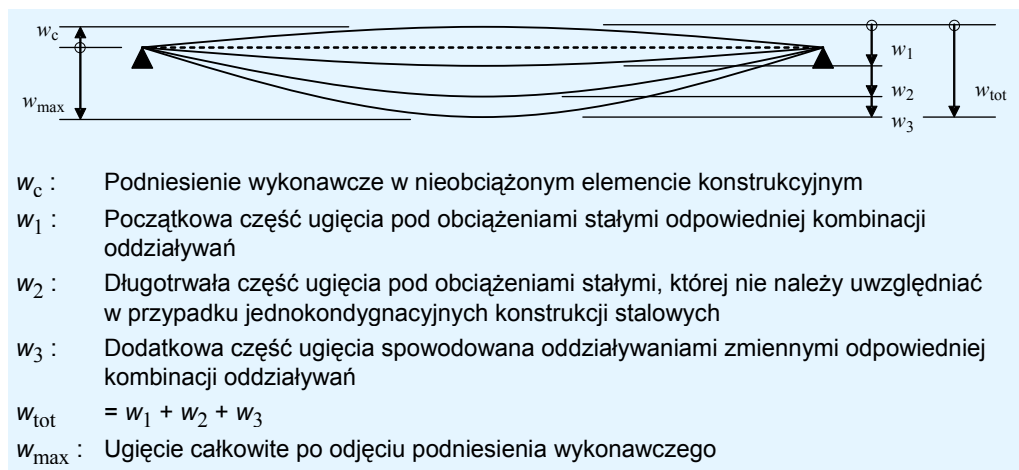
Tabela A.2 Wartości graniczne ugięć

| Kraj | Konstrukcja | Wartości graniczne ugięć | | Komentarze |
|---------|---|--------------------------|---------|---|
| | | w_{max} | w_3 | |
| Francja | Dachy — ogólnie | $L/200$ | $L/250$ | Wartości są podane w Załączniku krajowym do normy EN 1993-1-1 i powinny być wykorzystywane, jeżeli nic innego nie zostało uzgodnione z klientem. Wartości ugięć obliczone na podstawie kombinacji charakterystycznych należy porównać z tymi wartościami granicznymi. |
| | Dachy, na których często przebywa personel w celach innych niż konserwacyjne | $L/200$ | $L/300$ | |
| | Dachy podtrzymujące elementy gipsowe lub inne kruche materiały, bądź części nieelastyczne | $L/250$ | $L/350$ | |
| Niemcy | | | | Nie istnieją krajowe wartości graniczne przemieszczeń. Należy stosować wartości graniczne zawarte w instrukcjach producenta (aprobatach technicznych) lub uzgodnione z klientem. |

A.2.1 Ugięcia poziomych elementów konstrukcyjnych dachu

Stany graniczne użytkowości

W Tabeli A.3 podane zostały wytyczne dotyczące wartości granicznych ugięć dla wybranych krajów europejskich. Definicję ugięcia podaną w Załączniku A do normy EN 1990 powielono na rysunku A.3.



Rysunek A.3 Definicja ugięć

Tabela A.3 Zalecane wartości graniczne ugięć

| Kraj | Konstrukcja | Wartości graniczne ugięć | | Komentarze |
|-----------|---|--------------------------|---------|---|
| | | w_{max} | w_a | |
| Francja | Dachy — ogólnie | $L/200$ | $L/250$ | Wartości są podane w Załączniku krajowym do normy EN 1993-1-1 i powinny być wykorzystywane, jeżeli nic innego nie zostało uzgodnione z klientem. Wartości ugięć obliczone na podstawie kombinacji charakterystycznych należy porównać z tymi wartościami granicznymi. |
| | Dachy, na których często przebywa personel w celach innych niż konserwacyjne | $L/200$ | $L/300$ | |
| | Dachy podtrzymujące elementy gipsowe lub inne kruche materiały, bądź części nieelastyczne | $L/250$ | $L/350$ | |
| Niemcy | | | | Nie istnieją krajowe wartości graniczne przemieszczeń. Należy stosować wartości graniczne zawarte w instrukcjach producenta (aprobatach technicznych) lub uzgodnione z klientem. |
| Hiszpania | Dachy — ogólnie | $L/300(*)$ | - | Wartości są podane w krajowej specyfikacji technicznej dla konstrukcji stalowych oraz w technicznych przepisach budowlanych i powinny być wykorzystywane, jeżeli nic innego nie zostało uzgodnione z klientem. |
| | Dachy z dostępem wyłącznie w celu wykonania prac konserwacyjnych | $L/250(*)$ | | |

(*) Te wartości odnoszą się do $w_2 + w_3$ ale $w_2 = 0$ w przypadku konstrukcji stalowych.

Stan graniczny nośności: Zastoiska

W przypadku dachów o spadku poniżej 5% należy przeprowadzić dodatkowe obliczenia sprawdzające, czy nie może dojść do zniszczenia z powodu ciężaru wody:

- nagromadzonej w zastoiskach tworzących się na skutek ugięcia elementów konstrukcyjnych lub materiału pokrycia dachu
- lub nagromadzonej w zalegającym śniegu.

Te dodatkowe sprawdzenia powinny być oparte na kombinacjach w stanach granicznych nośności.

Podniesienie wykonawcze belek może zmniejszyć prawdopodobieństwo gromadzenia się wody deszczowej w zastoiskach, pod warunkiem, że odpływy wody deszczowej są właściwie zlokalizowane.

ZAŁĄCZNIK B OBLICZANIE WARTOŚCI WSPÓŁCZYNNIKA $\alpha_{cr,est}$

B.1 Ogólne

W § 5.2.1 (4) B normy EN 1993-1-1 podano wzór:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Jednakże można z niego korzystać jedynie wtedy, gdy obciążenie osiowe w ryglu nie jest znaczące. W uwadze 2B do § 5.2.1(4)B określono, że obciążenie to jest znaczące, gdy:

$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$, co można przekształcić, wykazując, że obciążenie osiowe nie jest znaczące, gdy: $N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr}$

Gdzie:

N_{cr} to obciążenie krytyczne przy wyboczeniu sprężystym całej rozpiętości pary rygli, tj. $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L to długość rozwinięta pary rygli od słupa do słupa, przyjęta jako rozpiętość/Cos θ (θ to spadek dachu).

Jeśli obciążenie osiowe w ryglu przekracza tę wartość graniczną, wówczas zależność podana w normie EN 1993-1-1 nie może być wykorzystywana.

J. Lim i C. King^[6] opracowali poniższą alternatywną zależność uwzględniającą siłę osiową w ryglu.

W przypadku ram z ryglami dwuspadowymi:

$$\alpha_{cr,est} = \min (\alpha_{cr,s,est}; \alpha_{cr,r,est})$$

gdzie:

$\alpha_{cr,s,est}$ jest szacunkową wartością współczynnika α_{cr} dla modelu wyboczenia przechyłowego

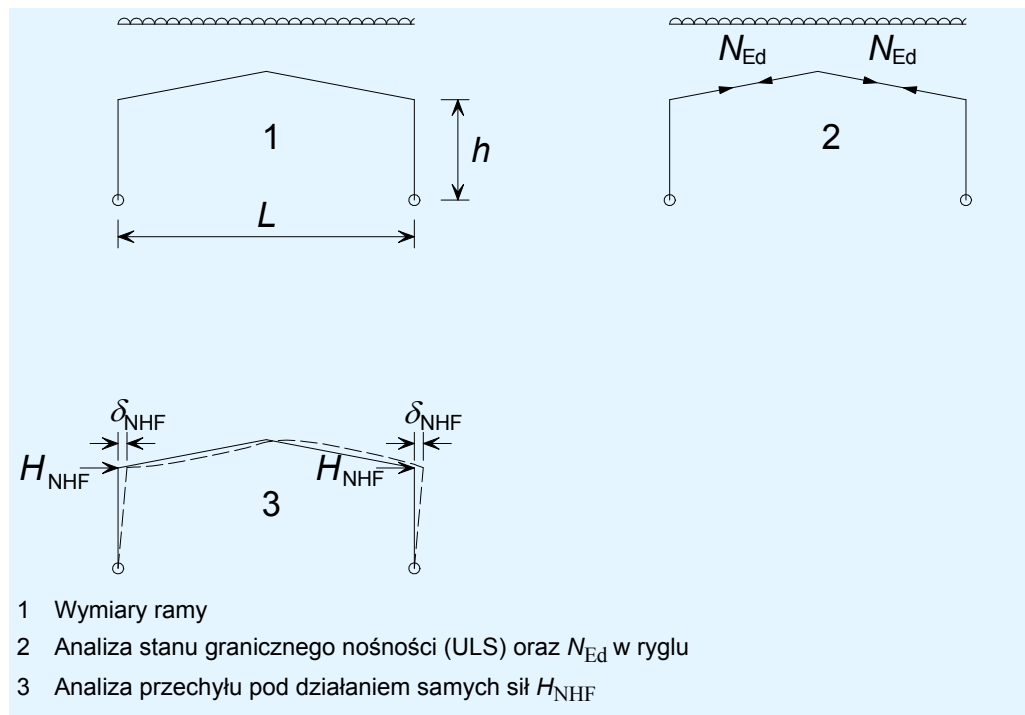
$\alpha_{cr,r,est}$ jest szacunkową wartością współczynnika α_{cr} dla modelu wyboczenia z przeskokiem rygla. Model ten należy sprawdzić jedynie w przypadku, gdy istnieją trzy przęsła lub więcej lub gdy rygiel jest poziomy lub gdy słupy nie są pionowe.

B.2 Współczynnik $\alpha_{cr,s,est}$

Parametry niezbędne do obliczenia współczynnika $\alpha_{cr,s,est}$ dla ramy portalowej przedstawiono zostały na rysunku B.1. δ_{NHF} jest bocznym przemieszczeniem u góry każdego słupa pod działaniem hipotetycznej siły bocznej H_{NHF} . (Wielkość całkowitej siły bocznej jest dowolna, ponieważ służy ona wyłącznie do obliczenia sztywności przechyłowej). Pozioma siła przyłożona w górnej części każdego słupa powinna być proporcjonalna do reakcji pionowej.

Praktycznym zastosowaniem tego zalecenia jest obliczanie wielkości H_{NHF} jako 1/200 reakcji pionowej u podstawy słupa. W kombinacjach uwzględniających oddziaływanie wiatru wielkość H_{NHF} należy nadal obliczać jako 1/200 reakcji pionowej u podstawy.

Podczas obliczania wielkości δ_{NHF} uwzględnia się jedynie oddziaływanie na ramę hipotetycznych sił bocznych H_{NHF} . Analiza może obejmować sztywność podstawy (jak opisano w punkcie 3.4).



Rysunek B.1 Obliczanie współczynnika α_{cr}

α_{cr} można obliczyć w następujący sposób:

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{200\delta_{NHF}}$$

Najmniejszą wartość współczynnika α_{cr} w przypadku dowolnego słupa można uzyskać, traktując ramę jako całość.

$\alpha_{cr,s,est}$ można wówczas obliczyć w następujący sposób:

$$\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{\max} \right\} \alpha_{cr}$$

gdzie:

$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{\max}$ jest maksymalnym stosunkiem dla dowolnego rygla

N_{Ed} jest siłą osiową w ryglu w stanie granicznym nośności (patrz rysunek B.1)

$N_{cr,R} = \frac{\pi^2 EI_r}{L^2}$ jest obciążeniem Eulera rygla dla pełnej rozpiętości pary rygli (przy założeniu, że są połączone przegubowo).

L to długość rozwinięta pary rygli od słupa do słupa, przyjmowana jako rozpiętość/Cos θ (θ to spadek dachu)

I_r jest płaskim geometrycznym momentem bezwładności przekroju rygla względem osi

Współczynnik $\alpha_{cr,r,est}$

Obliczenie to należy wykonać, jeśli rama składa się z trzech lub więcej przęseł lub jeśli rygiel jest poziomy.

W przypadku ram z ryglami o spadku nie większym niż 1:2 (26°)

współczynnik $\alpha_{cr,r,est}$ można obliczyć ze wzoru:

$$\alpha_{cr,r,est} = \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{55,7(4 + L/h)}{\Omega - 1} \right) \left(\frac{I_c + I_r}{I_r} \right) \left(\frac{275}{f_{yr}} \right) (\tan 2\theta_r)$$

Ale w przypadku, gdy $\Omega \leq 1$, $\alpha_{cr,r,est} = \infty$

gdzie:

D jest wysokością przekroju rygla, h

L jest rozpiętością przęsła

h jest średnią wysokością słupa od podstawy do naroża lub kosza

I_c jest geometrycznym momentem bezwładności przekroju słupa względem osi (przyjmowanym jako zero, gdy słup nie jest sztywno połączony z rygłem, lub jeśli rygiel wsparty jest na belce koszowej)

I_r jest płaskim geometrycznym momentem bezwładności przekroju rygla względem osi

Część 4: Projekt wykonawczy ram portalowych

- f_{yr} jest nominalną granicą plastyczności rygli w N/mm^2
- θ_r jest spadkiem dachu w przypadku, gdy dach jest symetryczny.
W przeciwnym razie $\theta_r = \tan^{-1}(2h_r/L)$
- h_r jest wysokością wierzchołka dachu powyżej linii prostej łączącej górne powierzchnie słupów
- Ω jest współczynnikiem wysklepiania określonym jako $\Omega = W_r/W_0$
- W_0 jest wartością wielkości W_r dla plastycznego zniszczenia rygli w postaci belki utwierdzonej na końcach o rozpiętości L
- W_r jest całkowitym pionowym obciążeniem obliczeniowym oddziałującym na rygle przeszła.

Jeśli dwa słupy lub dwa rygle przeszła różnią się od siebie, wówczas należy zastosować wartość średnią wielkości I_c .

ZAŁĄCZNIK C Wyznaczenie wartości wielkości M_{cr} i N_{cr}

C.1 M_{cr} w przypadku jednolitych elementów konstrukcyjnych

C.1.1 Ogólna postać równania

Metoda przedstawiona w punkcie C.1.1 ma zastosowanie wyłącznie do jednolitych prostych elementów konstrukcyjnych, których przekrój poprzeczny jest symetryczny względem płaszczyzny zginania.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

W przypadku ramy portalowej $k = 1$ i $k_w = 1$. Przyjmuje się, że obciążenie poprzeczne przyłożone jest w środku ścinania i w związku z tym $C_2 z_g = 0$. Zależność tę można uprościć do następującej postaci:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

E jest modułem Younga ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$)

G jest modułem sprężystości poprzecznej ($G = 81000 \text{ N/mm}^2$)

I_z to geometryczny moment bezwładności przekroju względem osi słabej

I_t jest stałą skręcania

I_w to stała zwichrowania

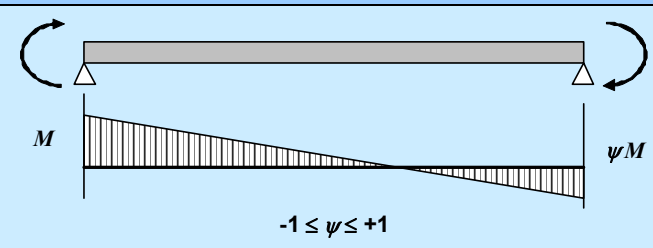
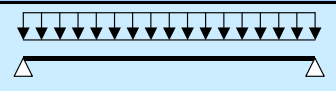
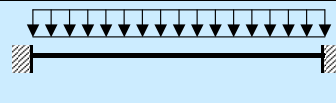
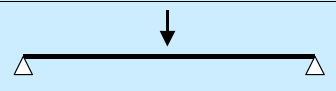
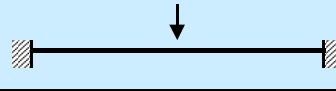
L jest długością belki pomiędzy punktami utwierdzenia bocznego

C_1 zależy od kształtu wykresu momentu zginającego

C.1.2 Współczynnik C_1

Współczynnik C_1 można wyznaczyć z Tabelą C.1 w przypadku elementu konstrukcyjnego obciążonego momentami na końcach oraz w przypadku elementów konstrukcyjnych poddawanych pośrednim obciążeniom poprzecznym.

Tabela C.1 Współczynnik C_1

| Obciążenie momentami na końcach | ψ | C_1 |
|--|--------|-------|
|  | +1,00 | 1,00 |
| | +0,75 | 1,17 |
| | +0,50 | 1,36 |
| | +0,25 | 1,56 |
| | 0,00 | 1,77 |
| | -0,25 | 2,00 |
| | -0,50 | 2,24 |
| | -0,75 | 2,49 |
| | -1,00 | 2,76 |
| Pośrednie obciążenie poprzeczne | | |
|  | 0,94 | 1,17 |
|  | 0,62 | 2,60 |
|  | 0,86 | 1,35 |
|  | 0,77 | 1,69 |

C.2 M_{cr} w przypadku elementów konstrukcyjnych z nieciągłymi utwierdzeniami połączonymi z rozciąganiem pasem

Możliwe jest wykorzystanie utwierdzeń pasa rozciąganego. Może to doprowadzić do większej nośności elementu konstrukcyjnego na wyboczenie.

Utwierdzenie pasa rozciąganego zapewniają zazwyczaj elementy połączone z rozciąganiem pasem elementu konstrukcyjnego (np. płatwie).

Rozstaw pomiędzy utwierdzeniami pasa rozciąganego musi spełniać wymagania określone dla L_m , jak podano w § BB.3.1.1 normy EN 1993-1-1.

C.2.1 Ogólna postać równania

W przypadku ogólnego przypadku belki o zmiennej wysokości, ale symetrycznej względem osi słabej, poddanej momentowi nierównomiernemu:

$$M_{cr} = c^2 C_m M_{cr0} \quad \text{w przypadku belek o liniowo zmiennym wykresie momentu}$$

lub

$$M_{cr} = c^2 C_n M_{cr0} \quad \text{w przypadku belek o nieliniowo zmiennym wykresie momentu}$$

gdzie

- M_{cr0} jest momentem krytycznym w przypadku belki poddanej momentowi równomiernemu. Zależności określające M_{cr0} podane zostały w punkcie C.2.2
- c reprezentuje zbieżność ($c = 1$ w przypadku jednolitego prostego elementu konstrukcyjnego)
Wartość c podana została w Załączniku BB.3.3.3 do normy EN 1993-1-1 na podstawie wysokości niższego końca elementu konstrukcyjnego i dotyczy wyłącznie elementów konstrukcyjnych, w przypadku których $1 \leq h_{\max}/h_{\min} \leq 3$. Należy zwrócić uwagę na to, że wyrażenie określające c zostało uzyskane w pozycji źródłowej 4 dla elementów z $\bar{\lambda} \leq 1.05$, co ma na ogół miejsce w przypadku skosów ram portalowych
- C_m reprezentuje momenty zmienne liniowo. Wartość tego współczynnika określa wyrażenie BB.13 podane w Załączniku BB do normy EN 1993-1-1. Zaleca się, aby $C_m \leq 2,7$
- C_n reprezentuje momenty zmienne nieliniowo. Wartość tego współczynnika określa wyrażenie BB.14 podane w Załączniku BB do normy EN 1993-1-1. Zaleca się, aby $C_n \leq 2,7$

W przypadku wykorzystywania punktu BB.3.3.2 z Załącznika BB do normy EN 1993-1-1 konieczne jest wyjaśnienie następujących kwestii:

Obowiązuje ta sama definicja momentów „dodatnich” i „ujemnych”, co w punkcie BB.3.3.1: Należy przyjąć, że momenty wywołujące naprężenia ściskające w nieutwierdzonym pasie są dodatnie.

Ma to zasadnicze znaczenie w związku z tym, że należy uwzględniać wyłącznie dodatnie wartości R .

W punkcie BB.3.3.2 przyjęto, że obciążenia przyłożone są w środku ścinania.

C.2.2 Obliczenie wartości wielkości M_{cr0}

W przypadku kształtowników jednolitych, symetrycznych względem osi słabej, utwierdzonych wzdłuż pasa rozciąganego w odstępach:

$$M_{cr0} = \frac{1}{2a} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

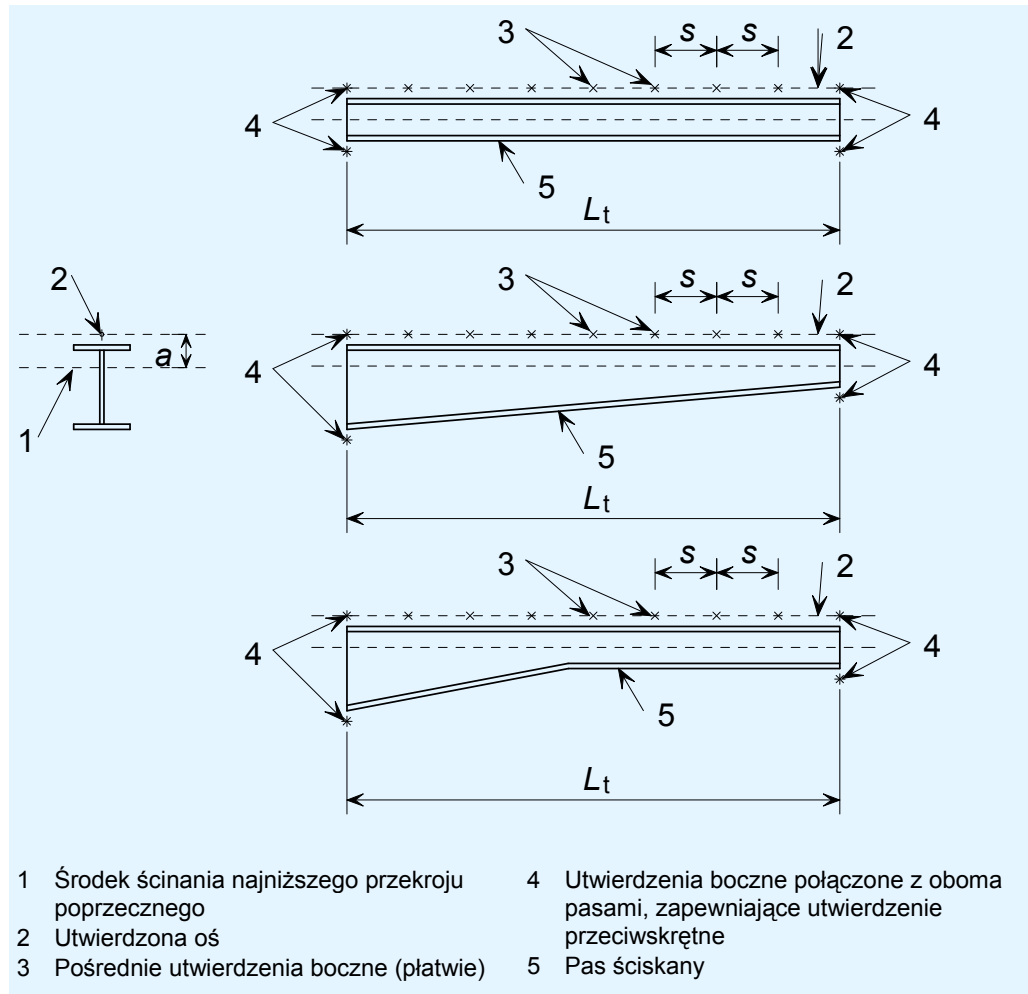
$$\text{ale } M_{cr0} \leq \frac{\pi^2 EI_z}{s^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{s^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

gdzie:

- a jest odległością pomiędzy utwierdzoną osią wzdłużną (np. środkiem masy płatwi) a środkiem ścinania elementu konstrukcyjnego. Uwzględniany jest fakt, że efektywne utwierdzenie zapewniane jest nieco z dala od pasa
- L_t jest długością odcinka wzdłuż elementu konstrukcyjnego pomiędzy utwierdzeniami przeciwnymi połączonymi z oboma pasami
- s jest odległością pomiędzy utwierdzeniami wzdłuż utwierdzonej osi wzdłużnej (np. rozstaw płatwi).

W przypadku elementów konstrukcyjnych zbieżnych lub ze skosem wielkość M_{cr0} jest obliczana przy użyciu właściwości kształtownika niższego końca.

Parametry a , L_t i s przedstawione zostały na rysunku FC.1



Rysunek C.1 Układ utwierdzeń pasa rozciąganego

C.3 N_{cr} w przypadku jednolitych elementów konstrukcyjnych z nieciągłymi utwierdzeniami połączonymi z rozciąganiem pasem

Możliwe jest wykorzystanie utwierdzeń pasa rozciąganego. Może to doprowadzić do większej nośności elementu konstrukcyjnego na wyboczenie.

Utwierdzenie pasa rozciąganego zapewniają zazwyczaj elementy połączone z rozciąganiem pasem elementu konstrukcyjnego (np. płatwie).

C.3.1 Ogólna postać równania

Dla przekrojów poprzecznych klasy 1, 2 i 3 w § 6.3.1.2 normy EN 1993-1-1 podano zależność

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ gdzie } N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \text{ dla wyboczenia giętnego}$$

C.3.2 N_{crT} w przypadku jednolitych elementów konstrukcyjnych z nieciągłymi utwierdzeniami połączonymi z rozciąganiem pasem

Wzór na siłę krytyczną przy wyboczeniu sprężystym dwuteownika z pośrednimi utwierdzeniami połączonymi z rozciąganiem pasem podano w punkcie BB.3.3.1 jako:

$$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

gdzie:

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

L_t jest długością odcinka wzdłuż elementu konstrukcyjnego pomiędzy utwierdzeniami przeciwnymi połączonymi z oboma pasami

a określono w punkcie C.1.

W przypadku elementów konstrukcyjnych zbieżnych lub ze skosem wielkość N_{crT} jest obliczana przy użyciu właściwości kształtownika niższego końca.

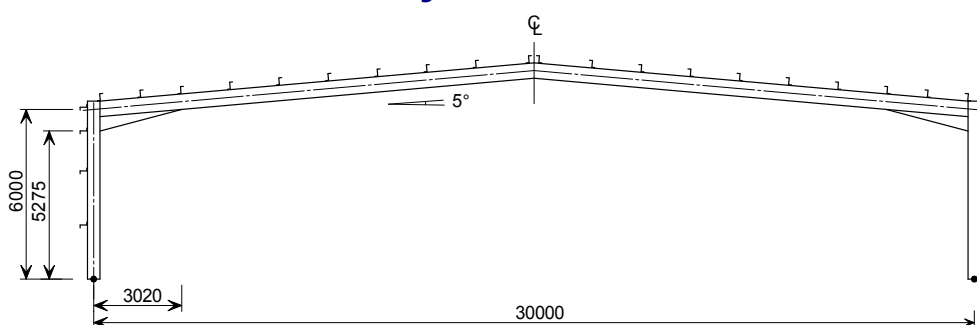
ZAŁĄCZNIK D

Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej

1. Analiza sprężysta jednonawowej ramy portalowej

Niniejszy przykład ilustruje projektowanie ramy portalowej budynku jednokondygnacyjnego przeprowadzone przy użyciu metody sprężystej analizy globalnej. W tym przykładzie uwzględniane są wyłącznie obciążenia od ciężaru własnego. Rygle i słupy ramy wykonane są z dwuteowników walcowanych na gorąco.

2. Geometria ramy



Odstęp ram portalowych = 7,2 m

Okładzina dachowa i ścienna wsparta jest na płatwiach i szynach bocznych.

Płatwie zostały wstępnie umieszczone w odstępach od 1500 mm do 1800 mm, jak pokazano na rysunku. Szyny boczne zostały wstępnie umieszczone w odstępach wynoszących maksymalnie 2000 mm. W wyniku weryfikacji rygli i słupów może być konieczna zmiana tych położań.

3. Obciążenia

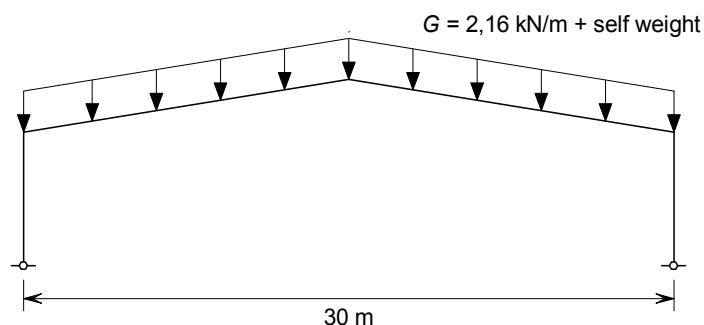
3.1. Obciążenia stałe

$$G = G_{\text{self-weight}} + G_{\text{roof}}$$

$G_{\text{self-weight}}$: ciężar własny belek

G_{roof} : pokrycie dachowe z płytami $G_{\text{roof}} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

\Rightarrow w przypadku ramy wewnętrznej: $G_{\text{roof}} = 0,30 \times 7,20 = 2,16 \text{ kN/m}$



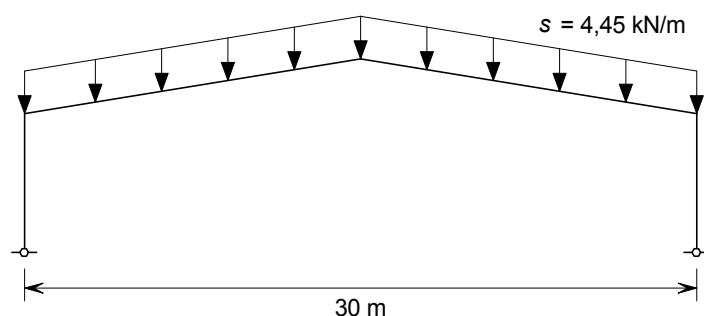
EN 1991-1-1

3.2. Obciążenia śniegiem

Obliczona wartość charakterystyczna obciążenia dachu śniegiem dla określonego miejsca w danym kraju na określonej wysokości:

$$s_k = 0,618 \text{ kN/m}^2$$

\Rightarrow w przypadku ramy wewnętrznej: $s = 0,618 \times 7,20 = 4,45 \text{ kN/m}$



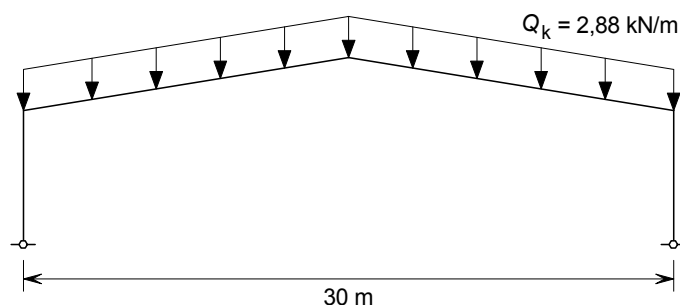
EN 1991-1-3

3.3. Obciążenie użytkowe dachu

Wartości charakterystyczne obciążenia wywieranego na dach (typ H: niedostępny).

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

\Rightarrow w przypadku ramy wewnętrznej: $q_k = 0,4 \times 7,20 = 2,88 \text{ kN/m}$

EN 1991-1-1
Tabela 6.10

| | | |
|--|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 4 z 44 |
| <p>3.4. Kombinacje obciążeń</p> <p>Dla uproszczenia w niniejszym przykładzie nie jest uwzględniane oddziaływanie wiatru.</p> <p>W związku z tym kluczowa kombinacja obliczeniowa prowadząca do wyboru wielkości elementu konstrukcyjnego to: $\gamma_G G + \gamma_Q Q$</p> <p>Gdzie:</p> <p>Q jest maksymalną wartością spośród obciążenia śniegiem i obciążenia użytkowego.</p> <p>$\gamma_G = 1,35$ (oddziaływania stałe)</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ (oddziaływania zmienne)</p> <p>Obciążenia śniegiem są większe niż obciążenia użytkowe oddziałujące na dach, zatem $Q = 4,45 \text{ kN/m}$</p> <p>4. Wstępny dobór wymiarów</p> <p>W dokumencie <i>Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 2: Projekt koncepcyjny</i>^[2] znajduje się tabela z wstępnymi wymiarami elementów konstrukcyjnych wyznaczonymi na podstawie obciążenia rygla i wysokości do naroży.</p> <p>Obciążenie rygla = $1,35 (2,16 + \text{ciężar własny}) + 1,5 \times 4,45 = 9,6 \text{ kN/m}$ + ciężar własny. Powiedzmy około 10 kN/m wraz z ciężarem własnym.</p> <p>Kształtownikiem wybranym dla rygla jest IPE 450 ze stali S355</p> <p>Kształtownikiem wybranym dla słupa jest IPE 500 ze stali S355</p> <p>5. Współczynnik wzmocnienia przy wyboczeniu α_{cr}</p> <p>W celu oszacowania wrażliwości ramy na efekty drugiego rzędu, należy obliczyć współczynnik wzmocnienia przy wyboczeniu α_{cr}. Aby to zrobić, należy znać przemieszczenia ramy przy danej kombinacji obciążeń.</p> <p>W celu obliczenia reakcji przy obciążeniach pionowych w stanie granicznym nośności przeprowadza się analizę sprężystą umożliwiającą uzyskanie następujących danych:</p> <p>Reakcja pionowa przy każdej podstawie: $V_{Ed} = 168 \text{ kN}$</p> <p>Reakcja pozioma przy każdej podstawie: $H_{Ed} = 116 \text{ kN}$</p> <p>Maksymalna siła osiowa w ryglach: $N_{R,Ed} = 130 \text{ kN}$</p> | | <p>EN 1990</p> <p>EN 1993-1-1 §5.2.1</p> |

| | | |
|---|--|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 5 z 44 |
| <p>5.1. Ściskanie osiowe w ryglu</p> <p>Zgodnie z tą normą, jeśli ściskanie osiowe w ryglu jest znaczące, wówczas współczynnik α_{cr} nie ma zastosowania. W takich przypadkach w Załączniku B do tego dokumentu zaleca się zastosowanie w zamian współczynnika $\alpha_{cr,est}$.</p> <p>Ściskanie osiowe jest znaczące, jeśli $\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$</p> <p>lub jeśli $N_{Ed} \geq 0,09 N_{cr}$, co jest zależnością równoważną.</p> <p>N_{Ed} jest obliczeniowym obciążeniem osiowym w ryglu w stanie granicznym nośności oznaczonym w niniejszym przykładzie jako $N_{R,Ed}$.</p> <p>L_{cr} jest długością rozwiniętą pary rygli od słupa do słupa.</p> $L_{cr} = \frac{30}{\cos 5^\circ} = 30,1 \text{ m}$ $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 33740 \times 10^4}{(30,1 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 772 \text{ kN}$ <p>$0,09 N_{cr} = 0,09 \times 772 = 69 \text{ kN}$</p> <p>$N_{R,Ed} = 130 \text{ kN} > 69 \text{ kN}$</p> <p>Zatem ściskanie osiowe w ryglu jest znaczące i nie ma zastosowania współczynnik α_{cr} z normy EN 1993-1-1.</p> <p>Zgodnie ze wskazówkami podanymi w Załączniku B stateczność ramy zostanie oceniona się na podstawie współczynnika $\alpha_{cr,est}$ obliczonego w punkcie 5.2.</p> <p>5.2. Obliczanie wartości współczynnika $\alpha_{cr,est}$</p> <p>W przypadku ramy dachu dwuspadowego: $\alpha_{cr,est} = \min(\alpha_{cr,s,est}; \alpha_{cr,r,est})$</p> <p>Współczynnik $\alpha_{cr,r,est}$ należy sprawdzić wyłącznie w przypadku ram portalowych z 3 lub więcej przęsłami.</p> <p>Podczas oceny stateczności ramy można uwzględnić sztywność podstawy. W niniejszym przykładzie przyjęto, że sztywność podstawy jest równa 10% sztywności słupa w celu uwzględnienia podstaw nominalnie przegubowych.</p> <p>Aby obliczyć współczynnik α_{cr}, należy do ramy przyłożyć hipotetyczną siłę poziomą oraz wyznaczyć dla tego obciążenia przemieszczenie poziome górnych części słupów.</p> <p>Wartość hipotetycznej siły poziomej wynosi:</p> $H_{NHF} = \frac{1}{200} V_{Ed} = \frac{1}{200} \times 168 = 0,84 \text{ kN}$ <p>Poziome przemieszczenie górnej części słupa pod wpływem tej siły, uzyskane na podstawie analizy sprężystej wynosi 1,6 mm.</p> | | <p>EN 1993-1-1 §5.2.1(4) Uwaga 2B</p> <p>Załącznik B do niniejszego dokumentu</p> <p>Załącznik B do niniejszego dokumentu</p> |

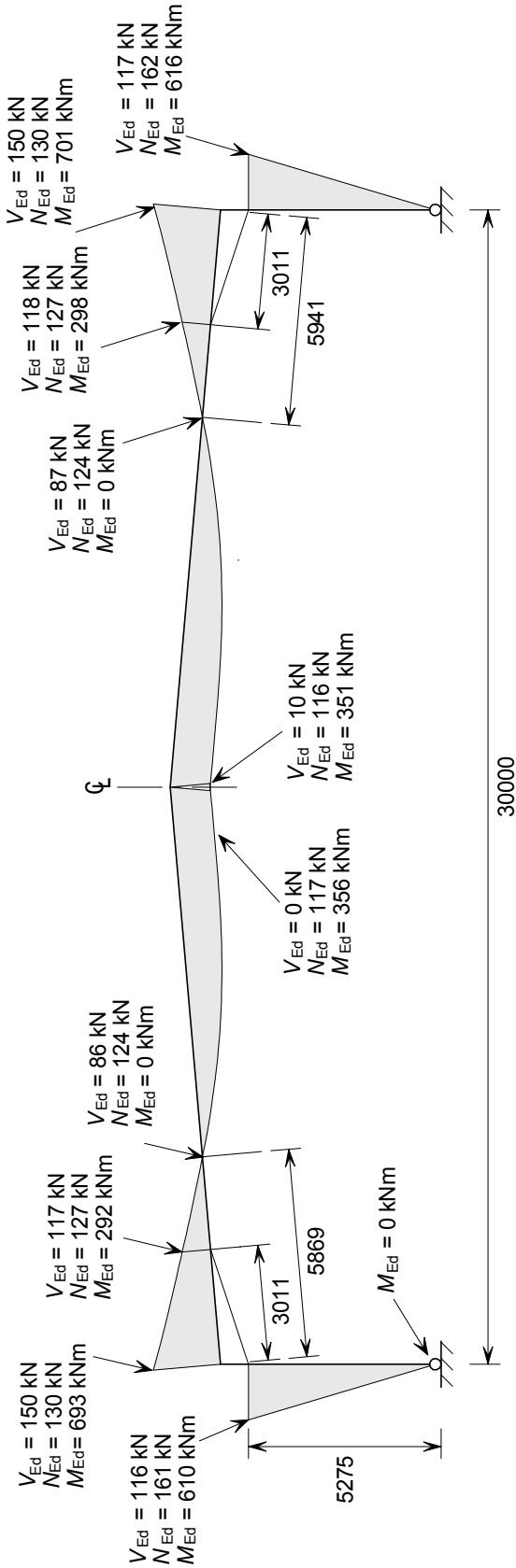
| | | |
|--|--|---------------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 6 z 44 |
| <div data-bbox="183 224 1066 582" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="183 600 946 640">Współczynnik $\alpha_{cr,s,est}$ jest obliczany w następujący sposób:</p> $ \begin{aligned} \alpha_{cr,s,est} &= 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{R,Ed}}{N_{R,cr}} \right)_{\max} \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{h}{\delta_{NHF}} \right\} \\ &= 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{130}{772} \right) \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{6000}{1,6} \right\} = 12,5 \end{aligned} $ <p data-bbox="183 891 639 931">A zatem $\alpha_{cr,est} = \alpha_{cr,s,est} = 12,5 > 10$</p> <p data-bbox="183 945 1088 1016">Można przeprowadzić analizę sprężystą pierwszego rzędu i nie trzeba uwzględniać efektów drugiego rzędu.</p> <h2 data-bbox="183 1066 655 1115">6. Imperfekcje ramy</h2> <p data-bbox="183 1126 1088 1198">Globalną początkową imperfekcję przechyłową można wyznaczyć na podstawie wzoru</p> $\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$ $\phi_0 = 1/200$ $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{6,0}} = 0,82$ $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})} = 0,87 = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{2})} = 0,87$ $m = 2 \text{ (liczba kolumn)}$ $\phi = \frac{1}{200} \times 0,82 \times 0,87 = 3,56 \times 10^{-3}$ <p data-bbox="183 1686 1181 1727">Początkowe imperfekcje przechyłowe mogą być rozważane na dwa sposoby:</p> <ul data-bbox="183 1742 1002 1836" style="list-style-type: none"> • Poprzez modelowanie ramy w odchyleniu od pionu • Poprzez zastosowanie równoważnych sił poziomych (EHF) <p data-bbox="183 1865 1177 1977">Zastosowanie równoważnych sił poziomych jest zalecaną opcją oraz metodą wykorzystaną w niniejszym przykładzie praktycznym. Równoważne siły poziome obliczane są w następujący sposób:</p> $H_{EHF} = \phi V_{Ed}$ | | |

Załącznik B do niniejszego dokumentu

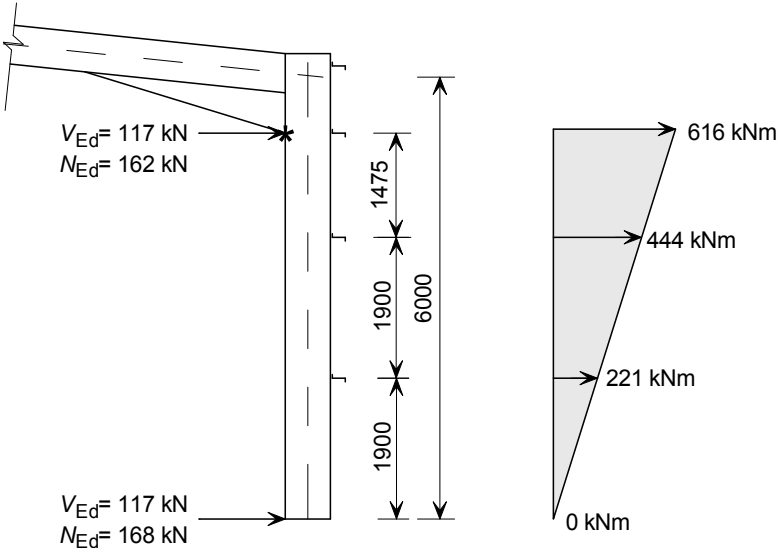
Punkt 2.2 niniejszego dokumentu

EN 1993-1-1 §5.3.2

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | | | | | | 7 z 44 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|----------|-----------------|----------|------------------------|----------|--------|----------------|--|-----------------|--|------------------------|--|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---------|-----|-----|------|-----|---|-----|----|--------------------------|
| <p>Jednakże imperfekcje przechyłowe mogą zostać pominięte, w przypadku gdy $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.</p> <p>W tabeli 1 przedstawiono całkowite reakcje oddziałujące na konstrukcję pozwalające wyznaczyć zależność między H_{Ed} a V_{Ed}.</p> <p>Tabela 1 Reakcje pionowe i poziome</p> <table><tr><th rowspan="2"></th><th colspan="2">Lewy słup (kN)</th><th colspan="2">Prawy słup (kN)</th><th colspan="2">Całkowita reakcja (kN)</th><th rowspan="2">0,15 VEd (kN)</th></tr><tr><th>H_{Ed}</th><th>V_{Ed}</th><th>H_{Ed}</th><th>V_{Ed}</th><th>H_{Ed}</th><th>V_{Ed}</th></tr><tr><td>Reakcje</td><td>116</td><td>168</td><td>-116</td><td>168</td><td>0</td><td>336</td><td>50</td></tr></table> <p>$H_{Ed} = 0 < 0,15 V_{Ed}$</p> <p>Zatem początkowe imperfekcje przechyłowe muszą zostać uwzględnione.</p> <p>Równoważne siły poziome:</p> <p>$H_{EHF} = \phi V_{Ed,column} = 3,56 \times 10^{-3} \times 168 = 0,60 \text{ kN}$</p> <p>Siła ta jest przyłożona na szczycie każdego słupa w połączeniu z oddziaływaniami stałymi i zmiennymi.</p> <p>Na potrzeby analizy stanu granicznego nośności (ULS) podstawy modelowane są jako przegubowe. W przeciwnym razie szczegóły podstawy oraz fundament musiałyby być projektowane z uwzględnieniem momentu wynikowego.</p> <p>Na poniższym rysunku przedstawiono siły wewnętrzne w ramie poddanej obciążeniom stanu granicznego nośności, łącznie z równoważnymi siłami poziomymi.</p> | | | | | | | | Lewy słup (kN) | | Prawy słup (kN) | | Całkowita reakcja (kN) | | 0,15 VEd (kN) | H_{Ed} | V_{Ed} | H_{Ed} | V_{Ed} | H_{Ed} | V_{Ed} | Reakcje | 116 | 168 | -116 | 168 | 0 | 336 | 50 | EN 1993-1-1 §5.3.2(4) |
| | Lewy słup (kN) | | Prawy słup (kN) | | Całkowita reakcja (kN) | | | 0,15 VEd (kN) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | H_{Ed} | V_{Ed} | H_{Ed} | V_{Ed} | H_{Ed} | V_{Ed} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Reakcje | 116 | 168 | -116 | 168 | 0 | 336 | 50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | |
|--|---|--------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 8 z 44 |
|  <p>Diagram illustrating the internal force distributions (Shear Force V_{Ed}, Normal Force N_{Ed}, and Bending Moment M_{Ed}) for a portal frame structure. The frame is subjected to a horizontal load Q at the top of the central column. The total height of the frame is 30000 mm.</p> <p>Key dimensions and internal force values:</p> <ul style="list-style-type: none"> Left Column: <ul style="list-style-type: none"> Top: $V_{Ed} = 150$ kN, $N_{Ed} = 130$ kN, $M_{Ed} = 693$ kNm Bottom: $V_{Ed} = 116$ kN, $N_{Ed} = 161$ kN, $M_{Ed} = 610$ kNm Height: 5275 mm Central Column: <ul style="list-style-type: none"> Top: $V_{Ed} = 117$ kN, $N_{Ed} = 127$ kN, $M_{Ed} = 292$ kNm Bottom: $V_{Ed} = 86$ kN, $N_{Ed} = 124$ kN, $M_{Ed} = 0$ kNm Height: 5869 mm Right Column: <ul style="list-style-type: none"> Top: $V_{Ed} = 117$ kN, $N_{Ed} = 162$ kN, $M_{Ed} = 616$ kNm Bottom: $V_{Ed} = 10$ kN, $N_{Ed} = 116$ kN, $M_{Ed} = 351$ kNm Height: 5941 mm <p>Horizontal dimensions (from left to right): 3011 mm, 5869 mm, 3011 mm, 5941 mm.</p> | | |

| | | |
|---|--|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 9 z 44 |
| <h2>7. Podsumowanie weryfikacji elementu konstrukcyjnego</h2> <p>Weryfikowana jest nośność przekroju poprzecznego oraz nośność na wyboczenie każdego elementu konstrukcyjnego. Punkty 7.1 oraz 7.2 zawierają podsumowanie sprawdzeń przeprowadzonych w przypadku każdego elementu konstrukcyjnego ramy.</p> <h3>7.1. Weryfikacja przekrojów poprzecznych</h3> <p>Nośność przekroju poprzecznego musi zostać zweryfikowana zgodnie z punktem 6.2 normy EN 1993-1-1.</p> <p>Sprawdzenia przekrojów poprzecznych przeprowadzone w niniejszym przykładzie praktycznym obejmują:</p> <p>Nośność przy ścinaniu</p> $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$ <p>Nośność przy ściskaniu</p> $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Nośność przy zginaniu</p> $M_{Ed} \leq M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Ponadto należy zweryfikować wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania, jak również zginania i siły osiowej.</p> <h3>7.2. Weryfikacja wyboczenia</h3> <p>Rygle oraz słupy należy zweryfikować pod względem wyboczenia z płaszczyzny pomiędzy utwierdzeniami i wyboczenia w płaszczyźnie.</p> <p>Sprawdzenia wyboczenia z powodu wzajemnego oddziaływania ściskania osiowego i momentu zginającego przeprowadzane są przy wykorzystaniu zależności 6.61 oraz 6.62 z normy EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$ | | |
| | | EN 1993-1-1 §6.2.6 |
| | | EN 1993-1-1 §6.2.4 |
| | | EN 1993-1-1 §6.2.5 |
| | | EN 1993-1-1 §6.2.8 §6.2.9 |
| | | EN 1993-1-1 Zależności (6.61) oraz (6.62) |

| | | |
|---|--|----------------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 10 z 44 |
| <p>W przypadku konwencjonalnych jednokondygnacyjnych ram portalowych zależności te mogą być uproszczone w następujący sposób:</p> <p>$\Delta M_{y,Ed} = 0$ oraz $\Delta M_{z,Ed} = 0$ w przypadku przekrojów klasy 1, klasy 2 oraz klasy 3.</p> <p>$M_{z,Ed} = 0$</p> <p>Zatem zależności (6.61) oraz (6.62) można zapisać w następującej postaci:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{oraz} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Zależność (6.61) jest wykorzystywana do weryfikacji wyboczenia w płaszczyźnie, natomiast zależność (6.62) jest wykorzystywana do weryfikacji wyboczenia z płaszczyzny.</p> <p>SŁUP: IPE 500, S355</p>  <p>Właściwości kształtownika:</p> <p> $h = 500 \text{ mm}$ $A = 11600 \text{ mm}^2$ $b = 200 \text{ mm}$ $W_{pl,y} = 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3$ $t_w = 10,2 \text{ mm}$ $I_y = 48200 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_y = 204 \text{ mm}$ $t_f = 16 \text{ mm}$ $I_z = 2142 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_z = 43,1 \text{ mm}$ $r = 21 \text{ mm}$ $I_t = 89,3 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $h_w = 468 \text{ mm}$ $I_w = 1249 \times 10^9 \text{ mm}^6$ $d = 426 \text{ mm}$ </p> | | |

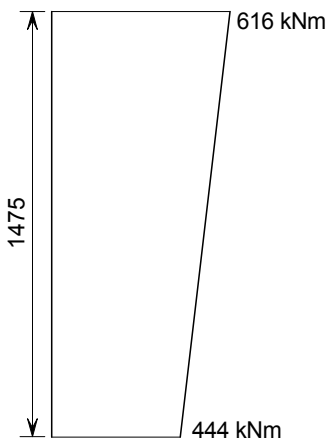
| | | |
|---|--|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 12 z 44 |
| <p>Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania</p> <p>W przypadku, gdy na przekrój poprzeczny oddziałują jednocześnie siła ścinająca i moment zginający, siła ścinająca może zostać pominięta, jeżeli jej wartość jest mniejsza niż 50% nośności plastycznej przy ścinaniu.</p> $V_{Ed} = 117 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 1237 = 619 \text{ kN}$ <p>Zatem wpływ siły ścinającej na nośność przy zginaniu może zostać pominięty.</p> <p>7.4.2. Nośność przy ściskaniu</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 4118 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 4118 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej</p> <p>W przypadku, gdy na przekrój poprzeczny oddziałują jednocześnie siła osiowa i moment zginający, siła osiowa może zostać pominięta pod warunkiem, że spełnione są dwa poniższe warunki:</p> $N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{oraz} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ $0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 4118 = 1030 \text{ kN}$ $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 468 \times 10,2 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 847 \text{ kN}$ $168 \text{ kN} < 1030 \text{ kN} \text{ oraz } 847 \text{ kN}, \quad \text{OK}$ <p>Zatem wpływ siły osiowej na nośność przy zginaniu może zostać pominięty.</p> <p>Nośność przy zginaniu</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} = 616 \text{ kNm} < 779 \text{ kNm} \quad \text{OK}$ <p>7.5. Wyboczenie z płaszczyzny</p> <p>Interakcja wyboczenia z płaszczyzny jest weryfikowana za pomocą zależności (6.62) z normy EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Weryfikację przy wykorzystaniu tej zależności należy przeprowadzić pomiędzy utwierdzeniami przeciwnymi.</p> | | <p>EN 1993-1-1 §6.2.8</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.9</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5</p> |

| | | |
|-------|---|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 13 z 44 |
| | <p>Jeśli pas rozciągany jest utwierdzony w sposób nieciągły w punktach pomiędzy utwierdzeniami przeciwnskretnymi i rozstaw utwierdzeń połączonych z pasem rozciągany jest dostatecznie mały, można wykorzystać tę sytuację.</p> <p>Aby umożliwić określenie, czy rozstaw utwierdzeń jest dostatecznie mały, w Załączniku BB normy EN 1993-1-1 podano wzór służący do obliczenia maksymalnego rozstawu. Jeżeli rzeczywisty rozstaw utwierdzeń jest mniejszy od tej obliczonej wartości, wówczas można wykorzystać metody podane w Załączniku C tego dokumentu do obliczenia siły krytycznej przy wyoboczeniu sprężystym oraz momentu krytycznego kształtownika.</p> <p>Weryfikacja rozstawu pośrednich utwierdzeń</p> <p>W tym przypadku utwierdzenie połączone z pasem rozciągany jest zapewnione przez szyny boczne. Rozstaw pomiędzy szynami bocznymi wynosi 1900 mm.</p> <p>Rozstaw graniczny według Załącznika BB normy EN 1993-1-1 wynosi:</p> $L_m = \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$ <p>C_1 jest współczynnikiem reprezentującym kształt wykresu momentu zginającego. Wartości współczynnika C_1 dla różnych kształtów wykresu momentu zginającego znajdują się w Załączniku C do niniejszego dokumentu.</p> <p>W przypadku liniowego wykresu momentu zginającego współczynnik C_1 zależy od stosunku minimalnego momentu zginającego do maksymalnego momentu zginającego w rozważanym segmencie.</p> <p>Stosunki momentów zginających w środkowym i dolnym segmencie słupa (bez uwzględniania skosu) są następujące:</p> $\psi = \frac{222}{444} = 0,50 \rightarrow C_1 = 1,31$ $\psi = \frac{0}{222} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$ <p>$C_1 = 1,31$ jest przypadkiem najbardziej obciążającym, zatem ten przypadek zostanie poddany analizie.</p> $L_m = \frac{38 \times 43,1}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{168 \times 10^3}{11600} \right) + \frac{1}{756 \times 1,31^2} \frac{(2194 \times 10^3)^2}{11600 \times 89,3 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 1584 \text{ mm}$ <p>Rozstaw pomiędzy szynami bocznymi wynosi 1900 mm > 1584 mm</p> <p>Zatem należy zastosować normalną procedurę obliczeniową i nie można wykorzystać utwierdzeń połączonych z pasem rozciągany.</p> | <p>EN 1993-1-1 Załącznik BB §BB.3.1.1</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> |

| | | |
|---|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 14 z 44 |
| <p>7.5.2. Cały słup (5275 mm)</p> <p>Najpierw weryfikowany jest cały słup. Jeżeli sprawdzenia wyboczenia giętnego, zwichrzenia oraz wzajemnych oddziaływań są spełnione dla długości całego słupa, żadne dodatkowe utwierdzenia nie są wymagane. W przeciwnym wypadku słup zostanie utwierdzony pośrednimi utwierdzeniami przeciwskrętnymi lub zostanie zwiększony rozmiar słupa.</p> <p>Nośność na wyboczenie giętne względem osi słabej, $N_{b,z,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$ $t_f = 16 \text{ mm}$ <p>Wyboczenie względem osi z-z:</p> <p>→ Krzywa b dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{5275}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,60$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,34(1,60 - 0,2) + 1,60^2 \right] = 2,02$ $\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,02 + \sqrt{2,02^2 - 1,60^2}} = 0,307$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,307 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1264 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 1264 \text{ kN}$</p> <p>Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>Nośność na zwichrzenie elementu konstrukcyjnego jest obliczana jako współczynnik redukcyjny, χ_{LT}, pomnożony przez wskaźnik wytrzymałości przekroju i granicę plastyczności kształtownika. Współczynnik redukcyjny jest obliczany jako funkcja smukłości, $\bar{\lambda}_{LT}$, która jest zależna od momentu krytycznego elementu konstrukcyjnego. Wzór na moment krytyczny, M_{cr}, podano poniżej. Współczynnik C_1 reprezentuje kształt wykresu momentu zginającego elementu konstrukcyjnego. Wartości współczynnika C_1 dla różnych kształtów wykresu momentu zginającego znajdują się w Załączniku C do niniejszego dokumentu. W przypadku liniowego wykresu momentu zginającego współczynnik C_1 zależy od stosunku momentów zginających na końcach elementu konstrukcyjnego, wyrażonego jako ψ.</p> | | <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.2 Tabela 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>OK</p> |

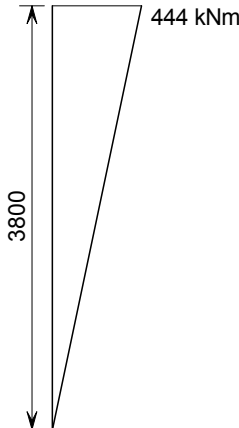
| | | |
|---|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 15 z 44 |
| <p>W przypadku całkowitej długości słupa (bez skosu):</p> $\psi = \frac{0}{616} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$ $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{5275^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{5275^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 909 \times 10^6 \text{ Nmm}$ <p>Smukłość względna, $\bar{\lambda}_{LT}$, obliczana jest ze wzoru:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{909 \times 10^6}} = 0,926$ <p>W normie EN 1993-1-1 podano dwie metody obliczania współczynnika redukcyjnego χ_{LT}. Metodę ogólną, mającą zastosowanie do dowolnego kształtownika, podano w §6.3.2.2. W §6.3.2.3 przedstawiono metodę, która może być wykorzystywana wyłącznie do kształtowników walcowanych oraz równoważnych kształtowników spawanych.</p> <p>W tym przykładzie wykorzystano drugą metodę, tj. z §6.3.2.3.</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ <p>W normie EN 1993-1-1 zaleca się przyjęcie następujących wartości:</p> $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ <p>Wartości podane w Załączniku krajowym mogą być inne. Projektant powinien zapoznać się z Załącznikiem krajowym kraju, w którym konstrukcja ma zostać wybudowana.</p> $\frac{h}{b} = 2,5$ <p>→ Krzywa c dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,926 - 0,4) + 0,75 \times 0,926^2 \right] = 0,950$ | | <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.3 Tabela 6.5</p> |

| | | |
|--|--|-------------------------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 16 z 44 |
| $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,950 + \sqrt{0,950^2 - 0,75 \times 0,926^2}} = 0,685$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,926^2} = 1,17$ $\therefore \chi_{LT} = 0,685$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,685 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 534 \text{ kNm}$ $M_{b,Rd} = 616 \text{ kNm} < 534 \text{ kNm} \quad \text{Wynik negatywny}$ <p>Ponieważ sprawdzenie samej nośności na zwichrzenie daje wynik negatywny, nie przeprowadza się analizy wzajemnego oddziaływania siły osiowej i momentu zginającego.</p> <p>Należy wprowadzić utwierdzenie przeciwnskrętne pomiędzy skosem a podstawą, jak pokazano na poniższym rysunku. Moment zginający jest większy na szczycie słupa, dlatego też utwierdzenie umieszcza się bliżej maksymalnego momentu zginającego, a nie w środku słupa.</p> <p>Utwierdzenie musi znajdować się przy szynie bocznej, ponieważ utwierdzenie przeciwnskrętne jest zapewnione przez stężenie biegnące od szyny bocznej do pasa wewnętrznego.</p> <p>7.5.3. Segment górny (1475 mm)</p> <p>Jak poprzednio, sprawdzenia wyboczenia giętnego oraz zwichrzenia przeprowadzane są odrębnie przed przystąpieniem do weryfikacji ich wzajemnego oddziaływania.</p> | | EN 1993-1-1 §6.3.2.3 |

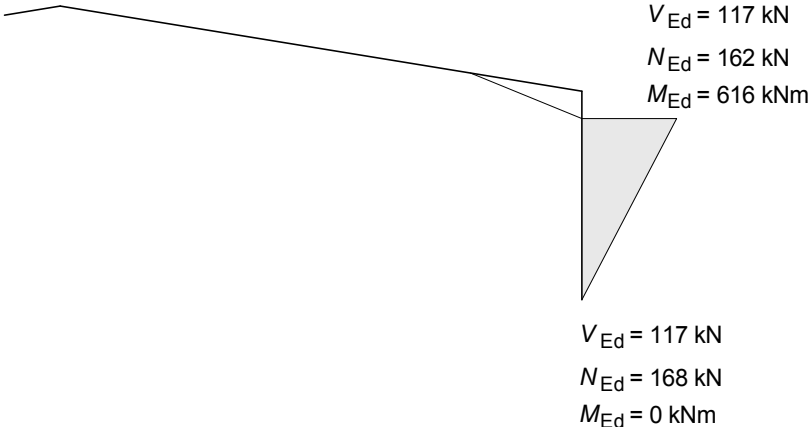
| | | |
|--|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 17 z 44 |
| <p>Nośność na wyboczenie giętne względem osi słabej, $N_{b,z,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$ <p>$t_f = 16 \text{ mm}$</p> <p>Wyboczenie względem osi z-z:</p> <p>→ Krzywa b dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1475}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 0,448$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,34(0,448 - 0,2) + 0,448^2 \right] = 0,643$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,643 + \sqrt{0,643^2 - 0,448^2}} = 0,906$ <p>$\chi_z = 0,906$</p> $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,906 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3731 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3731 \text{ kN} \quad \text{OK}$</p> <p>Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>Jak poprzednio, należy obliczyć współczynnik C_1 w celu wyznaczenia momentu krytycznego elementu konstrukcyjnego.</p>  $\psi = \frac{444}{616} = 0,721 \quad \rightarrow C_1 = 1,16$ | | <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.2 Tabela 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 18 z 44 |
|--|---|---|
| $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,16 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{1475^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{1475^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 5887 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{5887 \times 10^6}} = 0,364$ <p>W przypadku kształtowników walcowanych na gorąco</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ <p>Jak poprzednio:</p> <p>→ Krzywa c dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,364 - 0,4) + 0,75 \times 0,364^2 \right] = 0,541$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,541 + \sqrt{0,541^2 - 0,75 \times 0,364^2}} = 1,02$ <p>Współczynnik χ_{LT} nie może być większy niż 1,0, zatem:</p> $\chi_{LT} = 1,0$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 616 \text{ kNm} < 779 \text{ kNm} \quad \text{OK}$ <p>Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie z płaszczyzny</p> <p>Wyboczenie z płaszczyzny spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ | | <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.3 Tabela 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p> |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 19 z 44 |
|---|---|--|
| <p>Dla $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ współczynnik interakcji k_{zy} jest obliczany w następujący sposób:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$ $\psi = \frac{444}{616} = 0,721$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,721 = 0,888 > 0,4$ $\therefore C_{mLT} = 0,888$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,448}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right) \right]$ $k_{zy} = \max (0,996; 0,993) = 0,996$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3731} + 0,996 \frac{616}{779} = 0,832 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>7.5.4. Segment dolny (3800 mm)</p> <p>Jak poprzednio, nośność na wyboczenie giętne oraz nośność na zwichrzenie są sprawdzane odrębnie, a następnie ich wzajemne oddziaływanie jest weryfikowane przy pomocy zależności 6.62.</p> <p>Nośność na wyboczenie giętne względem osi słabej, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Jak poprzednio:</p> <p>→ Krzywa b dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3800}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,15$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(1,15 - 0,2) + 1,15^2 \right] = 1,32$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,32 + \sqrt{1,32^2 - 1,15^2}} = 0,508$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,508 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2092 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 2092 \text{ kN} \quad \text{OK}$ | | <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.2</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.1 Tabela 6.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 20 z 44 |
|---|---|---|
| <p>Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>Jak poprzednio, należy obliczyć współczynnik C_1 w celu wyznaczenia momentu krytycznego elementu konstrukcyjnego.</p>  <p>$\psi = \frac{0}{444} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{3800^2} \times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{3800^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ <p>$M_{cr} = 1556 \times 10^6 \text{ Nmm}$</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1556 \times 10^6}} = 0,708$ <p>W przypadku kształtowników walcowanych na gorąco</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ <p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ oraz $\beta = 0,75$</p> <p>Jak poprzednio:</p> <p>\rightarrow Krzywa c dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,708 - 0,4) + 0,75 \times 0,708^2 \right] = 0,763$ | | |
| | | <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.3 Tabela 6.5</p> |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 21 z 44 |
|---|---|--|
| $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,75 \times 0,708^2}} = 0,822$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,708^2} = 1,99$ $\therefore \chi_{LT} = 0,822$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,822 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 640 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 444 \text{ kNm} < 640 \text{ kNm} \quad \text{OK}$ <p>Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie z płaszczyzny</p> <p>Wyboczenie z płaszczyzny spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Dla $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ współczynnik interakcji k_{zy} jest obliczany w następujący sposób:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$ $\psi = \frac{0}{444} = 0$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 > 0,4$ $\therefore C_{mLT} = 0,6$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 1,15}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right) \right]$ $k_{zy} = \max (0,974; 0,977) = 0,977$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{2092} + 0,977 \frac{444}{640} = 0,758 < 1,0 \quad \text{OK}$ | | <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.2</p> |

| | | |
|---|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 22 z 44 |
| <p>7.6. Wyboczenie w płaszczyźnie</p> <p>Interakcja wyboczenia w płaszczyźnie jest weryfikowana za pomocą zależności (6.61) z normy EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$  <p>Maksymalne wartości obliczeniowe dla pary słupów występują w prawym słupie (biorąc pod uwagę siły EHF przyłożone od lewej do prawej strony) i są następujące:</p> <p>$M_{Ed} = 616 \text{ kNm}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN}$</p> <p>Najpierw wykonuje się odrębne sprawdzenia samego wyboczenia giętnego i samego zwichrzenia. Następnie wykorzystuje się zależność umożliwiającą określenie interakcji wyboczenia w płaszczyźnie w celu weryfikacji, czy kombinacja siły osiowej i momentu zginającego nie powoduje nadmiernego wyboczenia słupów.</p> <p>7.6.1. Nośność na wyboczenie giętne względem osi mocnej, $N_{b,y,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$ <p>$t_f = 16 \text{ mm}$</p> <p>Wyboczenie względem osi y-y:</p> <p>→ Krzywa a dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_y = 0,21$</p> <p>Długość wyboczeniowa jest długością układu, która jest odległością między węzłami (tj. długością słupa), $L = 6000 \text{ mm}$.</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ | | |
| | | <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.2 Tabela 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> |

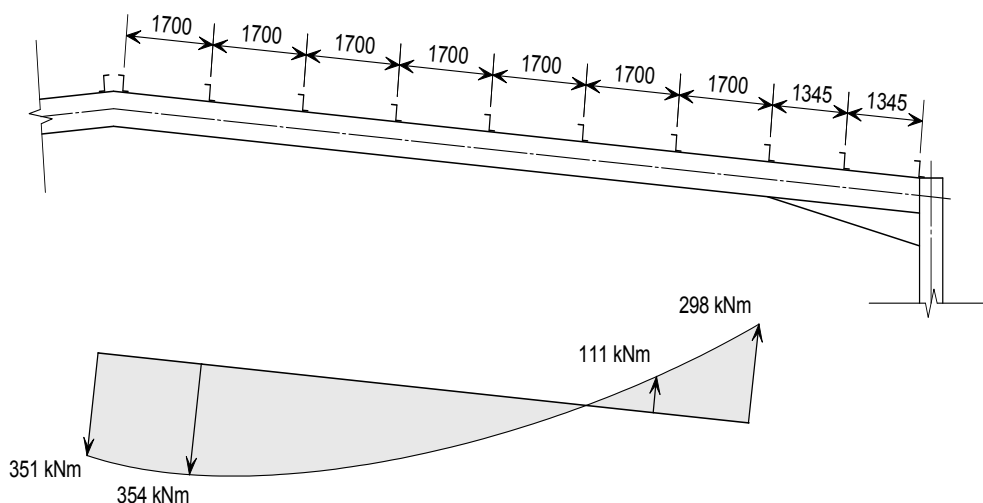
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 23 z 44 |
|--|---|---|
| $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6000}{204} \times \frac{1}{76,4} = 0,385$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,21(0,385 - 0,2) + 0,385^2 \right] = 0,594$ $\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,594 + \sqrt{0,594^2 - 0,385^2}} = 0,956$ $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,956 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3937 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3937 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>7.6.2. Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ jest najmniejszą nośnością na wyboczenie spośród obliczonych uprzednio.</p> $M_{b,Rd} = \min(779; \quad 640)$ $M_{b,Rd} = 640 \text{ kNm}$ <p>7.6.3. Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie w płaszczyźnie</p> <p>Wyboczenie w płaszczyźnie spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Dla C_{my} odpowiednimi punktami stężenia są utwierdzenia przeciwnokątne na końcu elementu konstrukcyjnego.</p> <p>Współczynnik interakcji, k_{yy}, jest obliczany w następujący sposób:</p> $k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); \quad C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$ <p>Według tabeli B.3 współczynnik C_{my} wynosi:</p> $C_{my} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ $\psi = 0$ $C_{my} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$ $k_{yy} = \min \left[0,6 \left(1 + (0,385 - 0,2) \frac{168}{3937} \right); \quad 0,6 \left(1 + 0,8 \frac{168}{3937} \right) \right]$ $= \min(0,605; \quad 0,620) = 0,605$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3937} + 0,605 \frac{616}{640} = 0,625 < 1,0 \quad \text{OK}$ | | <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> |

Prawidłowość kształtownika słupa

W punkcie 7.4 wykazano, że nośność przekroju poprzecznego kształtownika jest większa od przyłożonych sił.

Sprawdzenia wyboczenia z płaszczyzny i wyboczenia w płaszczyźnie zostały przeprowadzone w punktach 7.5 oraz 7.6 w celu właściwego doboru utwierdzeń wzdłuż słupa.

Zatem stwierdza się, iż kształtownik IPE 500 wykonany ze stali S355 jest odpowiedni do wykonania słupów tej ramy portalowej.

Rygiel: IPE 450

$V_{Ed} = 118 \text{ kN}$ (wartość maksymalna)

$N_{Ed} = 127 \text{ kN}$ (wartość maksymalna)

$M_{Ed} = 356 \text{ kNm}$ (wartość maksymalna)

Właściwości kształtownika

$h = 450 \text{ mm}$

$A = 9880 \text{ mm}^2$

$b = 190 \text{ mm}$

$W_{pl,y} = 1702 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$t_w = 9,4 \text{ mm}$

$I_y = 33740 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$i_y = 185 \text{ mm}$

$t_f = 14,6 \text{ mm}$

$I_z = 1676 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$i_z = 41,2 \text{ mm}$

$r = 21 \text{ mm}$

$I_t = 66,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$h_w = 420,8 \text{ mm}$

$I_w = 791 \times 10^9 \text{ mm}^6$

$d = 378,8 \text{ mm}$

| | | |
|--|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 25 z 44 |
| <p>7.7. Klasyfikacja przekrojów poprzecznych</p> <p>7.7.1. Środek</p> $\frac{c}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,3$ $d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{127000}{9,4 \times 355} = 38$ $\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{378,8 + 38}{2 \times 378,8} = 0,55 > 0,50$ <p>Wartość graniczna dla klasy 1 wynosi: $\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,55 - 1} = 52,1$</p> <p>Wówczas: $\frac{c}{t_w} = 40,3 < 52,1$</p> <p>→ Środek należy do klasy 1.</p> <p>7.7.2. Pas</p> $\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$ <p>Wartość graniczna dla klasy 1 wynosi: $9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$</p> <p>Wówczas: $\frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$</p> <p>→ Pas należy do klasy 1</p> <p>Zatem przekrój należy do klasy 1. Weryfikacja elementu konstrukcyjnego będzie oparta na nośności plastycznej przekroju poprzecznego.</p> <p>7.8. Nośność przekroju poprzecznego</p> <p>7.8.1. Nośność przy ścinaniu</p> <p>Pole ścinania: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ ale nie mniej niż $\eta h_w t_w$</p> $A_v = 9880 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5082 \text{ mm}^2$ $\eta h_w t_w = 1,0 \times 420,8 \times 9,4 = 3956 \text{ mm}^2$ $\therefore A_v = 5082 \text{ mm}^2$ $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{5082 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1042 \text{ kN}$ <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 1042 \text{ kN}$ OK</p> | | <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2 (Arkusz 1)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2 (arkusz 2)</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.6(3)</p> <p>ηz EN 1993-1-1 §6.2.6(3)</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.6(3)</p> |

| | | |
|--|--|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 26 z 44 |
| <p>Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania</p> <p>W przypadku, gdy na przekrój poprzeczny oddziałują jednocześnie siła ścinająca i moment zginający, siła ścinająca może zostać pominięta, jeżeli jej wartość jest mniejsza niż 50% nośności plastycznej przekroju poprzecznego przy ścinaniu.</p> <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 521 \text{ kN}$ OK</p> <p>Zatem wpływ siły ścinającej na nośność przy zginaniu może zostać pominięty.</p> <p>7.8.2. Nośność przy ściskaniu</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3507 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3507 \text{ kN}$ OK</p> <p>Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej</p> <p>W przypadku, gdy na przekrój poprzeczny oddziałują jednocześnie siła osiowa i moment zginający, siła osiowa może zostać pominięta, pod warunkiem, że spełnione są dwa poniższe warunki:</p> $N_{Ed} < 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{oraz} \quad N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 3507 = 877 \text{ kN}$</p> <p>oraz</p> $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 420,8 \times 9,4 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 702 \text{ kN}$ <p>$127 \text{ kN} < 887 \text{ kN}$ oraz 702 kN OK</p> <p>Zatem wpływ siły osiowej na nośność przy zginaniu może zostać pominięty.</p> <p>7.8.3. Nośność przy zginaniu</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 604 \text{ kNm}$ <p>$M_{y,Ed} = 356 \text{ kNm} < 604 \text{ kNm}$ OK</p> | | <p>EN 1993-1-1 §6.2.8</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.9</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5</p> |

7.9. Wyboczenie z płaszczyzny

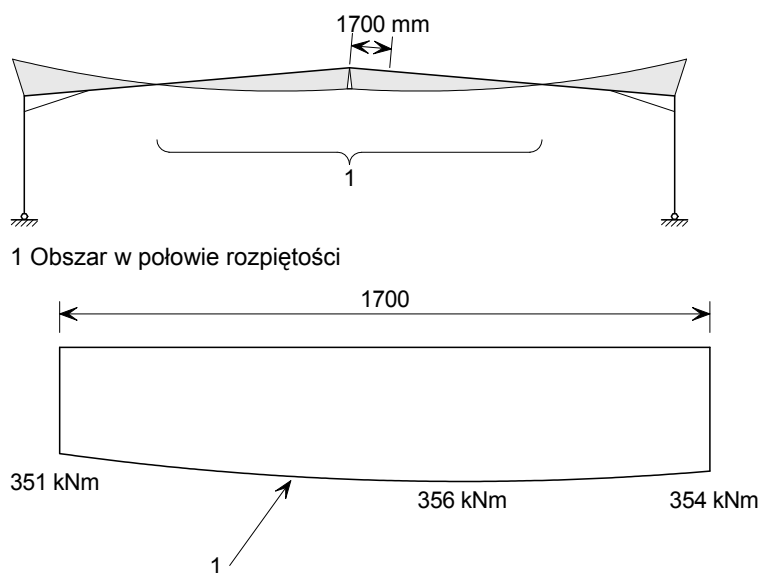
Interakcja wyboczenia z płaszczyzny jest weryfikowana za pomocą zależności (6.62) z normy EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{z,b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Rygiel powinien zostać zweryfikowany pomiędzy utwierdzeniami przeciwnskretnymi. Jeżeli wykorzystywane są utwierdzenia pośrednie połączone z pasem rozciągającym, należy zweryfikować także rozstaw utwierdzeń pośrednich.

7.9.1. Obszar w połowie rozpiętości

Rozstaw płatwi w tym obszarze wynosi 1700 mm.



1 Obszar w połowie rozpiętości

1: Moment zginający

Nośność na wyboczenie giętne dla zginania względem osi słabej, $N_{b,z,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ mm}$$

Wyboczenie względem osi z-z

→ Krzywa **b** dla dwuteowników walcowanych na gorąco

$$\rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1700}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,540$$

EN 1993-1-1
Tabela 6.1
Tabela 6.2

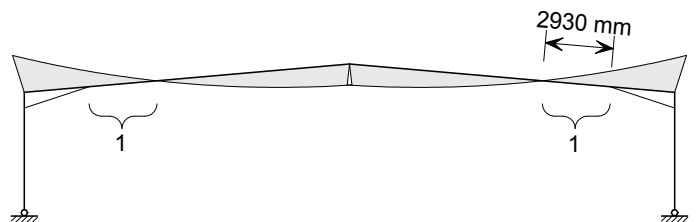
EN 1993-1-1
§6.3.1.3

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 28 z 44 |
|---|---|--|
| $\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$ $\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,540 - 0,2) + 0,540^2] = 0,704$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,540^2}} = 0,865$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,865 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3034 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3034 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Nośność przy zwichrzeniu dla zginania, $M_{b,Rd}$</p> <p>W tej strefie sprawdzane jest zwichrzenie pomiędzy utwierdzeniami, którymi są płatwie. W przypadku płatwi rozmieszczonych równomiernie, długość krytyczna występuje w punkcie maksymalnego momentu zginającego.</p> <p>Aby możliwe było wyznaczenie krytycznego momentu rygla, współczynnik C_1 uwzględnia kształt wykresu momentu zginającego.</p> <p>W tym przypadku wykres momentu zginającego jest prawie stały wzdłuż rozważanego segmentu, więc $\psi \approx 1,0$. Zatem:</p> <p>→ $C_1 = 1,0$</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,0 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{1700^2} \times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{1700^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 2733 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{2733 \times 10^6}} = 0,470$ $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{oraz} \quad \beta = 0,75$ $\frac{h}{b} = 2,37$ <p>→ Krzywa c dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,49(0,470 - 0,4) + 0,75 \times 0,470^2] = 0,60$ | | <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.3 Tabela 6.5</p> |

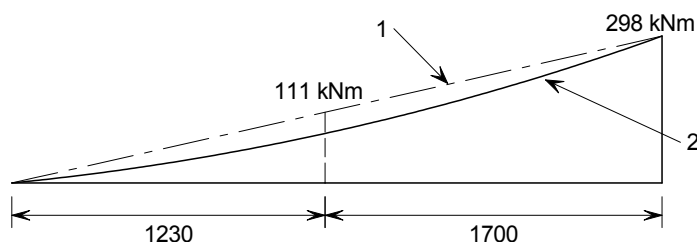
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 29 z 44 |
|--|---|---|
| $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,75 \times 0,470^2}} = 0,961$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,470^2} = 4,53$ $\therefore \chi_{LT} = 0,961$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,961 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 581 \text{ kNm}$ $M_{Ed} = 356 \text{ kNm} < 581 \text{ kNm} \quad \text{OK}$ <p>Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie z płaszczyzny</p> <p>Wyboczenie z płaszczyzny spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Dla $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ współczynnik interakcji k_{zy} jest obliczany w następujący sposób:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$ <p>Moment zginający jest w przybliżeniu liniowy i stały. Zatem wartość współczynnika C_{mLT} przyjmuje się równą 1,0</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,540}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right) \right]$ $= \max (0,997; 0,994) = 0,997$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{3034} + 0,997 \frac{356}{581} = 0,653 < 1,0 \quad \text{OK}$ | | <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.3 EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.2</p> |

7.9.2. Obszar na końcu rozpiętości

Dolny pas w tym obszarze jest ściskany i należy sprawdzić stateczność pomiędzy utwierdzeniami przeciwnskretnymi.



1 Obszar na końcu rozpiętości



1 Uproszczony moment zginający

2 Moment zginający

Długość wyboczeniowa przyjmowana jest od utwierdzenia przeciwnskretnego na ostrym końcu skosu do utwierdzenia „wirtualnego”, które jest punktem przegięcia wykresu momentu zginającego, tj. punktem, w którym moment zginający jest równy zero. W niektórych krajach przyjęcie utwierdzenia wirtualnego może nie być powszechną praktyką. Jeżeli procedura ta nie jest dozwolona, długość wyboczeniową należy przyjąć do następnej płatwi (tj. do pierwszego utwierdzenia połączonego z pasem ściskanym).

Analiza wykazała, że długość wyboczeniowa do punktu przegięcia wynosi 2930 mm.

Jeśli pas rozciągany jest utwierdzony w sposób nieciągły w punktach pomiędzy utwierdzeniami przeciwnskretnymi i rozstaw utwierdzeń połączonych z pasem rozciągany jest dostatecznie mały, można wykorzystać tę sytuację.

Aby umożliwić określenie, czy rozstaw utwierdzeń jest dostatecznie mały, w Załączniku BB normy EN 1993-1-1 podano wzór służący do obliczenia maksymalnego rozstawu. Jeżeli rzeczywisty rozstaw utwierdzeń jest mniejszy od tej obliczonej wartości, wówczas można wykorzystać metody podane w Załączniku C tego dokumentu do obliczenia siły krytycznej przy wyboczeniu sprężystym oraz momentu krytycznego kształtownika.

| | | |
|--|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 31 z 44 |
| <p>Weryfikacja rozstawu pośrednich utwierdzeń</p> <p>W tym przypadku utwierdzenie połączone z pasem rozciągającym jest zapewnione przez płatwie. Płatwie te są rozmieszczone w odległości 1700 mm.</p> $L_m = \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$ $\psi = \frac{111}{298} = 0,37 \rightarrow C_1 = 1,42$ $L_m = \frac{38 \times 41,2}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{127 \times 10^3}{9880} \right) + \frac{1}{756 \times 1,42^2} \frac{(1702 \times 10^3)^2}{9880 \times 66,9 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 1669 \text{ mm}$ <p>Odstęp między płatwiami wynosi 1700 mm > 1669 mm</p> <p>Zatem należy zastosować normalną procedurę obliczeniową i nie można wykorzystać utwierdzeń połączonych z pasem rozciągającym.</p> <p>Nośność na wyboczenie giętne względem osi słabej, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Jak poprzednio:</p> <p>→ Krzywa b dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2930}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,931$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34 (0,931 - 0,2) + 0,931^2 \right] = 1,06$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,06 + \sqrt{1,06^2 - 0,931^2}} = 0,638$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,638 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2238 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2238 \text{ kN} \quad \text{OK}$ | | <p>EN 1993-1-1 Załącznik BB §BB.3.1.1</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.2 Tabela 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> |

| | | |
|---|--|---|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 32 z 44 |
| <p>Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>Jak poprzednio, należy obliczyć współczynnik C_1 w celu wyznaczenia momentu krytycznego elementu konstrukcyjnego. Dla uproszczenia przyjmuje się, że wykres momentu zginającego jest liniowy, co jest postępowaniem nieco zachowawczym.</p> $\psi = \frac{0}{298} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$ $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{2930^2} \times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{2930^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 1763 \times 10^6 \text{ Nmm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1763 \times 10^6}} = 0,585$ <p>W przypadku kształtowników walcowanych na gorąco</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{oraz} \quad \beta = 0,75$ <p>Jak poprzednio:</p> <p>→ Krzywa c dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,585 - 0,4) + 0,75 \times 0,585^2 \right] = 0,674$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,674 + \sqrt{0,674^2 - 0,75 \times 0,585^2}} = 0,894$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,585^2} = 2,92$ <p>∴ $\chi_{LT} = 0,894$</p> $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,894 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 540 \text{ kNm}$ | | <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>Załącznik C do niniejszego dokumentu</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.3 Tabela 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.2.5(2)</p> |

| | | |
|--|--|--|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 33 z 44 |
| <p>Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie z płaszczyzny</p> <p>Wyboczenie z płaszczyzny spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Dla $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ współczynnik interakcji k_{zy} jest obliczany w następujący sposób:</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$ $\psi = \frac{0}{298} = 0$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,931}{(0,6 - 0,25)} \frac{127}{2238} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{127}{2238} \right) \right]$ $= \max (0,985; 0,983) = 0,985$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2238} + 0,985 \frac{298}{540} = 0,601 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>7.10. Wyboczenie w płaszczyźnie</p> <p>Interakcja wyboczenia w płaszczyźnie jest weryfikowana za pomocą zależności (6.61) z normy EN 1993–1–1.</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ | | <p>EN 1993-1-1 §6.3.3(4)</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Załącznik B Tabela B.2</p> |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 34 z 44 |
|--|---|--|
| <p>Maksymalny moment zginający oraz siła osiowa w ryglu, z wyłączeniem skosu.</p> <p>$M_{Ed} = 356 \text{ kNm}$</p> <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN}$</p> <p>Skos jest analizowany w punkcie 8.</p> <p>7.10.1. Nośność przy wyboczeniu giętnym względem osi mocnej, $N_{b,y,Rd}$</p> <p>$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$</p> <p>$t_f = 14,6 \text{ mm}$</p> <p>Wyboczenie względem osi y-y:</p> <p>→ Krzywa a dla dwuteowników walcowanych na gorąco</p> <p>→ $\alpha = 0,21$</p> <p>Długość wyboczeniowa jest długością układu, która jest odległością między węzłami (tj. długością rygła łącznie ze skosem), $L = 15057 \text{ mm}$</p> <p>$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$</p> <p>$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{15057}{185} \times \frac{1}{76,4} = 1,065$</p> <p>$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$</p> <p>$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(1,065 - 0,2) + 1,065^2 \right] = 1,158$</p> <p>$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,158 + \sqrt{1,158^2 - 1,065^2}} = 0,620$</p> <p>$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,620 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2175 \text{ kN}$</p> <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2175 \text{ kN} \quad \text{OK}$</p> <p>7.10.2. Nośność na zwichrzenie, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ jest najmniejszą nośnością na wyboczenie spośród obliczonych uprzednio.</p> <p>$M_{b,Rd} = \min(581; \quad 540)$</p> <p>$M_{b,Rd} = 540 \text{ kNm}$</p> | | <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.1 Tabela 6.2</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 §6.3.1.2</p> |

| | | |
|-------|--|----------------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 35 z 44 |
| | | |
| | | |

7.10.3. Wzajemne oddziaływanie siły osiowej i momentu zginającego — wyboczenie w płaszczyźnie

Wyboczenie w płaszczyźnie spowodowane wzajemnym oddziaływaniem siły osiowej i momentu zginającego jest weryfikowane na podstawie spełnienia poniższej zależności:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Współczynnik interakcji, k_{yy} , jest obliczany w następujący sposób:

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$$

Wyrażenie służące do obliczenia współczynnika C_{my} jest zależne od wartości wielkości α_h oraz ψ .

$$\psi = -\frac{298}{351} = -0,849.$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{351}{356} = 0,986$$

Dlatego współczynnik C_{my} jest obliczany następująco:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05\alpha_h = 0,95 + 0,05 \times 0,986 \approx 1,0$$

$$k_{yy} = \min \left[1,0 \left(1 + (1,065 - 0,2) \frac{127}{2175} \right); 1 \left(1 + 0,8 \frac{127}{2175} \right) \right]$$

$$= \min [1,05; 1,047] = 1,047$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2175} + 1,047 \frac{356}{540} = 0,749 < 1,0 \quad \text{OK}$$

Element konstrukcyjny spełnia wymogi sprawdzenia wyboczenia w płaszczyźnie.

7.11. Prawdliwość kształtownika rygla

W punkcie 7.8 wykazano, że nośność przekroju poprzecznego kształtownika jest większa od przyłożonych sił.

Sprawdzenia wyboczenia z płaszczyzny i wyboczenia w płaszczyźnie zostały przeprowadzone w punktach 7.9 oraz 7.10 w celu właściwego doboru utwierdzeń wzdłuż rygla.

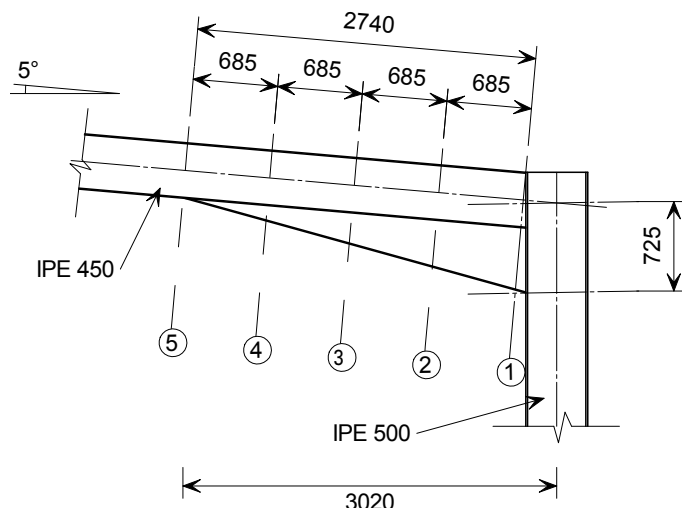
Zatem stwierdza się, iż kształtownik IPE 500 wykonany ze stali S355 jest odpowiedni do wykonania rygla tej ramy portalowej.

EN 1993-1-1
Załącznik B
Tabela B.3

EN 1993-1-1
Załącznik B
Tabela B.2

8. Odcinek skosu

Skos jest wykonywany z wycinka kształtownika IPE 550. Sprawdzenia należy przeprowadzić w punkcie końcowym i w punktach ćwiartkowych, jak pokazano na poniższym rysunku.



Na podstawie geometrii skosu można określić następujące właściwości dla każdego z przekrojów poprzecznych od 1 do 5, zamieszczone w Tabeli 2.

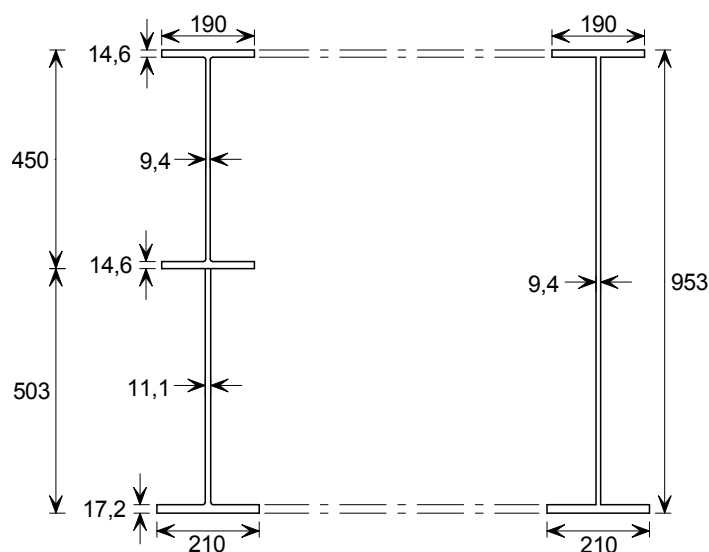
Tabela 2 Właściwości kształtownika elementu konstrukcyjnego ze skosem w przekrojach poprzecznych zaznaczonych na powyższym rysunku

| Przekrój poprzeczny nr | Wysokość wycinka (mm) | Wysokość całkowita (mm) | Pole przekroju brutto, A (mm ²) | I_y (cm ⁴) | $W_{el,min}$ (cm ³) | N_{Ed} (kN) | M_{Ed} (kNm) |
|------------------------|-----------------------|-------------------------|---|--------------------------|---------------------------------|---------------|----------------|
| 1 | 503 | 953 | 15045 | 200500 | 4055 | 129 | 661 |
| 2 | 378 | 828 | 13870 | 144031 | 3348 | 129 | 562 |
| 3 | 252 | 702 | 12686 | 98115 | 2685 | 128 | 471 |
| 4 | 126 | 576 | 11501 | 62258 | 2074 | 127 | 383 |
| 5 | 0 | 450 | 9880 | 33740 | 1500 | 127 | 298 |

Właściwości kształtownika obliczane są w płaszczyźnie prostopadłej do jego osi.

Dla uproszczenia właściwości powyższego kształtownika obliczono, zakładając stałą grubość środnika wynoszącą 9,4 mm i pomijając pas środkowy.

Na poniższym rysunku przedstawiono rzeczywisty i równoważny przekrój poprzeczny nr 1:



Rzeczywisty przekrój poprzeczny

Równoważny przekrój poprzeczny

W przypadku przekroju poprzecznego nr 1 wartości N_{Ed} oraz M_{Ed} są określone przy licu słupa.

8.1. Klasyfikacja przekrojów poprzecznych

8.1.1. Środek

Środek może być podzielony na dwa środki i klasyfikowany według naprężeń i geometrii każdego środka. Górny kształtownik (tj. rygiel) nazywany jest środkiem górnym, a dolny kształtownik (tj. wycinek) nazywany jest środkiem dolnym.

Środek górny

Na pierwszy rzut oka widać, że górny środek będzie klasy 3 lub wyższej, ponieważ jest on głównie rozciągany.

Środek dolny

Naprężenie w przekroju spowodowane obciążeniem osiowym:

$$\sigma_N = \frac{129}{15045} \times 10^3 = 8,57 \text{ N/mm}^2$$

Zakładając sprężysty rozkład naprężeń w przekroju poprzecznym nr 1, maksymalne rozporządzalne naprężenie przeciwstawiające się zginaniu wynosi:

$$\sigma_M = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} - \sigma_N = \frac{355}{1,0} - 8,57 = 346 \text{ N/mm}^2$$

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 38 z 44 |
|--|---|---|
| <div data-bbox="188 226 983 748"> </div> <p data-bbox="188 768 1054 840">Odległość od pasa dolnego do osi obojętnej w zakresie odkształceń sprężystych wynosi:</p> <p data-bbox="188 857 383 891">$\bar{z} = 451,4 \text{ mm}$</p> <p data-bbox="188 909 1029 945">Odległość od spodu pasa środkowego od osi neutralnej: 51,6 mm</p> <p data-bbox="188 963 1005 999">Zginanie + naprężenie osiowe na górze kształtownika wycinka:</p> <p data-bbox="188 1016 758 1052">$= 346(-51,6/451,4) + 8,57 = -31 \text{ N/mm}^2$</p> <p data-bbox="188 1077 643 1153">W celu sprawdzenia klasy 3 należy wyznaczyć ψ</p> <p data-bbox="188 1171 430 1247">$\psi = \frac{-31}{346} = -0,09$</p> <p data-bbox="188 1267 660 1413">Biorąc pod uwagę przekrój 1 równoległy do pasa słupa, wysokość średnika z wyłączeniem promienia zaokrąglenia wynosi:</p> <p data-bbox="188 1431 628 1467">$c_w = 503 - 17,2 - 24 = 461,8 \text{ mm}$</p> <p data-bbox="188 1485 459 1574">$\frac{c_w}{t_w} = \frac{461,8}{11,1} = 41,6$</p> <div data-bbox="695 1077 1201 1637"> </div> <p data-bbox="188 1659 831 1695">Dla $\psi > -1$ wartość graniczna dla klasy 3 wynosi:</p> <p data-bbox="188 1713 791 1807">$\frac{42 \varepsilon}{0,67 + 0,33 \psi} = \frac{42 \times 0,81}{0,67 + 0,33(-0,09)} = 53,1$</p> <p data-bbox="188 1825 416 1910">$\frac{c}{t_w} = 41,6 < 53,1$</p> <p data-bbox="188 1928 571 1966">→ Środniczek należy do klasy 3.</p> | | <p data-bbox="1209 1077 1358 1142">EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p> <p data-bbox="1209 1659 1358 1724">EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p> |

8.1.2. Pasy

Pas górny

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$$

Wartość graniczna dla klasy 1 wynosi: $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

Wówczas: $\frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$

→ Pas górny należy do klasy 1

Pas dolny

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,4$$

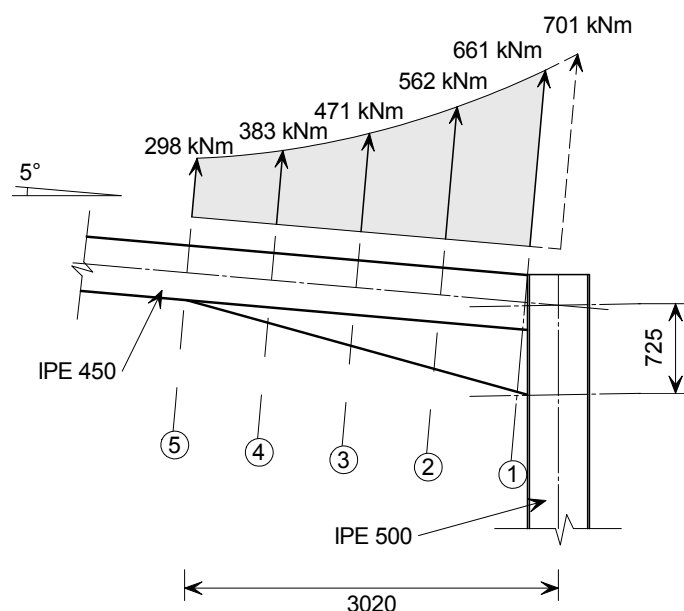
Wartość graniczna dla klasy 1 wynosi: $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

$$\frac{c}{t_f} = 4,4 < 7,3$$

→ Pas dolny należy do klasy 1

Zatem cały przekrój należy do klasy 3.

8.2. Nośność przekroju poprzecznego



EN 1993-1-1
Tabela 5.2
(arkusz 2)

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 40 z 44 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|--------------------------|-------------------------|------------------------------------|-------------------------|--|-------------------------|--|---|-----|------|------|-----|-----|-----|---|-----|------|------|-----|-----|-----|---|-----|------|------|-----|-----|-----|---|-----|------|------|-----|-----|-----|---|-----|------|------|-----|-----|-----|---|
| <div>8.2.1. Nośność przy ścinaniu</div> <p>Pole ścinania przekroju poprzecznego nr 1 można zachowawczo oszacować jako równe:</p> $A_v = A - (bt_f)_{\text{topfl}} - (bt_f)_{\text{botfl}} = 15045 - 190 \times 14,6 - 210 \times 17,2 = 8659 \text{ mm}^2$ $V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{8659 \left(355 / \sqrt{3}\right)}{1,0} \times 10^{-3} = 1775 \text{ kN}$ $V_{\text{Ed}} = 147 \text{ kN} < 1775 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <div>Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania:</div> <p>W przypadku, gdy na przekrój poprzeczny oddziałują jednocześnie siła ścinająca i moment zginający, siła ścinająca może zostać pominięta, jeżeli jej wartość jest mniejsza niż 50% nośności plastycznej przy ścinaniu.</p> $V_{\text{Ed}} = 147 \text{ kN} < 0,5 V_{\text{pl,Rd}} = 888 \text{ kN}$ <p>Zatem wpływ siły ścinającej na nośność przy zginaniu może zostać pominięty.</p> <p>Takie same obliczenia należy przeprowadzić w przypadku pozostałych przekrojów poprzecznych. W poniższej tabeli podsumowano weryfikację nośności przy ścinaniu elementu konstrukcyjnego ze skosem:</p> <div>Tabela 3 Weryfikacja nośności przy ścinaniu przekrojów poprzecznych od 1 do 5</div> <table><tr><th>Przekrój poprzeczny nr</th><th>V_{Ed} (kN)</th><th>A_v (mm²)</th><th>$V_{\text{pl,Rd}}$ (kN)</th><th>$V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd}}$</th><th>$0,5V_{\text{Rd}}$ (kN)</th><th>Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania</th></tr><tr><td>1</td><td>147</td><td>8659</td><td>1775</td><td>tak</td><td>888</td><td>nie</td></tr><tr><td>2</td><td>140</td><td>7484</td><td>1534</td><td>tak</td><td>767</td><td>nie</td></tr><tr><td>3</td><td>132</td><td>6300</td><td>1291</td><td>tak</td><td>646</td><td>nie</td></tr><tr><td>4</td><td>125</td><td>5115</td><td>1048</td><td>tak</td><td>524</td><td>nie</td></tr><tr><td>5</td><td>118</td><td>5082</td><td>1042</td><td>tak</td><td>521</td><td>nie</td></tr></table> <div>8.2.2. Nośność przy ściskaniu</div> <p>Nośność przekroju poprzecznego nr 1 przy ściskaniu:</p> $N_{\text{c,Rd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{15045 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 5341 \text{ kN}$ $N_{\text{Ed}} = 129 \text{ kN} < 5341 \text{ kN} \quad \text{OK}$ | | Przekrój poprzeczny nr | V_{Ed} (kN) | A_v (mm ²) | $V_{\text{pl,Rd}}$ (kN) | $V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd}}$ | $0,5V_{\text{Rd}}$ (kN) | Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania | 1 | 147 | 8659 | 1775 | tak | 888 | nie | 2 | 140 | 7484 | 1534 | tak | 767 | nie | 3 | 132 | 6300 | 1291 | tak | 646 | nie | 4 | 125 | 5115 | 1048 | tak | 524 | nie | 5 | 118 | 5082 | 1042 | tak | 521 | nie | <div>EN 1993-1-1 §6.2.6</div> <div>EN 1993-1-1 §6.2.4</div> |
| Przekrój poprzeczny nr | V_{Ed} (kN) | A_v (mm ²) | $V_{\text{pl,Rd}}$ (kN) | $V_{\text{Ed}} \leq V_{\text{Rd}}$ | $0,5V_{\text{Rd}}$ (kN) | Wzajemne oddziaływanie zginania i ścinania | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 147 | 8659 | 1775 | tak | 888 | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 140 | 7484 | 1534 | tak | 767 | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 132 | 6300 | 1291 | tak | 646 | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 125 | 5115 | 1048 | tak | 524 | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 118 | 5082 | 1042 | tak | 521 | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 41 z 44 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|-------------------------|-----------------|------------------------|--|------------------------|--|---|-----|-------|------|-----|-----|---|-----|-------|------|-----|-----|---|-----|-------|------|-----|-----|---|-----|-------|------|-----|-----|---|-----|------|------|-----|-----|----------------------|
| <p>Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej:</p> <p>Gdy siła osiowa oraz moment zginający oddziałują na przekrój poprzeczny jednocześnie, całkowite naprężenie, $\sigma_{x,Ed}$, musi być mniejsze od naprężenia dopuszczalnego.</p> <p>$\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M$</p> <p>$\sigma_M = \frac{M_{Ed} \times z}{I_y} = \frac{661 \times 10^6 \times 501,6}{200500 \times 10^4} = 165 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M = 8,57 + 165 = 174 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Maksymalne naprężenie dopuszczalne wynosi:</p> <p>$\sigma_{max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$\sigma_{x,Ed} = 174 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$</p> <p>Podobne obliczenia należy przeprowadzić dla pozostałych przekrojów poprzecznych. W poniższej tabeli podsumowano weryfikację nośności przy ściskaniu elementu konstrukcyjnego ze skosem:</p> <p>Tabela 4 Weryfikacja nośności przy ściskaniu przekrojów poprzecznych od 1 do 5</p> <table><tr><th>Przekrój poprzeczny (i)</th><th>N_{Ed} (kN)</th><th>A (mm²)</th><th>$N_{c,Rd}$ (kN)</th><th>$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$</th><th>Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej</th></tr><tr><td>1</td><td>129</td><td>15045</td><td>5341</td><td>tak</td><td>nie</td></tr><tr><td>2</td><td>129</td><td>13870</td><td>4924</td><td>tak</td><td>nie</td></tr><tr><td>3</td><td>128</td><td>12686</td><td>4504</td><td>tak</td><td>nie</td></tr><tr><td>4</td><td>127</td><td>11501</td><td>4083</td><td>tak</td><td>nie</td></tr><tr><td>5</td><td>127</td><td>9880</td><td>3507</td><td>tak</td><td>nie</td></tr></table> | | Przekrój poprzeczny (i) | N_{Ed} (kN) | A (mm ²) | $N_{c,Rd}$ (kN) | $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ | Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej | 1 | 129 | 15045 | 5341 | tak | nie | 2 | 129 | 13870 | 4924 | tak | nie | 3 | 128 | 12686 | 4504 | tak | nie | 4 | 127 | 11501 | 4083 | tak | nie | 5 | 127 | 9880 | 3507 | tak | nie | EN 1993-1-1 §6.2.9.2 |
| Przekrój poprzeczny (i) | N_{Ed} (kN) | A (mm ²) | $N_{c,Rd}$ (kN) | $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ | Wzajemne oddziaływanie zginania i siły osiowej | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 129 | 15045 | 5341 | tak | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 129 | 13870 | 4924 | tak | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 128 | 12686 | 4504 | tak | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 127 | 11501 | 4083 | tak | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | 127 | 9880 | 3507 | tak | nie | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>8.2.3. Nośność przy zginaniu</p> <p>Nośność przy zginaniu przekroju poprzecznego nr 1 wynosi:</p> <p>$M_{c,y,Rd} = M_{el,y,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4055 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 1440 \text{ kNm}$</p> <p>$M_{y,Ed} = 661 \text{ kNm} < 1440 \text{ kNm} \quad \text{OK}$</p> <p>Podobne obliczenia należy przeprowadzić dla pozostałych przekrojów poprzecznych. W poniższej tabeli podsumowano weryfikację nośności przy zginaniu elementu konstrukcyjnego ze skosem.</p> | | EN 1993-1-1 §6.2.5(2) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

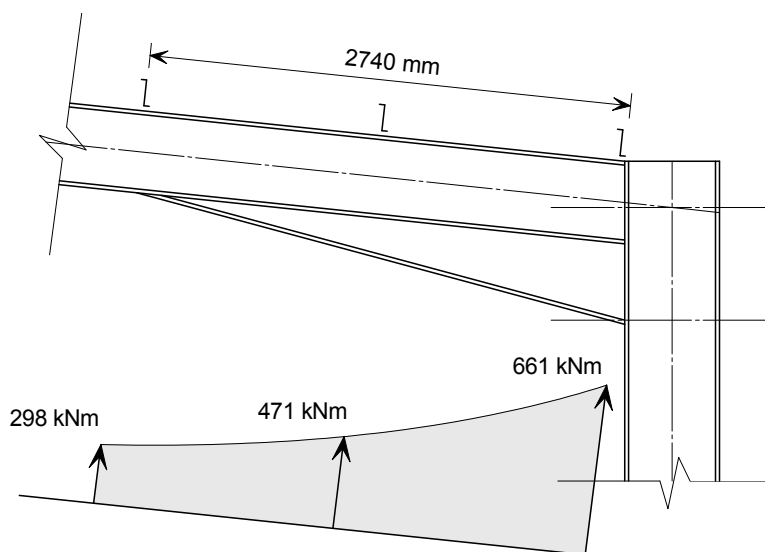
W tym przypadku wszystkie przekroje poprzeczne traktowane są jako przekroje klasy 3 i dlatego wykorzystywane są właściwości sprężyste. Jest to podejście zachowawcze. Jednakże z przeprowadzonych wcześniej obliczeń sprawdzających rygiel wynika, że przekrój poprzeczny nr 1 jest klasy 1. Może się zdarzyć tak, że inne przekroje spośród przekrojów poprzecznych od nr 1 do nr 5 są przekrojami plastycznymi i tym samym może być uzyskana większa nośność przy zginaniu.

Tabela 5 Weryfikacja nośności przy zginaniu przekrojów poprzecznych od 1 do 5

| Przekrój poprzeczny (i) | M_{Ed} (kNm) | $W_{el,min}$ ($mm^3 \times 10^3$) | $M_{el,Rd}$ (kNm) | $M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$ |
|-------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------------|
| 1 | 661 | 4055 | 1440 | tak |
| 2 | 562 | 3348 | 1189 | tak |
| 3 | 471 | 2685 | 953 | tak |
| 4 | 383 | 2074 | 736 | tak |
| 5 | 298 | 1500 | 533 | tak |

8.3. Nośność na wyboczenie

Na każdym z końców odcinka skosu znajduje się utwierdzenie przeciwskrętne.



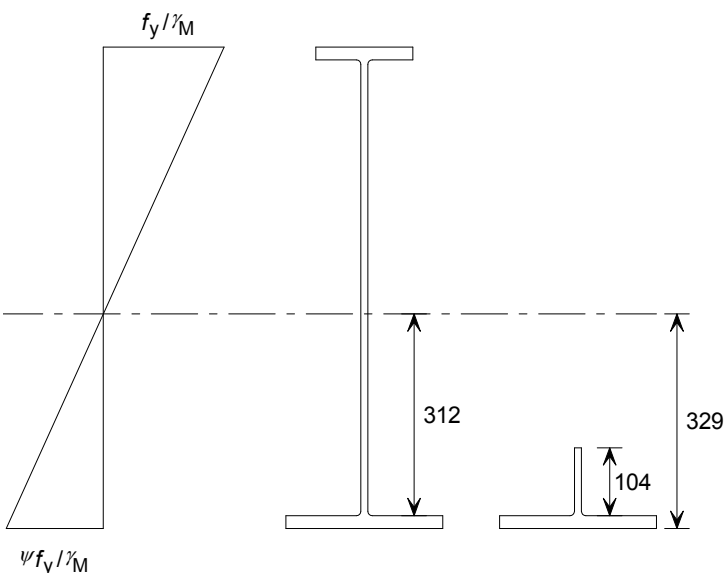
Analizowana długość wyboczeniowa

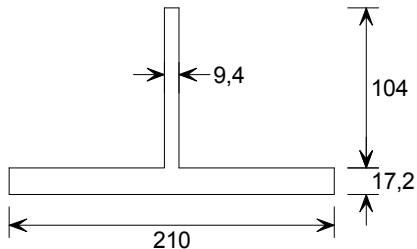
Gdy pas rozciągany jest utwierdzony w sposób nieciągły w punktach pomiędzy utwierdzeniami przeciwskrętnymi i rozstaw utwierdzeń połączonych z pasem rozciągany jest dostatecznie mały, można wykorzystać tę sytuację.

Aby umożliwić określenie, czy rozstaw utwierdzeń jest dostatecznie mały, w Załączniku BB normy EN 1993-1-1 podano wzór służący do obliczenia maksymalnego rozstawu. Jeżeli rzeczywisty rozstaw utwierdzeń jest mniejszy od tej obliczonej wartości, wówczas można wykorzystać metody podane w Załączniku C tego dokumentu do obliczenia siły krytycznej przy wyboczeniu sprężystym oraz momentu krytycznego kształtownika.

Przeciwnie, jeżeli rozstaw utwierdzeń jest większy od obliczonej wartości, można wykorzystać równoważny teownik do sprawdzenia stateczności skosu.

| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 43 z 44 | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|--|---|--|-------------------------|---|-------|----|------|------|---|-------|----|------|------|--|
| <div>8.3.1. Weryfikacja rozstawu pośrednich utwierdzeń</div> <div>$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2}\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}}$<p>Dla uproszczenia przyjmuje się, że płatew znajdująca się w połowie rozpiętości elementu konstrukcyjnego ze skosem jest wyrównana z przekrojem poprzecznym nr 3.</p><p>Podobnie przyjmuje się, że płatew na końcu elementu konstrukcyjnego ze skosem jest wyrównana z przekrojem poprzecznym nr 1.</p>$\psi = \frac{471}{661} = 0,71 \rightarrow C_1 = 1,2$<p>Zgodnie z Eurokodem należy przyjąć wskaźnik $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ o największej wartości w segmencie.</p><p>W tym przypadku rozważane są przekroje poprzeczne nr 1 oraz nr 3, jak pokazano w tabeli 6.</p><div><div>Tabela 6</div><div>$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ — wskaźnik dla przekrojów poprzecznych nr 1 oraz nr 3</div><table><tr><th>Przekrój poprzeczny (i)</th><th>A (mm²)</th><th>I_t (mm⁴) × 10⁴</th><th>W_{pl} (mm³) × 10³</th><th>$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$</th></tr><tr><td>1</td><td>15045</td><td>81</td><td>4888</td><td>1961</td></tr><tr><td>3</td><td>12686</td><td>74</td><td>3168</td><td>1069</td></tr></table></div><p>Dla uproszczenia, w obliczaniu I_t oraz W_{pl} pominięto pas środkowy.</p><p>Właściwości kształtownika w przekroju poprzecznym nr 1 dają największą wartość wskaźnika $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$. Dlatego też wielkość L_m obliczana jest przy użyciu właściwości kształtownika w przekroju poprzecznym nr 1.</p>$I_z = 2168 \times 10^4 \text{ mm}^4$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2168 \times 10^4}{15045}} = 38 \text{ mm}$$L_m = \frac{38 \times 38}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\left(\frac{129 \times 10^3}{15045}\right) + \frac{1}{756 \times 1,2^2}\frac{(4888 \times 10^3)^2}{15045 \times 81 \times 10^4}\left(\frac{355}{235}\right)^2}}$$L_m = 700 \text{ mm}$<p>Odstęp między płatwiami wynosi 1345 mm ≠ 700 mm</p><p>Dlatego też nie może być zastosowana procedura projektowa wykorzystująca utwierdzenia połączone z pasem rozciągającym, podana w punkcie C.2 Załącznika C.</p></div> | | Przekrój poprzeczny (i) | A (mm ²) | I _t (mm ⁴) × 10 ⁴ | W _{pl} (mm ³) × 10 ³ | $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ | 1 | 15045 | 81 | 4888 | 1961 | 3 | 12686 | 74 | 3168 | 1069 | <div>EN 1993-1-1 Załącznik BB §BB.3.2.1</div> <div>Załącznik C do niniejszego dokumentu EN 1993-1-1 Załącznik BB §BB.3.2.1</div> |
| Przekrój poprzeczny (i) | A (mm ²) | I _t (mm ⁴) × 10 ⁴ | W _{pl} (mm ³) × 10 ³ | $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 15045 | 81 | 4888 | 1961 | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 12686 | 74 | 3168 | 1069 | | | | | | | | | | | | | |

| | | |
|--|--|---------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 44 z 44 |
| <p>8.3.2. Weryfikacja wyboczenia giętnego względem osi słabej</p> <p>Maksymalne siły w elemencie konstrukcyjnym ze skosem (przy licu słupa) mają wartość:</p> <p>$N_{Ed} = 129 \text{ kN}$</p> <p>$M_{Ed} = 661 \text{ kNm}$</p> <p>Norma EN 1993-1-1 nie odnosi się do projektowania kształtowników zwężanych (tj. skosów), natomiast weryfikacja znajdująca się w tym przykładzie praktycznym przeprowadzana jest poprzez sprawdzanie sił występujących w równoważnym teowniku poddawanym ścisnaniu i zginaniu.</p> <p>Równoważny teownik określany jest na podstawie kształtownika w połowie długości elementu konstrukcyjnego ze skosem.</p> <p>Równoważny teownik składa się z dolnego pasa oraz z 1/3 ściskanej części obszaru środnika, zgodnie z §6.3.2.4 normy EN 1993-1-1.</p> <p>Długość wyboczeniowa wynosi 2740 mm (odcinek pomiędzy szczytem słupa a pierwszym utwierdzeniem).</p> <p>Właściwości przekroju poprzecznego nr 1:</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A = 15045 \text{ mm}^2$</p> <p>Sprężysty wskaźnik wytrzymałości przekroju odpowiadający pasowi ściskanemu $W_{el,y} = 4527 \times 10^3 \text{ mm}^3$</p> <p>Właściwości przekroju poprzecznego nr 3:</p> <p>Właściwości całego kształtownika</p>  <p>Os obojętna w zakresie odkształceń sprężystych (od pasa dolnego): $\bar{z} = 329 \text{ mm}$</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A = 12686 \text{ mm}^2$</p> <p>Właściwości równoważnego teownika poddawanego ścisnaniu:</p> | | |

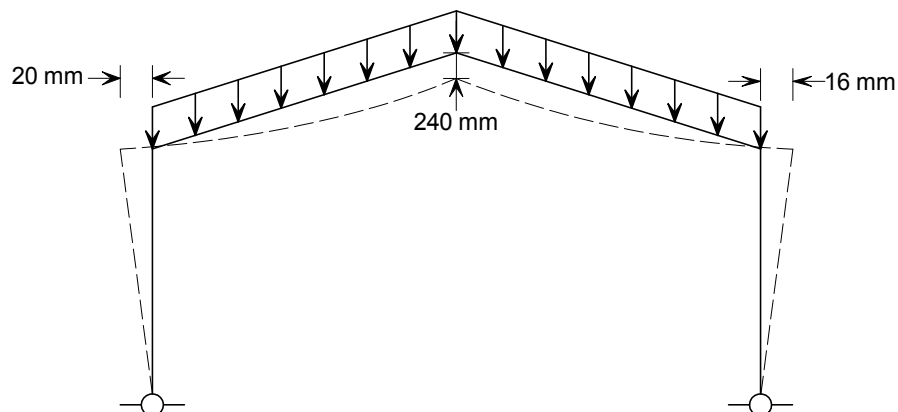
| | | |
|--|--|----------------|
| Tytuł | ZAŁĄCZNIK D Przykład praktyczny: Projektowanie ramy portalowej przy pomocy analizy sprężystej | 45 z 44 |
| <div style="display: flex; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Powierzchnia teownika: $A_f = 4590 \text{ mm}^2$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności przekroju względem osi słabej: $I_{f,z} = 1328 \times 10^4 \text{ mm}^4$</p> </div> </div> <p>Ściskanie w teowniku</p> <p>Całkowite równoważne ściskanie w teowniku obliczane jest dla przekroju poprzecznego nr 1 poprzez dodanie bezpośredniego ściskania osiowego oraz ściskania spowodowanego zginaniem.</p> $N_{Ed,f} = N_{Ed} \times \frac{A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} \times A_f = 129 \times \frac{4590}{15045} + \frac{661 \times 10^6}{4527 \times 10^3} \times 4590 = 670 \text{ kN}$ <p>Weryfikacja nośności na wyboczenie względem osi słabej</p> <p>Krzywa wyboczenia c wykorzystywana jest dla kształtowników walcowanych na gorąco</p> <p>$\rightarrow \alpha_z = 0,49$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}} = \sqrt{\frac{1328 \times 10^4}{4590}} = 53,8$ $\bar{\lambda}_{f,z} = \frac{L_{cr}}{i_{f,z}} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2740}{53,8} \times \frac{1}{76,4} = 0,667$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_{f,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49(0,667 - 0,2) + 0,667^2 \right] = 0,837$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2}} = \frac{1}{0,837 + \sqrt{0,837^2 - 0,667^2}} = 0,745$ $N_{b,z,Rd} = \chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,745 \frac{4590 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1214 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed,f} = 670 \text{ kN} < 1214 \text{ kN}$ OK</p> | | |

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

EN 1993-1-1
§6.3.1.2

9. Przeszacowania poziome i ugięcia

Przeszacowania poziome i ugięcia ramy portalowej uzależnione od kombinacji obciążeń charakterystycznych, zgodnie z wyrażeniem 6.14 normy EN 1990 są następujące:



W załączniku A niniejszego dokumentu podano wartości graniczne przeszacowań poziomych i ugięć wykorzystywane w niektórych krajach europejskich. Te wartości graniczne mają być jedynie wskazówką. Wymagania dotyczące danego projektu ramy portalowej muszą być uzgodnione z klientem.