

KONSTRUKCJE STALOWE W EUROPIE

**Wielokondygnacyjne
konstrukcje stalowe
Część 4: Projekt wykonawczy**

**Wielokondygnacyjne
konstrukcje stalowe
Część 4: Projekt wykonawczy**

PRZEDMOWA

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

Przewodnik *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe* składa się z 10 następujących rozdziałów:

- Część 1: Poradnik architekta
- Część 2: Projekt koncepcyjny
- Część 3: Oddziaływania
- Część 4: Projekt wykonawczy
- Część 5: Projektowanie połączeń
- Część 6: Inżynieria pożarowa
- Część 7: Wzorcowa specyfikacja konstrukcji
- Część 8: Opis kalkulatora do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych
- Część 9: Opis kalkulatora do obliczania nośności połączeń prostych
- Część 10: Wskazówki dla twórców oprogramowania do projektowania belek zespolonych

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

Obydwa przewodniki projektanta powstały w ramach europejskiego programu „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	VI
1 WPROWADZENIE	1
1.1 Ogólne	1
1.2 Zakres opracowania	1
2 PODSTAWOWE POJĘCIA	2
2.1 Wprowadzenie	2
2.2 Konstrukcja prosta	2
2.3 Ramy przechyłowe i nieprzechyłowe	3
2.4 Efekty drugiego rzędu	4
2.5 Ogólne procedury projektowe	7
2.6 Projektowanie układów stężeń w celu osiągnięcia wartości $\alpha_{cr} \geq 10$ dla wszystkich kombinacji oddziaływań	8
2.7 Wpływ imperfekcji	10
2.8 Podsumowanie zagadnień projektowych	15
3 PRAKTYCZNA ANALIZA GLOBALNA „KONSTRUKCJI PROSTEJ”	17
3.1 Wprowadzenie	17
3.2 Oddziaływania i ich kombinacje	17
3.3 Analiza ze względu na obciążenia grawitacyjne	19
3.4 Tolerancje w przypadku efektów drugiego rzędu	21
3.5 Podsumowanie zagadnień projektowych	22
4 STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI	23
4.1 Ogólne	23
4.2 Kombinacje obciążeń	23
4.3 Wartości graniczne przemieszczeń poziomych	23
4.4 Wartości graniczne ugięć pionowych	25
4.5 Podniesienia wykonawcze	26
4.6 Odpowiedź dynamiczna	26
4.7 Podsumowanie zagadnień projektowych	28
5 STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI	29
5.1 Wprowadzenie	29
5.2 Systemy stropów	29
5.3 Słupy	41
5.4 Stężenie pionowe	47
5.5 Stężenie poziome	50
5.6 Podsumowanie zagadnień projektowych	52
6 ODPORNOŚĆ	53
6.1 Wyjątkowe sytuacje obliczeniowe	53
6.2 Klasy konsekwencji	54
6.3 Projektowanie uwzględniające konsekwencje zniszczenia miejscowego budynków wielokondygnacyjnych	55
6.4 Elementy kluczowe	60
6.5 Ocena ryzyka	61
6.6 Podsumowanie zagadnień projektowych	61
LITERATURA	62
ZAŁĄCZNIK A PRZYKŁADY PRAKTYCZNE	63

Część 4: Projekt wykonawczy

A.1	Przykład praktyczny — Belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie	64
A.2	Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	71
A.3	Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	78
A.4	Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	88
A.5	Przykład praktyczny — słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego	102
A.6	Przykład praktyczny — połączenie śrubowe rozciąganego zastrzału z blachą węzłową	106

STRESZCZENIE

Niniejszy dokument stanowi czwartą część publikacji obejmującej wszystkie aspekty projektowania wielokondygnacyjnych konstrukcji średniej wysokości. W przewodniku skupiono się na projekcie wykonawczym budynków, w których stosowane są stężenia stalowe lub rdzenie betonowe w celu uodpornienia konstrukcji na działanie obciążeń poziomych oraz zapewnienia stateczności poziomej.

Celem tego dokumentu jest przedstawienie podstawowych pojęć z zakresu konstrukcji wielokondygnacyjnych, zwanych potocznie „konstrukcjami prostymi”, oraz dostarczenie wskazówek dotyczących praktycznych aspektów ich projektowania.

W przewodniku można znaleźć szczegółowe informacje na temat projektowania ze szczególnym uwzględnieniem stateczności oraz rady dotyczące globalnej analizy konstrukcji wielokondygnacyjnych.

Dodatkowo, w dokumencie opisano wymagania norm EN 1993 i EN 1994 związane ze stanami granicznymi nośności oraz użytkowania i przedstawiono wytyczne dotyczące projektowania ze szczególnym uwzględnieniem wytrzymałości konstrukcji w celu spełnienia wymagań normy EN 1991-1-7.

Dokument zawiera sześć przykładów praktycznych, które obejmują elementy powszechnie stosowane w projektowaniu konstrukcji wielokondygnacyjnych.

1 WPROWADZENIE

1.1 Ogólne

W niniejszej publikacji ramy stalowe średniej wysokości są definiowane jako ramy, w których ani nośność przy obciążeniach poziomych, ani osiągnięcie wystarczającej stateczności na przechył nie ma znacznego wpływu na rozmieszczenie stropów czy ogólny układ konstrukcyjny. Ograniczenie to jest zwykle rozumiane jako ograniczenie do dwunastu kondygnacji.

Budynki niskie (dwu- lub trzykondygnacyjne) są poddawane jedynie działaniu niewielkich sił poziomych i mogą być bez trudu projektowane z solidnymi układami stężającymi, które minimalizują efekty drugiego rzędu w takim stopniu, że stateczność na przechył nie musi być wyraźnie uwzględniana w projekcie. Stężenie może mieć formę trójkątnych elementów stężących lub wzmocnionych rdzeni betonowych. Stropy pełnią funkcję elementu wiążącego wszystkie słupy we wspólne stężenia lub rdzenie.

1.2 Zakres opracowania

Dokument przeprowadza projektanta przez wszystkie kroki związane z przygotowaniem projektu wykonawczego stężonych ram wielokondygnacyjnych zgodnie z zaleceniami norm EN 1993^[1] i EN 1994^[2].

W dokumencie skupiono się na zastosowaniu „konstrukcji prostej” w celu uzyskania najbardziej ekonomicznej formy konstrukcji. Przypadkowo (i jednocześnie bardzo dogodnie) podejścia te są również najłatwiejszymi do zastosowania w biurze konstrukcyjnym, co pozwala zmniejszyć koszty takiego biura.

W przewodniku omawiane są:

- podstawowe pojęcia dotyczące konstrukcji prostej;
- wskazówki w zakresie globalnej analizy ram w konstrukcji prostej;
- kontrole projektowe stanów granicznych użytkowalności (SGU);
- kontrole projektowe granicznych stanów nośności (SGN): systemy stropów, słupy, stężenia pionowe i poziome;
- kontrole przeprowadzane w celu zapewnienia, że konstrukcja jest wystarczająco wytrzymała i odporna na działanie zarówno określonych, jak i nieokreślonych obciążeń przypadkowych.

2 PODSTAWOWE POJĘCIA

2.1 Wprowadzenie

Norma EN 1993-1-1^[1] zapewnia niezwykle elastyczne i obszerne podstawy w zakresie globalnej analizy i projektowania szerokiej gamy ram stalowych.

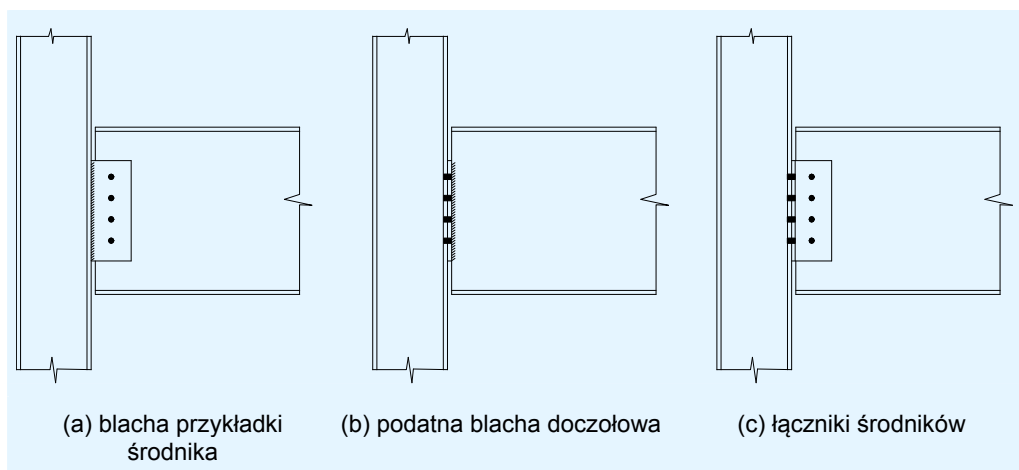
W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawowe pojęcia stanowiące fundament projektowania ekonomicznych ram konstrukcji wielokondygnacyjnych niskiej i średniej wysokości.

2.2 Konstrukcja prosta

Zgodnie z ustaleniami przedstawionymi w przewodniku *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 2: Projekt koncepcyjny*^[3] najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem w przypadku stężonych ram wielokondygnacyjnych małej i średniej wysokości jest użycie „konstrukcji prostej”. W analizie zakłada się, że połączenia belek i słupów są połączeniami nominalnie przegubowymi. Nośność przy obciążeniach poziomych zapewniają układy stężeń lub rdzenie betonowe. W konsekwencji belki to konstrukcje swobodnie podparte, a konstrukcje słupów uwzględniają jedynie momenty powstające na skutek nominalnych mimośrodowych połączeń belek ze słupami (razem z siłami osiowymi). Wskutek tego nie jest konieczne rozpatrywanie schematu obciążenia w celu uzyskania sił obliczeniowych obciążających słupy.

Koncepcja konstrukcyjna jest dostosowana do modelu połączenia „prostego” normy EN 1993^[1], gdzie zakłada się, że połączenie może nie przenosić momentów zginających. Takie podejście można przyjąć, gdy połączenie zostało sklasyfikowane jako „nominalnie przegubowe” zgodnie z normą EN 1993-1-8, § 5.2.2. Ta klasyfikacja może zostać przeprowadzona na podstawie wcześniejszej zadowalającej praktyki zastosowanej w podobnych przypadkach. W przypadku konfiguracji połączeń omawianych w części 3.3 założono, że połączenie jest przegubowe, a belka obciąża słupy mimośrodowo. Powszechne i skuteczne wykorzystanie tego typu połączeń w wielu częściach Europy jest dowodem zadowalającej praktyki wymaganej przez normę EN 1993-1-8, § 5.2.2.

W przypadku modelu analizy globalnej ram stężonych zaprojektowanych zgodnie z wymogami normy EN 1993-1-1^[1] można więc założyć, że połączenia pomiędzy słupami a belkami są połączeniami przegubowymi, jeżeli słupy zostały zaprojektowane na dowolne momenty zginające wynikające z mimośrodowych obciążeń od belek (patrz część 3.3).



Rysunek 2.1 Typowe „proste” połączenia belki ze słupem

Zazwyczaj w przypadku tak prostych ram ekonomicznym rozwiązaniem jest użycie:

- kształtowników HE do słupów;
- kształtowników IPE do belek;
- płaskowników, kątowników lub kształtowników zamkniętych do stężeń ukośnych.

Rysunek 2.1 pokazuje typowe połączenia belki ze słupem.

2.3 Ramy przechyłowe i nieprzechyłowe

2.3.1 Definicje

Rama stężona ma wystarczającą liczbę elementów konstrukcyjnych, aby przenosić obciążenia poziome bezpośrednio na fundamenty. Te elementy zapewniają stateczność ramy. Może to być jeden rdzeń betonowy lub większa ich liczba. Zazwyczaj znajdują się one w pionowych kanałach usługowych, szybach wind i klatkach schodowych. Mogą to być również pełne układy trójkątnych elementów stężających ze stali w formie płaszczyzn pionowych (działające w połączeniu z elementami wiążącymi stropów lub stężeniem pionowym).

W ramach stężonych belki projektowane są jako swobodnie podparte. Słupy przenoszą obciążenia wzdłużne i (na ogół) minimalne momenty. Połączenia belki z kolumną są projektowane jako połączenia nominalnie przegubowe i dlatego nie przenoszą żadnych momentów. Należy zapewnić odpowiednią swobodę obrotu.

Rama niestężona to każda rama niemająca bądź rdzenia betonowego, bądź pełnego układu pionowych stężeń trójkątnych. Przynajmniej niektóre połączenia belek ze słupami muszą wykazywać się odpornością na działanie momentów sił, aby przenosić siły poziome na fundamenty i zapewnić stateczność konstrukcji.

Część 4: Projekt wykonawczy

Należy zaznaczyć, że konstrukcja pozioma i powiązane zachowania powinny być rozpatrywane odrębnie w dwóch, zwykle ortogonalnych kierunkach. Stąd rama może być:

- stężona w obu kierunkach,
- stężona w jednym kierunku i niestężona w drugim,
- niestężona w obu kierunkach.

„Rama podatna na przechył” to konstrukcja, w której z uwagi na elastyczność poziomą należy uwzględnić pewną poprawkę na wpływ odkształcenia geometrii.

„Rama odporna na przechył” to konstrukcja wykazująca się wystarczającą sztywnością poziomą, aby efekty drugiego rzędu mogły zostać pominięte.

Należy zaznaczyć, że sztywność pozioma powinna być rozpatrywana odrębnie w dwóch, zwykle ortogonalnych kierunkach. Stąd rama może być:

- podatna na przechył w obu kierunkach,
- podatna na przechył w jednym kierunku i odporna na przechył w drugim,
- odporna na przechył w obu kierunkach.

2.3.2 Rozróżnienie pomiędzy pojęciami przechyłowy/nieprzechyłowy oraz niestężony/stężony

Zarówno pojęcie podatności na przechył, jak i terminy stężony/niestężony odnoszą się do konstrukcji poziomej. Są one jednak zasadniczo różne.

Definicje podatności na przechył odnoszą się w całości do sztywności i zachowań poziomych.

Terminy stężony/niestężony opisują układ konstrukcyjny.

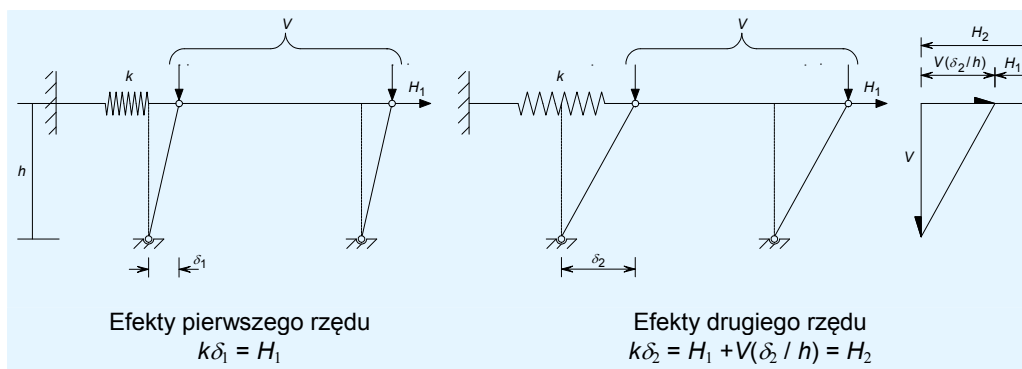
Wynika z tego, że w każdej z dwóch płaszczyzn ortogonalnych rama może być:

- stężona i odporna na przechył,
- stężona i podatna na przechył,
- niestężona i podatna na przechył,
- niestężona, ale odporna na przechył (sytuacja rzadko spotykana, lecz możliwa).

2.4 Efekty drugiego rzędu

2.4.1 Podstawowe zasady

Podatność dowolnej ramy na efekty drugiego rzędu może być zilustrowana przez rozpatrzenie jednej „nawy” budynku wielokondygnacyjnego o prostej konstrukcji (tzn. z połączeniami przegubowymi pomiędzy belkami a słupami). Taka sekcja jest usztywniona bocznie przez sprężynę reprezentującą układ stężający. Przemieszczenia pierwszego i drugiego rzędu są zilustrowane na rysunku 2.2.



Rysunek 2.2 Efekty pierwszego i drugiego rzędu w przegubowej ramie stężonej

Równanie równowagi dla warunku drugiego rzędu może zostać zmienione w następujący sposób:

$$H_2 = H_1 \left(\frac{1}{1 - V/kh} \right)$$

Można więc zauważyć, że jeżeli sztywność k jest wysoka, przyłożona siła pozioma wzrasta w bardzo małym stopniu i zasadne byłoby rozważenie jedynie efektów pierwszego rzędu. Z drugiej zaś strony, jeśli zewnętrzna siła pozioma H_1 jest utrzymywana jako stała, podczas gdy wartość całkowitej siły pionowej V zmierza do wartości krytycznej $V_{cr} (= kh)$, wówczas przemieszczenia oraz siły w utwierdzeniu zmierzają do nieskończoności. Stosunek V_{cr}/V , który może zostać wyrażony jako parametr α_{cr} , jest wskaźnikiem zwiększenia przemieszczeń oraz sił w układzie stężeń na skutek wpływu efektów drugiego rzędu. Czynniki zwiększający (mnożniki) jest dany wzorem:

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

Norma EN 1993-1-1^[1] przedstawia zarówno zasady ogólne jak i szczegółowe dla budynków. Aby ująć wszystkie przypadki, w § 5.2.1 tej normy uwzględniono zastosowany układ obciążeń F_{Ed} , który obejmuje zarówno siły poziome H_{Ed} , jak i siły pionowe V_{Ed} . Wielkości tych sił są porównane do obciążenia krytycznego przy wyboczeniu sprężystym ramy F_{cr} . Współczynnik stateczności ramy α_{cr} jest określony jako stosunek $\frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$.

Choć wartość F_{cr} może zostać określona przez oprogramowanie lub wyznaczona z funkcji stateczności, w Eurokodzie przedstawiono prosty sposób bezpośredniego wyliczenia wartości α_{cr} — § 5.2.1(4)B:

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

gdzie:

α_{cr} jest czynnikiem, o który należałoby zwiększyć obciążenie obliczeniowe, aby spowodować niestateczność sprężystą całego układu;

H_{Ed} jest wartością obliczeniową reakcji poziomej u dołu kondygnacji na obciążenia poziome oraz zastępcze siły poziome;

Część 4: Projekt wykonawczy

V_{Ed} jest sumarycznym pionowym obciążeniem obliczeniowym działającym na konstrukcję u dołu kondygnacji;

$\delta_{H,Ed}$ jest przemieszczeniem poziomym na górze kondygnacji względem dołu kondygnacji pod wpływem działania obciążeń poziomych (sił działających z zewnątrz oraz zastępczych sił poziomych);

h jest wysokością kondygnacji.

2.4.2 Tolerancje w przypadku efektów drugiego rzędu

Zgodnie z omówieniem w części 2.3.1 elastyczność pozioma ma wpływ na ogólną stateczność konstrukcji oraz znaczenie efektów drugiego rzędu w całym projekcie.

Jak opisano w części 2.4.1, norma EN 1993-1-1 § 5.2.1 wprowadza współczynnik α_{cr} jako podstawową miarę elastyczności poziomej oraz jej wpływu na stateczność konstrukcji.

W zależności od wartości współczynnika α_c możliwe są trzy alternatywne sytuacje projektowe.

$\alpha_{cr} > 10$

Tam, gdzie stateczność pozioma jest zapewniona przez rdzeń betonowy lub mocne stężenia, obliczenia na ogół wykażą, iż $\alpha_{cr} > 10$ dla wszystkich kombinacji oddziaływań. W przypadku takich ram norma EN 1993-1-1 § 5.2.1(3) zezwala na wykorzystanie analizy pierwszego rzędu.

Gdy $\alpha_{cr} > 10$, efekty drugiego rzędu są na tyle małe, że można je pominąć.

W przypadku ram niskich lepszym rozwiązaniem może okazać się zapewnienie $\alpha_{cr} > 10$ przez zastosowanie stężeń o odpowiedniej wytrzymałości i sztywności. Kwestia ta jest omawiana w części 2.6. W przypadku konstrukcji średniej wysokości to proste podejście zwykle będzie prowadzić do użycia trójkątnych elementów stężących o znacznym zagęszczeniu z dużymi i kosztownymi połączeniami.

$3,0 < \alpha_{cr} < 10$

W przypadku budynków o wysokości od trzech do dziesięciu kondygnacji zastosowanie stężeń zaprojektowanych w celu zwiększenia wytrzymałości spowoduje na ogół uzyskanie wartości z przedziału $3,0 < \alpha_{cr} < 10$. (Jeśli wartość α_{cr} spadnie poniżej 3,0, możliwe jest zwiększenie rozmiarów stężeń w celu osiągnięcia niższej wartości współczynnika).

W przypadku $\alpha_{cr} > 3,0$ norma EN 1993-1-1 § 5.2.2(6)B zezwala na wykorzystanie analizy pierwszego rzędu pod warunkiem, że wszystkie kondygnacje mają podobny:

- rozkład obciążeń pionowych oraz
- rozkład obciążeń poziomych oraz
- rozkład sztywności ramy w odniesieniu do sił ścinających działających na kondygnację.

Część 4: Projekt wykonawczy

Aby uwzględnić efekty drugiego rzędu, wszystkie istotne wpływy oddziaływań należy powiększyć o współczynnik

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Istotne wpływy oddziaływań to:

- obciążenia poziome przyłożone od zewnątrz, np. wiatr, H_{Ed} ;
- zastępcze siły poziome (EHF) stosowane, aby uwzględnić imperfekcje konstrukcji, $V_{Ed}\phi$;
- inne możliwe wpływy przechyłu. (Występują one bardzo rzadko w przypadku niskich konstrukcji wielokondygnacyjnych, na przykład gdy budynek znajduje się na powierzchni pochyłej o różnych poziomach fundamentów. W takich okolicznościach skrócenie osiowe różnych długości słupów spowoduje ogólny przechył konstrukcji).

$$\alpha_{cr} < 3,0$$

W przypadku $\alpha_{cr} < 3,0$ norma EN 1993-1-1 § 5.2.2 wymaga, aby takie konstrukcje były badane za pomocą analizy drugiego rzędu. Takie podejście nie jest zalecane w przypadku budynków niskich lub średniej wysokości. Stosując analizę drugiego rzędu, można uzyskać minimalne oszczędności w zakresie masy układu stężeń, jednak ta zaleta nie bilansuje wad tego rozwiązania — większych kosztów projektu i trudności z optymalizacją takich konstrukcji. Istnieje prawdopodobieństwo, iż elastyczne konstrukcje tego typu mimo wszystko nie spełnią kryteriów użyteczności poziomej.

2.5 Ogólne procedury projektowe

Jeśli w przypadku budynków niskich nie przyjęto prostego podejścia opisanego w części 2.6, ogólny proces projektowy przebiega w następujący sposób:

1. Wyznaczyć pionowe oddziaływania SGN.
2. Obliczyć zastępcze siły poziome (EHF), aby uwzględnić imperfekcje (patrz część 2.7.1 niniejszego przewodnika).
3. Wyznaczyć obciążenia poziome SGN.
4. Wyznaczyć całkowite obciążenia poziome (na podstawie punktów 2 i 3 powyżej).
5. Wybrać konfigurację stężeń i same stężenia na podstawie całkowitych obciążeń poziomych.

(Należy zauważyć, iż siła wiatru oraz zastępcze siły poziome EHF są zazwyczaj przenoszone do pojedynczych sekcji stężonych przez proste techniki alokacji obciążenia, co eliminuje konieczność przeprowadzenia analizy trójwymiarowej).

6. Wykonać analizę pierwszego rzędu ram stężonych w celu określenia zarówno sił w układzie stężającym, jak i sztywności przechyłowej konstrukcji.
(Taka dwuwymiarowa analiza każdego układu stężeń pionowych jest zwykle wykonana przez komputer, aby uzyskać szybki dostęp do przemieszczeń).

7. Dla wszystkich stropów każdej sekcji stężonej wyznaczyć „lokalny” współczynnik α_{cr} z zależności:

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

8. Wyznaczyć nadrzędny współczynnik α_{cr} jako najniższą wartość uzyskaną z powyższej analizy.
9. Jeśli $\alpha_{cr} > 10$, efekty drugiego rzędu są na tyle małe, aby je pominąć. Jeśli $3,0 < \alpha_{cr} < 10$, wyznaczyć czynnik powiększający i zwiększyć wszystkie istotne wpływy oddziaływań (układ stężeń może wymagać przeprojektowania).
Jeśli $\alpha_{cr} < 3,0$, zalecane podejście to zwiększenie sztywności konstrukcji.

2.6 Projektowanie układów stężeń w celu osiągnięcia wartości $\alpha_{cr} \geq 10$ dla wszystkich kombinacji oddziaływań

2.6.1 Wprowadzenie

Stężenia pionowe są projektowane w taki sposób, aby konstrukcja mogła oprzeć się obciążeniom od wiatru oraz zastępczym siłą poziomym podanym w normie EN 1993-1-1 § 5.3. Analiza pierwszego rzędu może być wykorzystana w przypadku ram stężonych, o ile stężenia pionowe nadają konstrukcji wystarczającą sztywność. Aby można było zastosować analizę pierwszego rzędu, zgodnie z wymaganiem normy EN 1993-1-1 § 5.2.1 wartość $\alpha_{cr} \geq 10$ dla całej ramy i tym samym dla każdej kondygnacji budynku wielokondygnacyjnego.

Poniżej przedstawiono proste wskazówki dotyczące wyboru stężeń, tak aby uzyskać sztywność wystarczającą do przeprowadzenia takiej analizy. Pozwala to projektantowi uniknąć wykonywania złożonej analizy drugiego rzędu bądź uwzględniania efektów drugiego rzędu przez zwiększenie efektów pierwszego rzędu. Metoda ta pozwala również na wykonanie projektu ramy bez uciekania się do analizy komputerowej (taka analiza jest zwykle konieczna w celu określenia przemieszczeń poziomych i na tej podstawie również wartości α_{cr}).

Opracowanie parametryczne, które prowadzi do powyższych zaleceń projektowych, jest zaprezentowane w dokumencie SN028a-EN-EU dostępnym w zasobach joint venture Access Steel^[4].

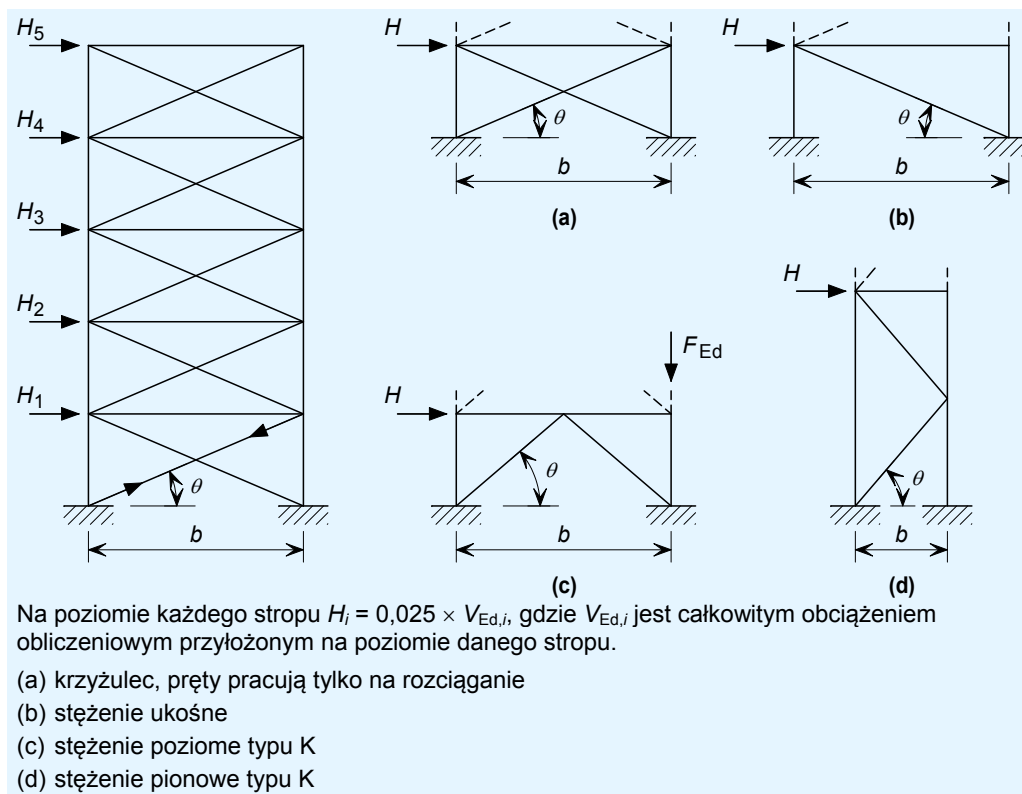
Układy stężeń rozważane w niniejszym opracowaniu są zaprezentowane na rysunku 2.3.

2.6.2 Zakres

Procedura projektowania przedstawiona poniżej została opracowana dla budynków z następującymi ograniczeniami:

- wysokość do 30 m,
- kąt nachylenia stężeń względem płaszczyzny pionowej pomiędzy 15° a 50° ,
- układy stężeń zgodne z przedstawionymi na rysunku 2.3.

Należy zauważyć, iż procedura nie jest zależna od gatunku stali.



Rysunek 2.3 Praktyczne alternatywne układy stężeń konstrukcji wielokondygnacyjnych

2.6.3 Procedura projektowa

Wybrać jeden z układów stężeń pokazanych na rysunku 2.3.

Sprawdzić, czy w słupach i belkach stężanej konstrukcji naprężenia osiowe obliczone na przekroju poprzecznym (przekroju brutto) i wywołane obciążeniem konstrukcji siłami poziomymi o wartości równej 2,5% obciążenia pionowego nie przekraczają 30 N/mm^2 . (Ma to na celu ograniczenie wydłużania stężeń i skracania słupów). Jeśli naprężenia w słupach są większe, należy zwiększyć przekroje kształtowników lub odstępy między słupami „b” na rysunku 2.3 (ale do odległości nie większej niż 12 metrów). Jeśli naprężenia w belkach są większe, należy zwiększyć przekroje kształtowników lub zmienić układ stężeń.

Część 4: Projekt wykonawczy

Dobrać rozmiary stężeń według konwencjonalnych metod projektowych na siły poziome wynoszące 2,5% obciążeń pionowych, zapewniając, że naprężenia osiowe na przekroju brutto stężenia nie przekraczają wartości podanych w tabeli 2.1. W przypadku kondygnacji pośrednich zastosować naprężenia graniczne podane w tabeli 2.1 dla kondygnacji górnej lub znaleźć większą wartość naprężenia metodą interpolacji liniowej pomiędzy naprężeniami granicznymi zgodnie z wysokością dolnej części rozważanej kondygnacji.

Jeśli wartość przyłożonego z zewnątrz obciążenia poziomego łącznie z zastępczymi siłami poziomymi pochodzącymi od imperfekcji oraz innymi efektami związanymi z przechyłem obliczone na podstawie analizy pierwszego rzędu przekroczy 2,5% wartości obciążeń pionowych, należy sprawdzić nośność stężenia na te obciążenia. Naprężenia graniczne podane w tabeli 2.1 nie powinny być stosowane podczas sprawdzania tej kombinacji obciążeń.

Tabela 2.1 Ograniczenie wartości naprężeń przekroju brutto stężeń

Kąt nachylenia stężeń do płaszczyzny poziomej θ (w stopniach)	Wartość graniczna naprężeń w przekroju brutto stężenia w wyniku działania sił poziomych wynoszących 0,025 V		
	Górna kondygnacja 30-metrowego budynku	Górna kondygnacja 20-metrowego budynku	Dolna kondygnacja budynku
$15 \leq \theta < 20$	65 N/mm ²	80 N/mm ²	100 N/mm ²
$20 \leq \theta < 30$	70 N/mm ²	95 N/mm ²	135 N/mm ²
$30 \leq \theta < 40$	55* N/mm ²	110 N/mm ²	195 N/mm ²
$40 \leq \theta < 50$	75 N/mm ²	130 N/mm ²	225 N/mm ²

* Wartość ta jest niższa od pozostałych z uwagi na sposób rozkładu sił

Uwaga: Zastosowanie maksymalnych naprężeń podanych w tabeli 2.1 ogranicza się do budynku o maksymalnej wysokości wynoszącej 30 metrów, wysokości kondygnacji ≥ 3 m, z odstępami między słupami $5 \text{ m} \leq b \leq 12 \text{ m}$. Maksymalne dozwolone naprężenie osiowe na przekrój brutto słupów oraz belek (od obciążeń poziomych równych 2,5% obciążeń pionowych) wynosi 30 N/mm².

2.7 Wpływ imperfekcji

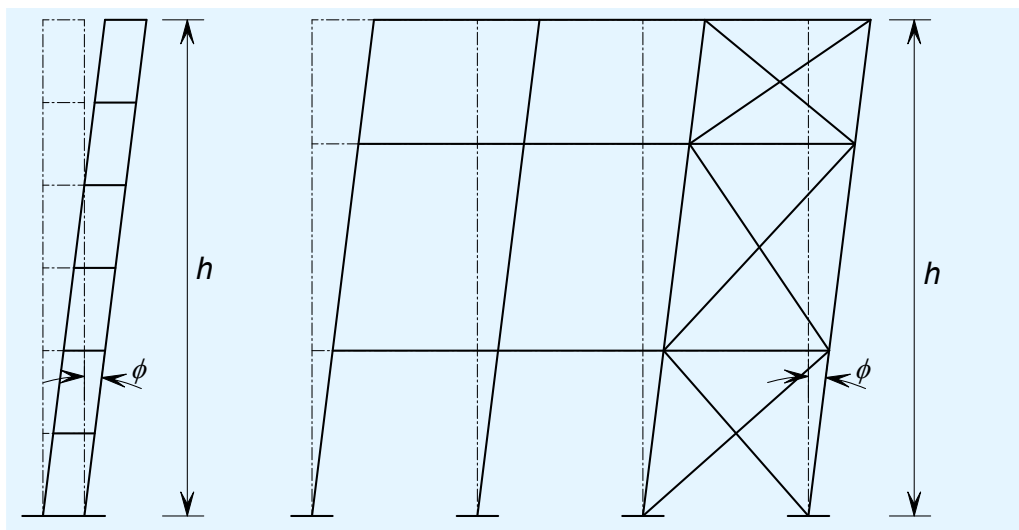
Wpływ na zachowanie i projekt ram wielokondygnacyjnych oraz ich elementów mają cztery rodzaje imperfekcji. Umieszczone poniżej odwołania dotyczą normy EN 1993-1-1.

- Całkowite imperfekcje przechyłowe (§ 5.3.2 (1) do (4))
- Imperfekcje przechyłowe nad kondygnacją (§ 5.3.2 (5))
- Imperfekcje na stykach (§ 5.3.3 (4))
- Pojedyncze imperfekcje na łukach elementów (§ 5.3.4)

Norma EN 1993-1-1 zawiera pełen zakres informacji dotyczących postępowania w przypadku wszystkich czterech rodzajów imperfekcji.

2.7.1 Całkowite imperfekcje przechyłowe

Globalne imperfekcje przechyłowe, jakie należy wziąć pod uwagę, pokazano w normie EN 1993-1-1 na rysunku 5.2, którego kopia znajduje się poniżej — Rysunek 2.4.



**Rysunek 2.4 Zastępcze imperfekcje przechyłowe
(z normy EN 1993-1-1 rysunek 5.2)**

Podstawową imperfekcją jest odchylenie od pionu ϕ wynoszące 1/200. Ta poprawka jest większa niż zwyczajowo podane tolerancje wykonawcze, ponieważ uwzględnia zarówno rzeczywiste wartości przekraczające określone limity, jak i wpływy takie jak nieadekwatność oraz naprężenia szczątkowe.

Tolerancja obliczeniowa w normie EN 1993-1-1 § 5.3.2 jest określona wzorem:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \alpha_h \alpha_m$$

gdzie:

α_h jest współczynnikiem redukcyjnym dla wysokości całkowitej, a

α_m jest współczynnikiem redukcyjnym dla liczby słupów utwierdzonych układem stężeń. (Szczegółowa definicja patrz norma EN 1993-1-1 § 5.3.2(3)).

Dla uproszczenia za wartość ϕ można zachowawczo przyjąć 1/200, niezależnie od wysokości i liczby słupów.

Tam, gdzie w przypadku wszystkich kondygnacji siła pozioma przekracza 15% wartości całkowitej siły pionowej, imperfekcje przechyłowe mogą zostać pominięte (ponieważ mają one niewielki wpływ na odkształcenia związane z przechyłem oraz na czynnik powiększający dla tak odpornych konstrukcji).

2.7.2 Wykorzystanie równoważnych sił poziomych

W normie EN 1993-1-1 § 5.3.2(7) stwierdza się, że pionowe imperfekcje przechyłowe mogą zostać zastąpione układami równoważnych sił poziomych działających na poszczególne słupy. Znacznie łatwiej jest zastosować równoważne siły poziome niż wprowadzić do modelu imperfekcję geometryczną. Dzieje się tak ponieważ:

- Imperfekcja musi zostać uwzględniona w każdym kierunku w celu znalezienia większego efektu, a łatwiej jest obciążać niż modyfikować geometrię.
- Przykładając siły, można pominąć problemy związane ze zmianą długości, jakie pojawiłyby się w przypadku słupów budynku, których podstawy znajdują się na różnych poziomach.

Zgodnie z normą EN 1993-1-1 § 5.3.2(7) równoważne siły poziome mają wartość obliczeniową równą ϕN_{Ed} u góry i u dołu każdego słupa, gdzie N_{Ed} jest siłą oddziałującą w każdym słupie; siły na obu końcach są zwrócone przeciwnie. W procesie projektowania ramy znacznie łatwiej jest uwzględnić siłę równoważną netto na poziomie każdego stropu. A zatem równoważna siła pozioma równa pomnożonej przez ϕ całkowitej pionowej sile obliczeniowej działającej na dany poziom stropu powinna być zastosowana na każdym poziomie stropu i dachu.

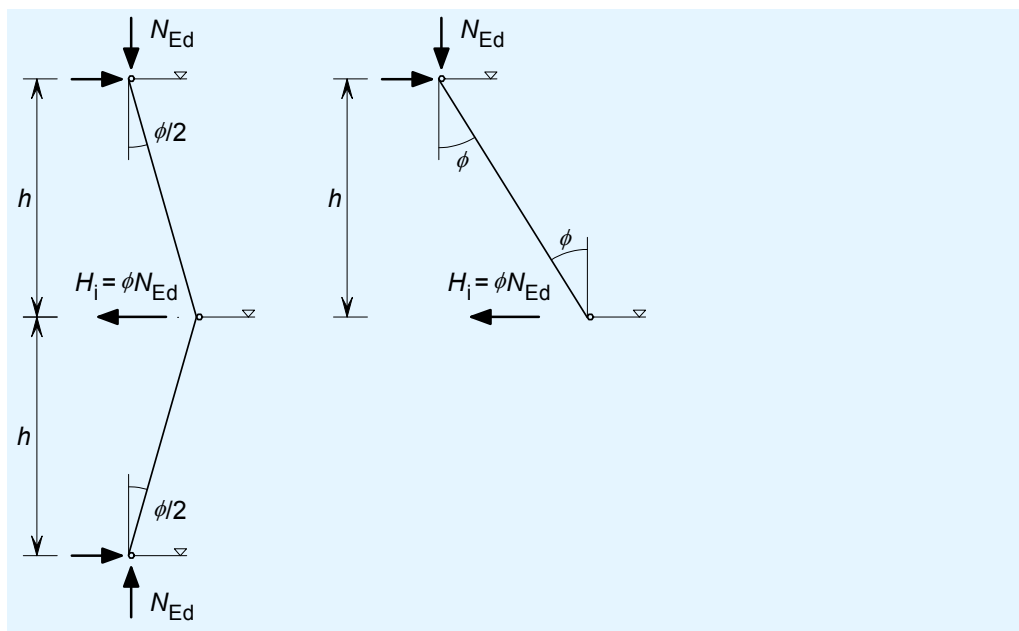
2.7.3 Imperfekcje przechyłowe nad kondygnacją

Konfiguracja imperfekcji, którą należy wziąć pod uwagę na kondygnacji, zakłada zmianę kierunku słupa na tym poziomie, jak pokazano na rysunku 2.5. Słupy pochyle wytwarzają siłę pionową (składowa pozioma siły ukośnej). Ta siła pozioma musi zostać przeniesiona na układ zapewniający stateczność (stężenia lub rdzeń/rdzenie betonowe) przez elementy wiążące stropów lub stężenie poziome zaprojektowane do tego celu. Zazwyczaj wystarczające jest przeniesienie tych sił przez elementy wiążące stropu.

2.5 ilustruje dwa przypadki, w których generowana jest pionowa siła ścinająca o wartości ϕN_{Ed} . Należy zauważyć, iż w tym przypadku wartość ϕ jest obliczana przy użyciu wartości α_h , która jest właściwa dla wysokości tylko jednej kondygnacji, i ponieważ wartość N_{Ed} jest różna powyżej i poniżej stropu, należy użyć większej wartości (tj. tej dla niższej kondygnacji).

2.7.4 Imperfekcje na stykach

W normie EN 1993-1-1 § 5.3.3 stwierdza się, że należy również wziąć pod uwagę imperfekcje występujące w układzie stężeń. Podczas gdy większa część paragrafu odnosi się do układów stężeń utwierdzających ściskane elementy konstrukcyjne, takie jak pasy dźwigarów kratowych, w przypadku słupów w budynkach wielokondygnacyjnych należy postępować zgodnie z wytycznymi zawartymi w § 5.3.3(4) dotyczącymi sił działających na styki.

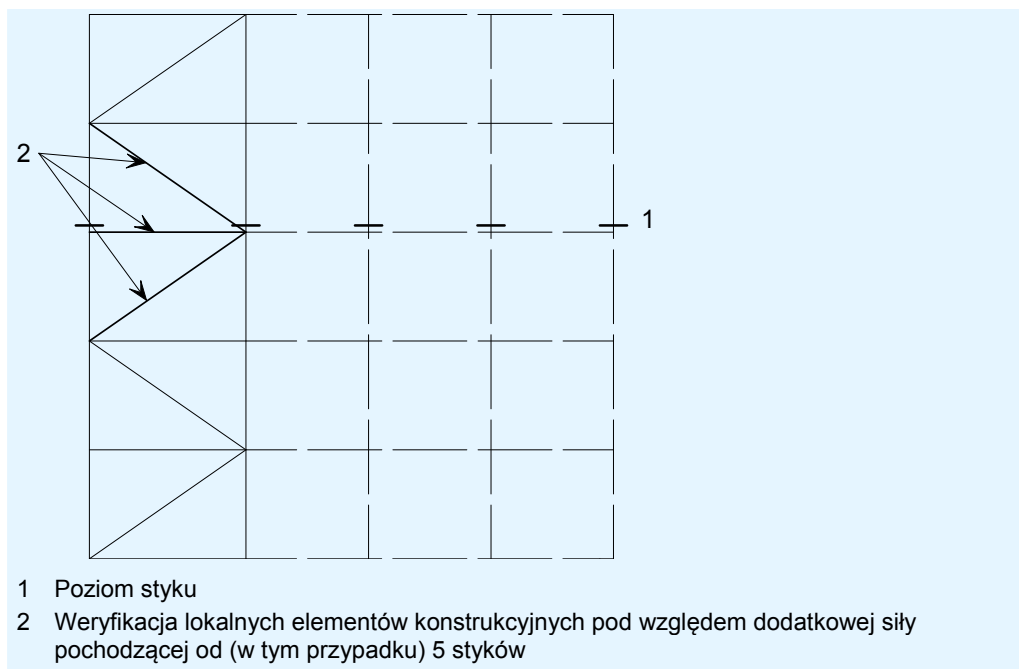


Rysunek 2.5 Konfiguracja imperfekcji przechyłowych ϕ dla sił poziomych oddziałujących na elementy wiążące stropu (wyjątek z normy EN 1993-1-1 rysunek 5.3)

Za siłę boczną oddziałującą na styk słupa należy przyjąć wartość $\alpha_m N_{Ed}/100$ i musi ona być przeniesiona przez lokalne elementy stężące wraz z obciążeniami zewnętrznymi, takimi jak oddziaływanie wiatru, ale z wyłączeniem równoważnych sił poziomych. Siłą, którą należy przenieść lokalnie, jest suma z wszystkich styków na tym poziomie rozłożoną pomiędzy układami stężeń. Siła ta może być znaczna, jeżeli na tym samym poziomie styka się wiele silnie obciążonych słupów. Zakładając, że styk znajduje się nominalnie na poziomie stropu, pod względem tej dodatkowej siły należy zweryfikować wyłącznie elementy stężące na tym stropie i pomiędzy stropem zlokalizowanym powyżej i poniżej. Pokazano to na rysunku 2.6.

Część 4: Projekt wykonawczy

Tej dodatkowej siły nie należy brać pod uwagę przy obliczaniu całosciowych układów stężeń, a także w przypadku fundamentów, o ile styk nie znajduje się na pierwszej kondygnacji. Projektując układ stężeń, wystarczy brać pod uwagę tylko jedną imperfekcję dla danego przypadku. Sprawdzając stężenie pod kątem dodatkowych sił powodowanych przez imperfekcje na stykach, na układ stężeń nie należy nakładać równoważnych sił poziomych.



Rysunek 2.6 Weryfikacja elementów stężących konstrukcji na poziomach styku

Ponieważ siła może oddziaływać w każdym z kierunków, zaleca się zastosowanie najprostszego podejścia polegającego na rozłożeniu siły na składowe (w powyższym przypadku na dwa elementy ukośne) i sprawdzeniu każdego elementu pod względem działania siły dodatkowej. Należy zauważyć, że wartości sił od imperfekcji i oddziałujących na elementy sił wynikających z obciążenia wiatrem są różne, w zależności od kombinacji rozważanych oddziaływań.

2.7.5 Imperfekcje łukowe elementów

W przypadku ramy stężonej o połączeniach prostych w analizie globalnej nie wymaga się zakładania tolerancji na imperfekcje łukowe elementów, gdyż nie mają one wpływu na globalne zachowanie konstrukcji. Efekty lokalnych imperfekcji łukowych elementów są brane pod uwagę w projektowaniu zarówno elementów poddawanych ścisnaniu, jak i belek niezamocowanych przez zastosowanie odpowiednich krzywych wyboczeniowych, jak opisano w rozdziale 6 normy EN 1993-1-1.

2.7.6 Zalecenia projektowe związane z imperfekcjami

Na podstawie badań przedstawionych w dokumencie SN047a^[4] dostępnym w zasobach joint venture Access Steel można określić następujące proste i gwarantujące bezpieczeństwo zalecenia projektowe. (Bardziej bezpośrednie zastosowanie normy EN 1993-1-1 może w niektórych przypadkach przyczynić się do zmniejszenia obliczeniowych sił od imperfekcji o 50%, jednak siły te są zazwyczaj niewielkie).

1. Przyłożyć równoważne siły poziome odpowiadające 1/200 sił pionowych na poziomach stropu i dachu. Siły ścinające działające na każdą kondygnację budynku będą równe 1/200 całkowitych sił działających powyżej tego poziomu (suma równoważnych sił poziomych ponad tym poziomem).

Siły te należy rozpatrywać we wszystkich istotnych kierunkach w płaszczyźnie poziomej, ale w danym momencie powinien być rozpatrywany tylko jeden kierunek.

(Zgodnie z normą EN 1993-1-1 § 5.3.2(10) należy również wziąć pod uwagę możliwe efekty skrętne działające na konstrukcję i spowodowane antysymetrycznymi przechyłami dwóch przeciwległych ścian. Efekt ten jest istotny tylko w przypadku budynku o bardzo małej sztywności skrętnej w rzucie głównym poziomym, czyli w sytuacji, która w praktyce jest mało prawdopodobna).

2. Sprawdzić, czy wszystkie słupy są związane ze wszystkimi dołączonymi belkami przy pomocy połączeń o minimalnej nośności wynoszącej 1,0% siły osiowej w słupie, tj. że nośność przy ciągnięciu połączenia belki ze słupem wynosi co najmniej $0,01 \times N_{Ed,column}$.
3. Sprawdzić, czy wszystkie równoważne siły poziome w każdym słupie mogą być przeniesione na odpowiedni układ stężeń. Aby spełnić ten warunek, można wykorzystać oddziaływanie diafragmy w płycie stropowej.

Zgodnie z normą EN 1993-1-1 § 5.3.3(1) można zastosować współczynnik

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

gdzie m to liczba stężonych słupów.

2.8 Podsumowanie zagadnień projektowych

- „Prosty” projekt i konstrukcja są najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem w przypadku ram konstrukcji niskiej i średniej wysokości.
- Układy trójkątnych elementów stężących lub rdzenie betonowe zapewniają nośność przy działaniu sił poziomych i gwarantują całkowitą stateczność ramy.
- Doświadczenie wykazało, że połączenia „proste” zapewniają odpowiednią wytrzymałość, nośność przy ścinaniu i wystarczającą zdolność do obrotu, aby spełnić założenia tej metody.
- Belki są rozpięte pomiędzy liniami siatki.

Część 4: Projekt wykonawczy

- Słupy zaprojektowane są w taki sposób, by przenosić wyłącznie obciążenia osiowe — bez rozpatrywania schematu obciążenia, oceniając tylko momenty nominalne. Wartość momentów nominalnych będzie opierać się na modelu równowagi przyjętym dla połączeń, jak opisano w części 3.3.
- Ogólnie zakłada się, że rdzenie betonowe zapewniają odpowiednią sztywność, co pozwala na pominięcie potencjalnych efektów drugiego rzędu.
- W przypadku niskich (2 lub 3 kondygnacyjnych) konstrukcji stężonych zaprojektowanie stężeń na oddziaływania poziome o wartości 2,5% oddziaływań pionowych zgodnie z częścią 2.6 zapewnia dostateczną sztywność poziomą, co pozwala na pominięcie potencjalnych efektów drugiego rzędu.
- Ramy o średniej sztywności, gdzie $3 < \alpha_{cr} < 10$, mogą być analizowane przy użyciu analizy pierwszego rzędu, pod warunkiem, że wszystkie właściwe oddziaływania są powiększone o współczynnik

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

- Należy unikać stosowania ram o parametrze $\alpha_{cr} < 3,0$.
- Efekty imperfekcji przechyłowych oraz imperfekcji na stykach można w prosty sposób zniwelować przez zastosowanie równoważnych sił poziomych o wartości 1/200 sił pionowych, zgodnie z częścią 2.7.6 niniejszej publikacji.

3 PRAKTYCZNA ANALIZA GLOBALNA „KONSTRUKCJI PROSTEJ”

3.1 Wprowadzenie

Niniejszy rozdział zawiera wskazówki związane z analizą globalną budynków o małej i średniej wysokości z uwzględnieniem charakterystycznych aspektów zachowania się ram, które zostały opisane w rozdziale 2. Omówiono tu zarówno trwałe, jak i przejściowe sytuacje obliczeniowe. Wyjątkowe sytuacje obliczeniowe przedstawiono w rozdziale 6.

3.2 Oddziaływania i ich kombinacje

Budynki muszą być projektowane z uwzględnieniem kombinacji oddziaływań określonych w normie EN 1990^[5] § 6.4.3.2. Bardziej szczegółowy opis tego aspektu można znaleźć w dokumencie *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 3: Oddziaływania*^[6].

W przypadku stanów granicznych nośności podstawowa kombinacja oddziaływań jest określona wzorem (6.10) jako:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10$$

Kombinacja ta obejmuje oddziaływania stałe $G_{k,j}$, oddziaływanie związane z wywoływaniem naprężeń wstępnych P (zazwyczaj nie odnoszące się do stalowych ram budynków wielokondygnacyjnych), główne oddziaływanie zmienne $Q_{k,1}$ oraz różne towarzyszące oddziaływania zmienne $Q_{k,i}$. Współczynniki częściowe, γ , stosuje się do wartości charakterystycznej każdego oddziaływania, a do każdego oddziaływania towarzyszącego stosuje się dodatkowo współczynnik ψ_0 .

Alternatywnie w przypadku stanów granicznych STR oraz GEO (patrz EN 1990-1-1 § 6.4.1) norma EN 1990^[5] pozwala na zastosowanie najmniej korzystnych kombinacji oddziaływań podanych w wyrażeniach (6.10a) i (6.10b) dla stanów granicznych nośności.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10a$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10b$$

Pierwsze z tych dwóch wyrażeń traktuje efektywnie wszystkie oddziaływania zmienne jako towarzyszące oddziaływaniu stałemu (w ten sposób współczynnik ψ_0 odnosi się do wszystkich oddziaływań zmiennych), podczas gdy drugie uwzględnia główne oddziaływanie zmienne jako oddziaływanie podstawowe i pozwala na niewielkie zmniejszenie wartości obliczeniowej oddziaływania stałego.

Część 4: Projekt wykonawczy

Chociaż w normie EN 1990 dopuszcza się zastosowanie równań (6.10a) oraz (6.10b) jako alternatywy do (6.10), w Załącznik krajowy może zawierać wskazówki dotyczące kombinacji, którą należy zastosować.

Zalecane wartości współczynników częściowych oraz współczynników dotyczących oddziaływań towarzyszących podano w normie EN 1990, jednak są one potwierdzane lub zmieniane przez Parametry określone na poziomie krajowym (NDP, Nationally Determined Parameters) podane w Załączniku krajowym.

Jeżeli przyjmie się zalecane wartości określone na poziomie krajowym (NDP), okaże się, że opcjonalne zastosowanie wyrażeń (6.10a)/(6.10b) jest zasadniczo mniej uciążliwe niż zastosowanie równania (6.10).

Okaże się również, że (za wyjątkiem obszarów magazynowych) równanie (6.10b) jest bardziej uciążliwe spośród zależności (6.10a) i (6.10b), o ile oddziaływanie stałe nie jest znacznie większe (poniżej 4,5 raza) od oddziaływania zmiennego. Jest to wysoce nieprawdopodobne w przypadku konstrukcji budynku wielokondygnacyjnego.

W przypadku stanu granicznego użytkowalności rozważa się trzy rodzaje kombinacji oddziaływań — charakterystyczne, częste oraz quasi-stałe. Wyrażenia odnoszące się do tych kombinacji podano w 6.14b, 6.15b oraz 6.16b, jak następuje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.14b$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.15b$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.16b$$

W wyrażeniach tych przyjęto założenie, że współczynniki częściowe równają się jedności. Współczynniki oddziaływań towarzyszących (ψ_0 , ψ_1 oraz ψ_2) podano w normie EN 1990^[5], jednak Załącznik krajowy może zawierać dodatkowe informacje na temat tego, które wartości należy zastosować. Wartości te są charakterystyczne dla rodzaju rozważanego obciążenia, tj. ψ_1 dla śniegu ma wartość inną niż ψ_1 dla wiatru.

W przypadku stężonych ram budynków wielokondygnacyjnych stany graniczne użytkowalności, które należy wziąć pod uwagę, będą zazwyczaj dotyczyły ugięć pionowych i poziomych ramy oraz dynamicznego zachowania stropów. Ze względu na trwałość konstrukcji w niektórych przypadkach (jak np. parkingi samochodowe) konieczne może być także kontrolowanie szerokości pęknięć. Czasem konieczność taka może być również podyktowana ogólnym wyglądem budynku. Wskazówki podano w normie EN 1992-1-1^[7] oraz w przewodniku projektanta *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 3: Oddziaływania*^[6].

3.3 Analiza ze względu na obciążenia grawitacyjne

Przy założeniu przegubowego charakteru połączeń belka/słup wszystkie systemy stropów stosowanych w konstrukcjach wielokondygnacyjnych są statycznie wyznaczalne. Zastosowanie prostego rozkładu obciążeń pozwala wyznaczyć wielkości momentów głównych, sił ścinających oraz sił osiowych we wszystkich elementach: płytach stropowych, belkach drugorzędnych, belkach głównych, słupach i połączeniach.

Norma EN 1991-1-1 § 6.2.1(4) definiuje współczynnik redukcyjny, α_A , który może zostać zastosowany do obciążeń grawitacyjnych na stropach, belkach oraz dachach, zgodnie z obszarem podpartym przez właściwy element konstrukcyjny.

§ 6.2.2(2) definiuje współczynnik równoważny, α_n , dla obciążeń grawitacyjnych na ścianach i słupach, zależny od liczby kondygnacji obciążających właściwy element konstrukcyjny.

Nie wszystkie przyłożone obciążenia grawitacyjne mogą zostać zredukowane. Taka redukcja nie będzie właściwa na przykład tam, gdzie:

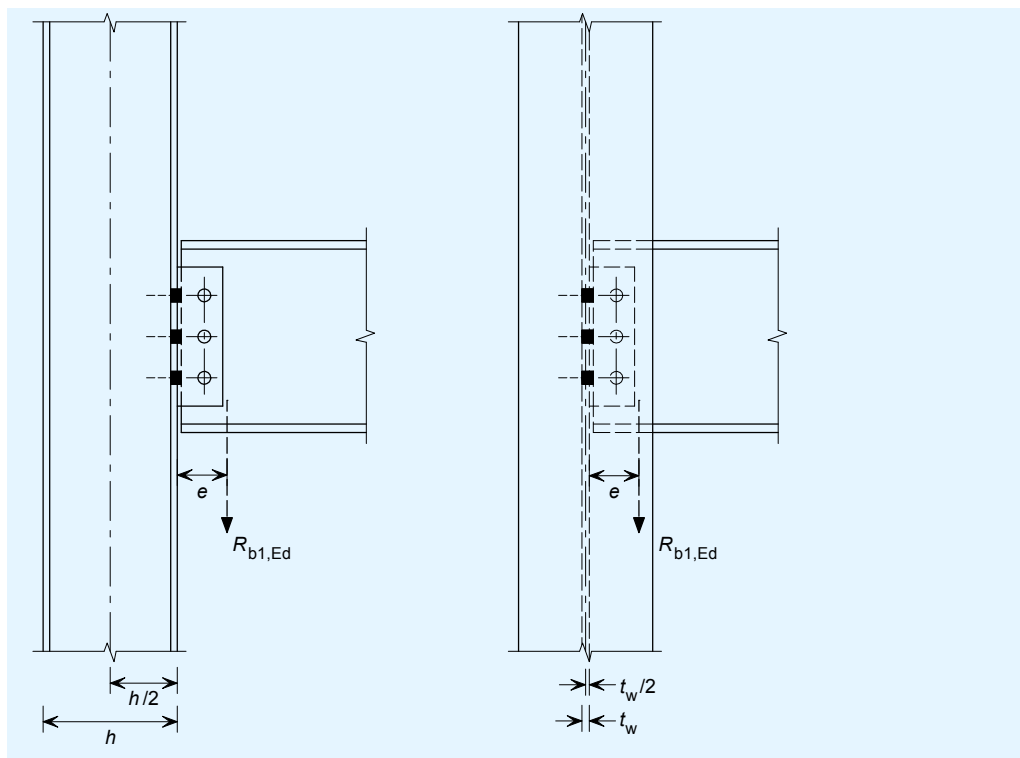
- obciążenia zostały specjalnie wyznaczone na podstawie wiedzy o przeznaczeniu budynku,
- obciążenie stanowią instalacje lub maszyny zakładowe,
- obciążenie stanowią przedmioty magazynowane.

Należy odpowiednio uwzględnić mimośrodowość działania sił ścinających wzdłuż prostych połączeń belka-słup. Na rysunku 3.1 oraz w tabeli 3.1 przedstawiono momenty nominalne przyjmowane tradycyjnie w różnych krajach europejskich. W celu uproszczenia procesu dopuszczenia prawnego zaleca się stosowanie mimośrodków zgodnych z tradycyjnymi praktykami stosowanymi w danym kraju. Wartości tych momentów są małe, a ich wpływ na ostateczną konstrukcję słupa jest niewielki.

Aby dalej uprościć obliczenia, w przypadku konstrukcji prostych projektanci nie muszą rozpatrywać wpływu schematu obciążeń ruchomych.

Część 4: Projekt wykonawczy

Momenty nie są przenoszone na słup poddawany oddziaływaniom symetrycznym, dlatego też konstrukcja słupa uwzględnia jedynie działanie siły osiowej. Oddziaływaniom nie zrównoważonym często będą poddawane jedynie słupy znajdujące się na brzegu konstrukcji. Większość słupów będących częścią regularnej siatki będzie projektowana z uwzględnieniem wyłącznie siły osiowej.

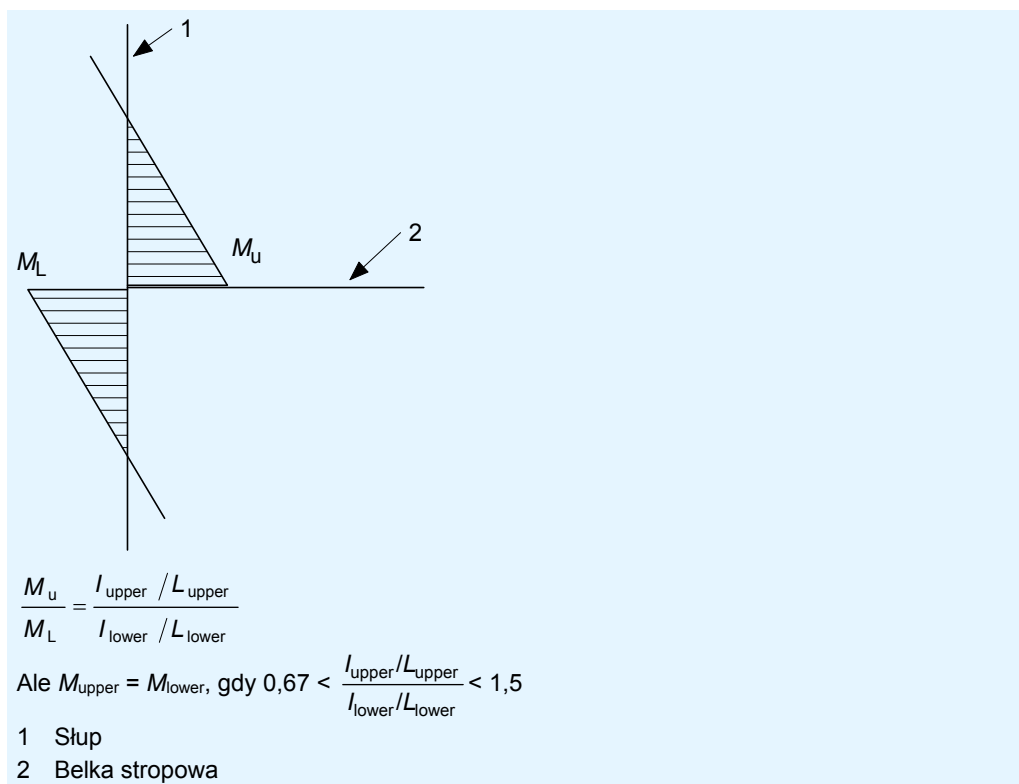


Rysunek 3.1 Nominalne momenty pochodzące do belek stropowych

Tabela 3.1 Nominalne wartości mimośrodu „e” stosowane typowo w „konstrukcji prostej” w różnych krajach europejskich

Kraj	Mimośród osi mocnej	Mimośród osi słabej
Belgia	$h/2$	0
Holandia	$h/2$	0
Niemcy	$h/2$	0
Francja	$h/2$	0
Hiszpania	$h/2$	0
Włochy	$h/2$	0

Momenty nominalne mogą być równomiernie rozdzielone pomiędzy słupy górne (upper) i dolne (lower) pod warunkiem, że stosunek ich sztywności (I/L) nie przekracza wartości 1,5^[4]. W przypadku wartości przekraczających tę wartość graniczną momenty powinny być rozłożone proporcjonalnie do sztywności słupa.



Rysunek 3.2 Rozkład momentów nominalnych pochodzących od belek stropowych

3.4 Tolerancje w przypadku efektów drugiego rzędu

Dla ram budynków niskich i średniej wysokości ram oraz dla tolerancji w przypadku efektów drugiego rzędu dostępne są dwie opcje.

3.4.1 Zapewnianie współczynnika $\alpha_{cr} > 10$

W przypadku konstrukcji mniejszych (do trzech kondygnacji) właściwym rozwiązaniem może być utrzymywanie wartości α_{cr} większej niż 10 przez stosowanie uproszczonych metod przedstawionych w części 2.6 niniejszego dokumentu.

3.4.2 Projekt dla przypadku, gdy $3 < \alpha_{cr} < 10$

Uogólniając, właściwym jest projektowanie podnoszących wytrzymałość stężeń poziomych. W takim wypadku konieczne jest właściwe uwzględnienie efektów drugiego rzędu, zgodnie z § 2.4.2(2) normy EN 1993-1-1. Należy postępować zgodnie z kolejnymi instrukcjami podanymi w części 2.5.

3.5 Podsumowanie zagadnień projektowych

Wszelkie odnośniki odwołują się do normy EN 1990-1-1^[5].

- Do obliczenia kombinacji oddziaływań w stanie granicznym nośności należy zastosować najmniej korzystne z równań 6.10a oraz 6.10b (jeżeli jest to zgodne z informacjami w Załączniku krajowym).
- Do obliczenia kombinacji oddziaływań w stanie granicznym użytkowości należy zastosować równania 6.14b, 6.15b, 6.16b, zwracając przy tym uwagę na wszelkie zalecenia zawarte w Załączniku krajowym.
- W celu wyznaczenia dopuszczalnych redukcji oddziaływań zmiennych przyłożonych do dużych powierzchni należy odnieść się do § 6.2.1(2) oraz (4).
- Analizę obciążeń grawitacyjnych należy przeprowadzać zgodnie z wytycznymi podanymi w części 3.3 niniejszego dokumentu, a ocenę wpływu efektów drugiego rzędu wraz z uwzględnieniem koniecznych korekt — zgodnie z opisem w części 3.4.

4 STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI

4.1 Ogólne

Zgodnie z wymogami normy EN 1990^[5] § 3.4 i 6.5 oraz normy EN 1993-1-1^[1] § 7 konstrukcje muszą spełniać kryteria stanu granicznego użytkowalności. Kryteria obowiązujące dla konstrukcji wielokondygnacyjnych są następujące:

- przemieszczenia poziome,
- ugięcia pionowe na systemach stropów,
- odpowiedź dynamiczna.

Ogólną zasadą Eurokodów nie jest dostarczanie informacji o wymaganych ogólnych wartościach granicznych w przypadku ugięć poziomych (przemieszczeń) i pionowych, a jedynie zalecanie, by wartości te były określone osobno dla każdego projektu i każdorazowo uzgadniane z klientem. Przyjmuje się, że w Załącznikach krajowych mogą być określone odpowiednie wartości graniczne dla zastosowań ogólnych obowiązujące w poszczególnych krajach.

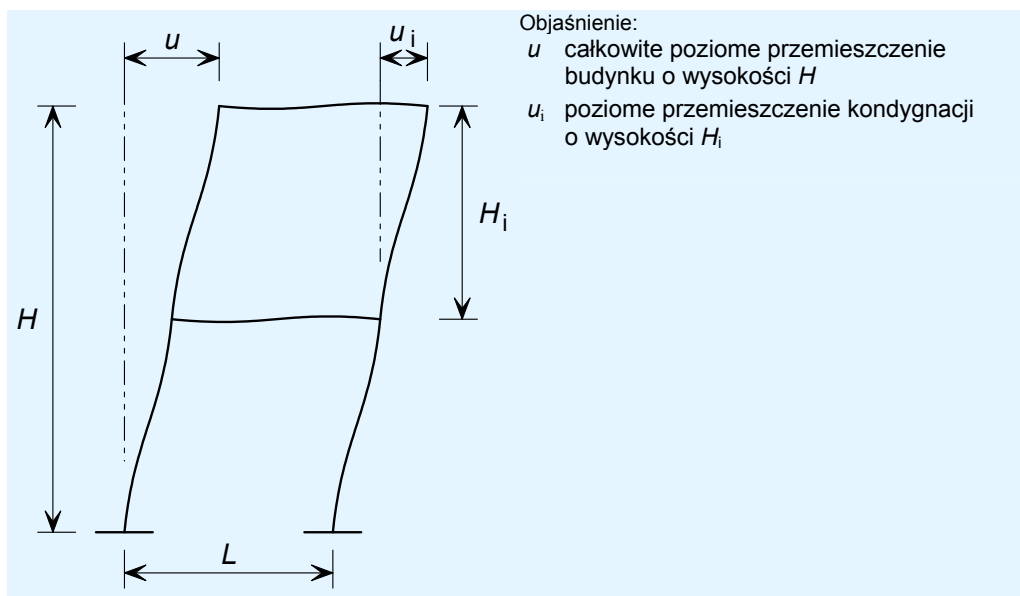
Części 4.3 i 4.4 zawierają definicje ugięć poziomych i pionowych oraz sugestie dotyczące niektórych wartości granicznych podane w oparciu o dokument SN034a^[4] dostępny w zasobach joint venture Access Steel.

4.2 Kombinacje obciążeń

Zgodnie z ustaleniami przedstawionymi w przewodniku *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 3: Oddziaływania*^[6] do wyznaczania stanów granicznych użytkowalności i nośności używane są różne kombinacje oddziaływań. Warto przy tym zauważyć, że w niektórych krajach wartości graniczne stosuje się jedynie w przypadku oddziaływań zmiennych (tj. ugięcia wynikające z oddziaływań stałych nie są ograniczone żadną wartością).

4.3 Wartości graniczne przemieszczeń poziomych

Definicję przemieszczeń poziomych zawartą w Załączniku A1 do normy EN 1990^[5] przedstawiono w sposób schematyczny na rysunku 4.1. Tabela 4.1 zawiera zestawienie typowych wartości granicznych przemieszczeń poziomych stosowanych w Europie.



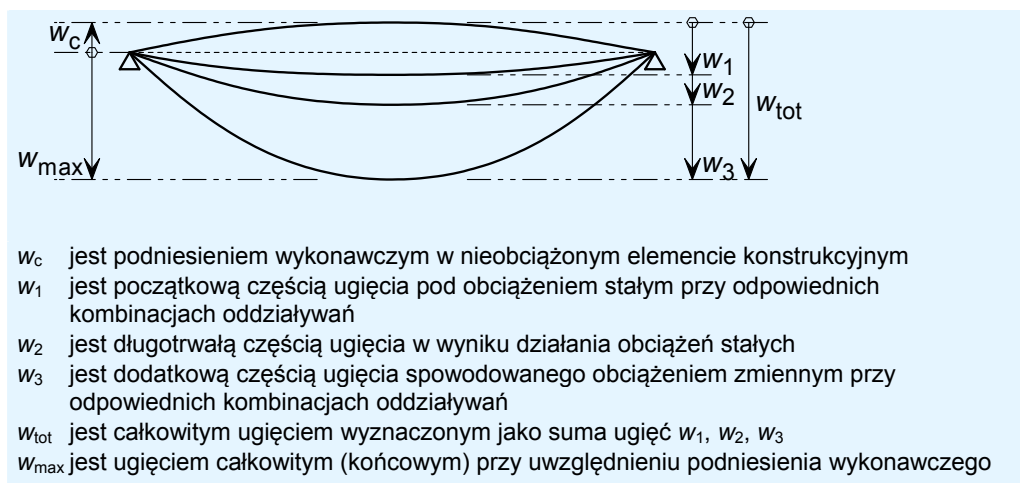
Rysunek 4.1 Definicja przemieszczeń poziomych

Tabela 4.1 Wartości graniczne przemieszczeń poziomych

Kraj	Wartości graniczne przemieszczeń		Komentarze
	u	u_i	
Francja			
Budynki wielokondygnacyjne	$H/300$	$H_i/250$	Jeżeli klient nie ustali inaczej, wartości te należy sprawdzić pod względem przemieszczeń obliczonych na podstawie kombinacji charakterystycznej. Wartość graniczna podana dla u odnosi się do wysokości $H \leq 30$ m.
Niemcy			
Nie istnieją krajowe wartości graniczne przemieszczeń. Należy stosować wartości graniczne zawarte w instrukcji producenta (aprobatach technicznych) lub uzgodnione z klientem.			
Hiszpania			
Budynki wielokondygnacyjne:			Wartości te są podane w krajowej specyfikacji technicznej dla konstrukcji stalowych ^[8] oraz w technicznych przepisach budowlanych ^[9] i powinny być stosowane, jeżeli nie jest to sprzeczne z ustaleniami podjętymi z klientem.
Ogólnie	$H/500$	$H_i/300$	
W przypadku delikatnych ścian działowych, elewacji, przegród zewnętrznych lub sztywnych elementów posadzkowych		$H_i/500$	
Wysokie, smukłe budynki (do 100 m)	$H/600$		

4.4 Wartości graniczne ugięć pionowych

Definicję ugięć pionowych zawartą w Załączniku A1 do normy EN 1990^[5] przedstawiono w sposób schematyczny na rysunku 4.2.



Rysunek 4.2 Definicja ugięć pionowych

Tabela 4.2 zawiera zestawienie typowych wartości granicznych ugięć pionowych stosowanych w Europie.

Tabela 4.2 Wartości graniczne ugięć pionowych

Kraj	Wartości graniczne ugięć		Komentarze
	w_{\max}	$w_2 + w_3$	
Francja			
Dach — ogólnie	$L/200$	$L/250$	Wartości te są podane we francuskim Załączniku krajowym do normy EN 1993-1-1 i powinny być stosowane, jeżeli nie jest to sprzeczne z ustaleniami podjętymi z klientem. Jeżeli klient nie ustali inaczej, wartości ugięć obliczone na podstawie kombinacji charakterystycznych należy porównać z tymi wartościami granicznymi.
Dachy, na których często przebywa personel w celach innych niż konserwacyjne	$L/200$	$L/300$	
Stropy — ogólnie	$L/200$	$L/300$	
Stropy i dachy podpierające elementy gipsowe lub inne kruche materiały, bądź części nieelastyczne	$L/250$	$L/350$	
Stropy podpierające słupy (o ile ugięcie nie zostało zawarte w analizie globalnej dla stanów granicznych nośności)	$L/400$	$L/500$	
Kiedy w_{\max} może mieć wpływ na wygląd budynku	$L/250$	-	

Kraj	Wartości graniczne ugięć		Komentarze
	w_{max}	$w_2 + w_3$	
Niemcy			
Nie istnieją krajowe wartości graniczne ugięć. Należy stosować wartości graniczne zawarte w instrukcji producenta (aprobatach technicznych) lub uzgodnione z klientem.			
Hiszpania			
Dachy z dostępem wyłącznie w przypadku prac konserwacyjnych	-	L/250	
Dachy — ogólnie		L/300	
Belki i stropy bez elementów kruchych		L/300	
Belki i stropy podpierające zwykłe ściany działowe i sztywne elementy posadzkowe ze złączami kompensacyjnymi		L/400	
Belki oraz stropy podpierające elementy kruche, takie jak ściany działowe, zewnętrzne przegrody elewacyjne lub sztywne elementy posadzkowe		L/500	
Belki podpierające słupy		L/500	
Belki podpierające ściany murowane		L/1000	

4.5 Podniesienia wykonawcze

Ugięcia w wyniku obciążeń stałych mogą stanowić znaczącą część całkowitego ugięcia belek stropowych. Szczególnie dotyczy to systemów stropów zespolonych budowanych bez podstemplowania (zgodnie z zaleceniami dla szybkiej, prostej konstrukcji).

W takich przypadkach projektanci powinni określić podniesienia wykonawcze, aby zapewnić, że zarówno główny jak i drugorzędny system stropowy będą płaskie i wyrównane po zakończeniu budowy konstrukcji. W załączniku A1 normy EN 1990^[5] sprecyzowano korzyści wynikające z wykonywania podniesień wykonawczych.

4.6 Odpowiedź dynamiczna

W załączniku A.1.4.4 normy EN 1990 określono następujące wymagania dotyczące odpowiedzi dynamicznej wszystkich konstrukcji.

Drgania

(1) Aby uzyskać zadowalające zachowanie się budynków i tworzących je elementów konstrukcyjnych poddanych drganiom w warunkach użytkowalności należy między innymi rozważyć następujące aspekty:

a) Komfort użytkownika.

b) Funkcjonowanie konstrukcji lub tworzących ją elementów konstrukcyjnych (np. pęknięcia ścianek działowych, uszkodzenia okładzin, wrażliwość wyposażenia budynku na drgania).

Inne aspekty należy przeanalizować w przypadku każdego projektu i uzgodnić z klientem.

Część 4: Projekt wykonawczy

(2) Aby stan graniczny użyteczności konstrukcji lub elementu konstrukcyjnego nie został przekroczony z powodu występujących drgań, częstotliwość drgań własnych konstrukcji lub elementu konstrukcyjnego powinna być utrzymywana powyżej odpowiednich wartości zależących od funkcji budynku oraz źródła drgań oraz powinna być uzgodniona z klientem i/lub właściwymi władzami.

(3) Jeżeli częstotliwość drgań własnych konstrukcji jest niższa niż odpowiednia wartość, należy przeprowadzić bardziej zaawansowaną analizę odpowiedzi dynamicznej konstrukcji, obejmującą także tłumienie.

Uwaga: dalsze wskazówki znajdują się w normach EN 1990-1-1, EN 1990-1-4 oraz ISO 10137

(4) Możliwe źródła drgań, które należy uwzględnić, obejmują: chodzenie, zsynchronizowane ruchy ludzi, maszyny, ruch kołowy generujący drgania przenoszone przez podłoże oraz oddziaływania wiatru. Te i inne źródła powinny zostać określone dla każdego projektu i uzgodnione z klientem.

W praktyce w przypadku niskich i średnich budynków handlowych lub mieszkalnych kluczowym zagadnieniem jest odpowiedź dynamiczna systemu stropowego na wzbudzanie drgań przez ludzi, przede wszystkim w wyniku chodzenia lub jednego ciężkiego stąpienia.

Odpowiedź dynamiczna systemu stropowego na drgania wzbudzane przez ludzi ma złożony charakter z trzech powodów:

- Wzbudzenia te z natury mają niemożliwą do określenia amplitudę, czas trwania oraz częstotliwość występowania.
- Na odpowiedź konstrukcji ma znaczny wpływ wielkość tłumienia w konstrukcji oraz tłumienie drgań przez komponenty niekonstrukcyjne budynku, instalacje, wyposażenie i umeblowanie.
- Zarówno percepcja drgań przez człowieka, jak i definicja odpowiednich kryteriów akceptacji drgań są bardzo nieprecyzyjne i różne u różnych osób, a także u jednej osoby w różnym czasie.

Należy podkreślić, że jest to niezwykle mało prawdopodobne, aby strop o energicznej odpowiedzi na wzbudzanie drgań przez człowieka miał niewystarczającą lub osłabioną wytrzymałość. Takim zachowaniem charakteryzowały się zawsze tradycyjne stropy drewniane, a mimo to funkcjonowały zadowalająco. Jednakże zarówno rosnące wykorzystywanie stalowych systemów stropowych o większej rozpiętości, jak i przesunięcie w kierunku lżejszych konstrukcji zwiększają prawdopodobieństwo, że charakterystyka eksploatacyjna może powodować dyskomfort u niektórych użytkowników. Dlatego też projektanci muszą zwracać uwagę na ten aspekt użyteczności.

Część 4: Projekt wykonawczy

W przeszłości jedynym wykorzystywanym przez projektantów miernikiem akceptowalności charakterystyki eksploatacyjnej była częstotliwość drgań własnych stropu. Wystarczająco wysoka częstotliwość drgań własnych oznacza, że strop jest w rzeczywistości „odstrojony” z zakresu częstotliwości drgań z zakresu pierwszej składowej harmonicznego chodzenia. Jednakże nadal może wystąpić rezonans z udziałem wyższych harmoniczych. Jako wskazówkę można podać, że zwykle właściwa jest częstotliwość podstawowa wyższa niż 4 Hz, jednakże norma EN 1994^[2] nie definiuje żadnych wymagań w tym zakresie i dlatego projektant powinien szukać wytycznych w przepisach krajowych.

Ostatnio pojawiły się znacznie efektywniejsze, chociaż zarazem bardziej skomplikowane metody oceny użyteczności dynamicznej:

- Dokument *Vibration design of floors (Problem drgań w projektowaniu stropów)* RF32-CT-2007-00033: Dokument ten ogólnie dostępny jest w Uniwersytecie RWTH w Aachen. Zawiera on jednomodową analizę stropu.
- Dokument *Design of floors for vibration: A new Approach (Projektowanie stropów ze względu na drgania — nowe podejście)*^[10] prezentuje bardziej kompleksowe, wielomodowe podejście do tych samych metod oceny.

Obecnie zaczyna być udostępniane oprogramowanie projektowe uwzględniające w pełni metodę zaprezentowaną w pozycji źródłowej 10.

4.7 Podsumowanie zagadnień projektowych

- Zweryfikować ugięcia poziome, zdefiniowane w rozdziale 4.3, względem kryteriów zdefiniowanych we właściwym Załączniku krajowym.
- Zweryfikować odnośne ugięcie pionowe, zdefiniowane w rozdziale 4.4, względem kryteriów zdefiniowanych we właściwym Załączniku krajowym.
- Rozważyć podniesienia wykonawcze w przypadku belek o długości przekraczającej 10 m.
- Zweryfikować odpowiedź dynamiczną stropu względem jednej z pozycji źródłowych podanych w rozdziale 4.6.

5 STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI

5.1 Wprowadzenie

Projektowanie z uwzględnieniem stanu granicznego nośności, tj. weryfikacja wytrzymałości wszystkich elementów konstrukcyjnych umożliwiające przeciwstawienie się oddziaływaniom zidentyfikowanym podczas wykonywania analizy globalnej, pozostaje istotą procesu opracowywania projektu wykonawczego.

Na szczęście projektanci mają dziś do dyspozycji wiele środków pomagających w projektowaniu, które zwolniły ich z konieczności wykonywania wielu drobiazgowych czynności wymaganych poprzednio. W kolejnych rozdziałach podano wyczerpujące wskazówki, jak w pełni wykorzystać te środki pomocnicze, choć pozostawiono odwołania do ich punktu wyjścia w Eurokodach.

5.2 Systemy stropów

5.2.1 Płyta stropowa

W czasie opracowywania projektu koncepcyjnego zostanie wybrana płyta zespolona lub strop prefabrykowany. Oba rozwiązania mogą zostać zaprojektowane od podstaw, jednakże jest to rzadko, jeśli w ogóle, wykonywane w praktyce.

Płyta zespolona może być projektowana zgodnie z normą EN 1993-1-3^[1] ze względu na stan konstrukcyjny, zgodnie z normą EN 1994-1-1^[2] ze względu na konstrukcję gotową oraz zgodnie z normą EN 1994-1-2 ze względu na stan pożarowy.

Prefabrykowany strop żelbetowy może być projektowany zgodnie z normą EN 1992-1-1^[7].

Wszystkie te normy uwzględniają projektowanie wspomagane testowaniem, zgodnie z Załącznikiem D normy EN 1990^[5].

W przypadku takich specjalistycznych wyrobów budowlanych o szerokim zastosowaniu praktycznym producenci przyjęli procedurę projektowania wspomaganą procesem testowania, ponieważ zapewnia ona wyższą nośność obliczeniową od nośności wyznaczanej na drodze obliczeń. Producenci dostarczający wyroby na rynek krajowy zwykle oferują odpowiednie tabele obliczeniowe, które uwzględniają w pełni Parametry określone na poziomie krajowym (NDP, Nationally Determined Parameters) zdefiniowane w odpowiednich Załącznikach krajowych.

Projektanci powinni korzystać z tych tabel obliczeniowych zawsze, gdy są dostępne.

5.2.2 Podciągi jednorodne

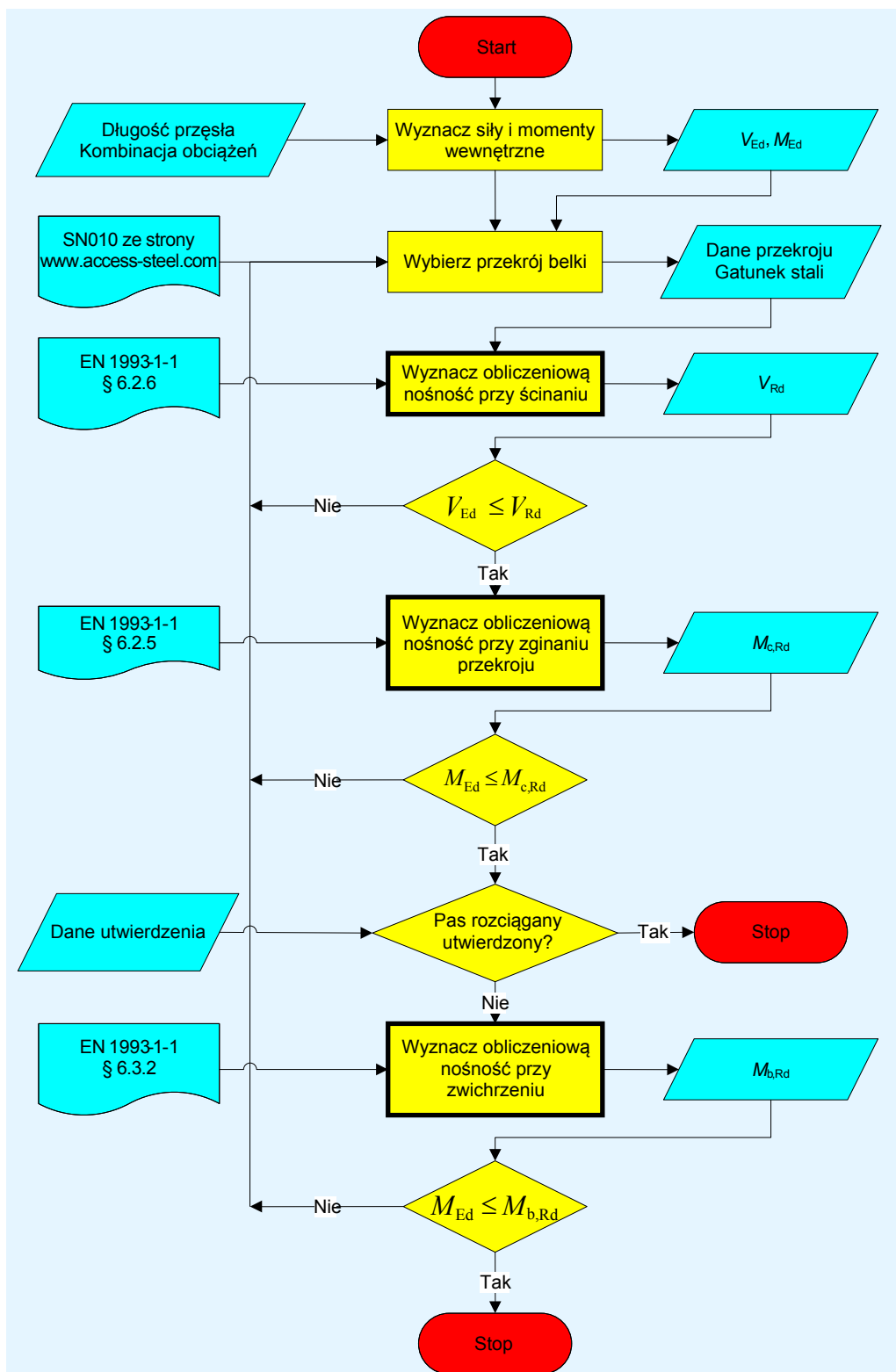
Stropowe podciągi jednorodne pełnią rolę podpór prefabrykowanych systemów stropowych, i ewentualnie, zespolonych płyt stropowych, które nie są przymocowane do swoich belek podpierających za pomocą łączników ścinanych. Podciągi dachowe zazwyczaj podtrzymują płatwie podpierające systemy dachowe.

W zależności od szczegółów konstrukcji, belki te mogą być:

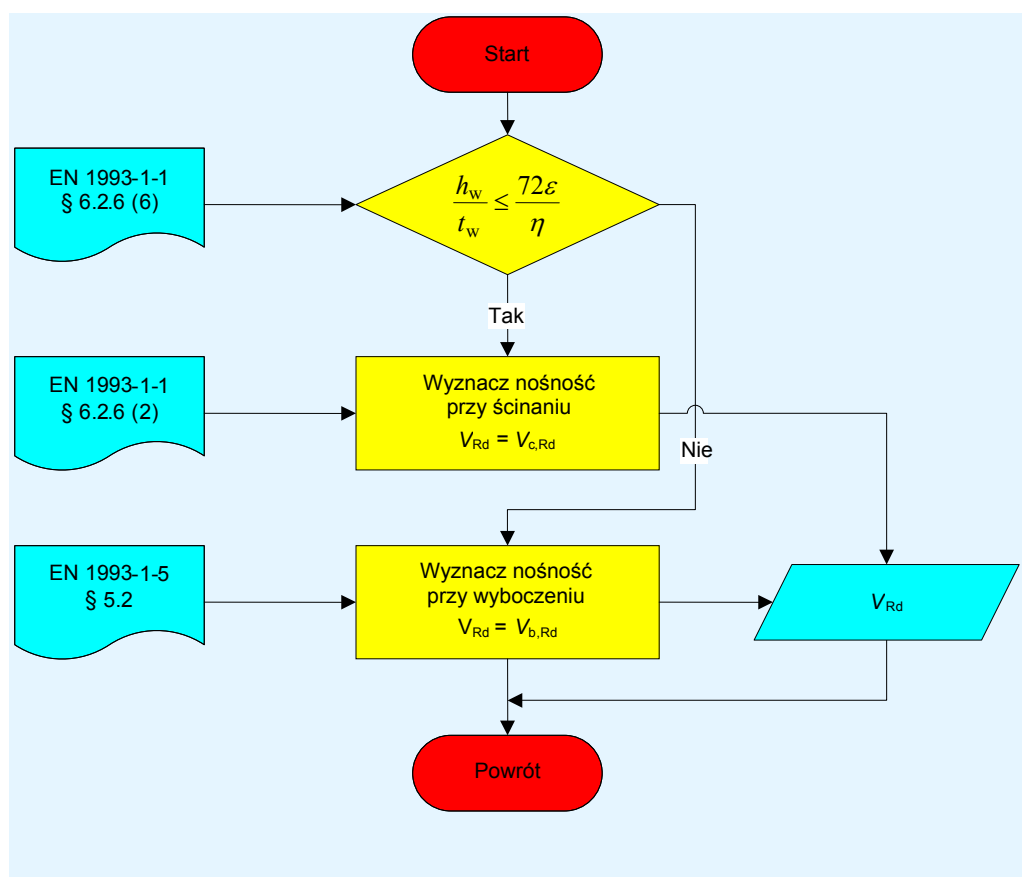
- w pełni utwierdzone w obu stanach: konstrukcyjnym i eksploatacyjnym,
- utwierdzone w punktach przyłożenia obciążenia w obu stanach: konstrukcyjnym i eksploatacyjnym,
- nieutwierdzone w stanie konstrukcyjnym i:
 - w pełni utwierdzone w stanie eksploatacyjnym (belki stropowe podpierające płyty prefabrykowane)
 - utwierdzone w punktach przyłożenia obciążenia w stanie eksploatacyjnym,
 - nieutwierdzone w obu stanach: konstrukcyjnym i eksploatacyjnym.

W zależności od smukłości belek mogą występować znaczne różnice w nośności w stanie utwierdzonym i nieutwierdzonym. Wynika z tego, że tam, gdzie stan utwierdzenia poprawia się, gdy konstrukcja jest w pełni zbudowana, należy przeprowadzić oddzielne weryfikacje dla obu etapów: konstrukcyjnego i eksploatacyjnego.

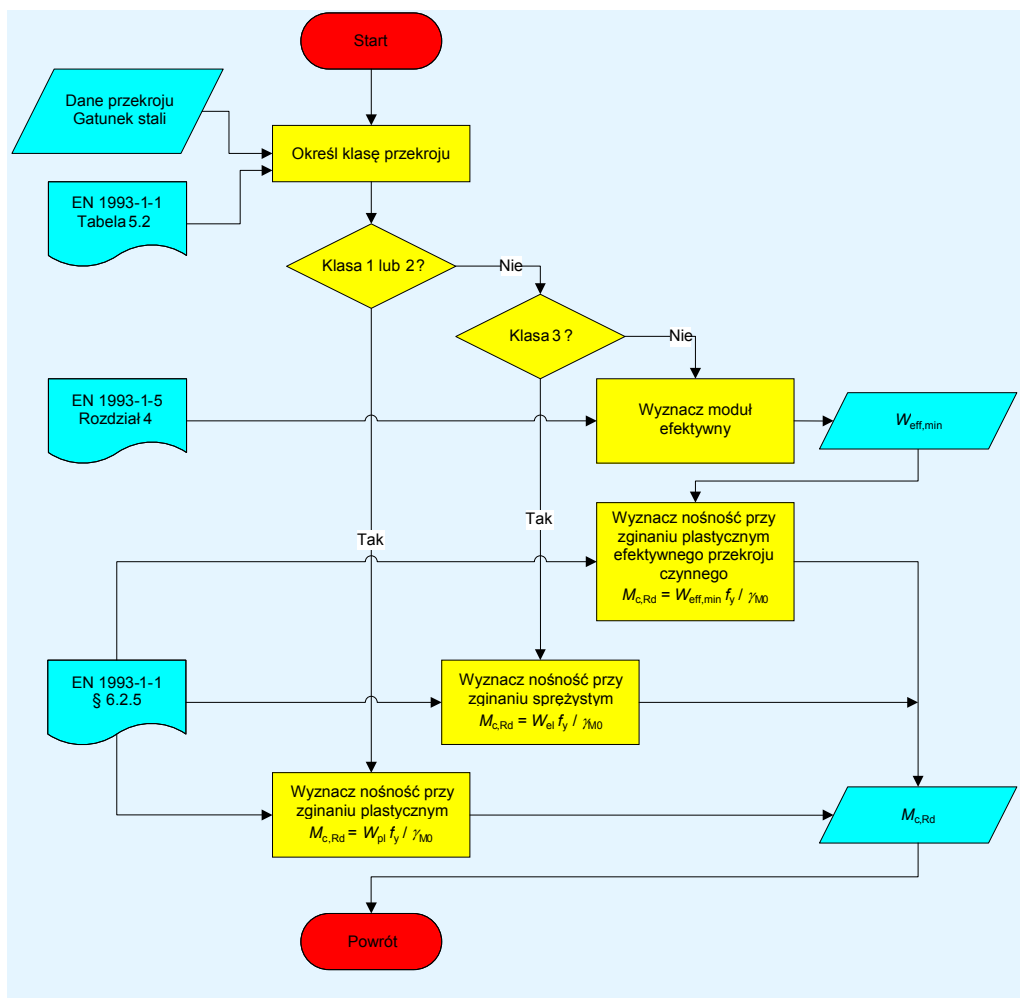
Proces opracowywania projektu wykonawczego przedstawiono na rysunkach od 5.3 do 5.4. Możliwe jest objęcie wszystkich wymienionych powyżej przypadków poprzez odpowiednie przeanalizowanie stanów utwierdzenia, a zatem obliczeniowej nośności przy wyboczeniu przedstawionej na rysunku 5.4.



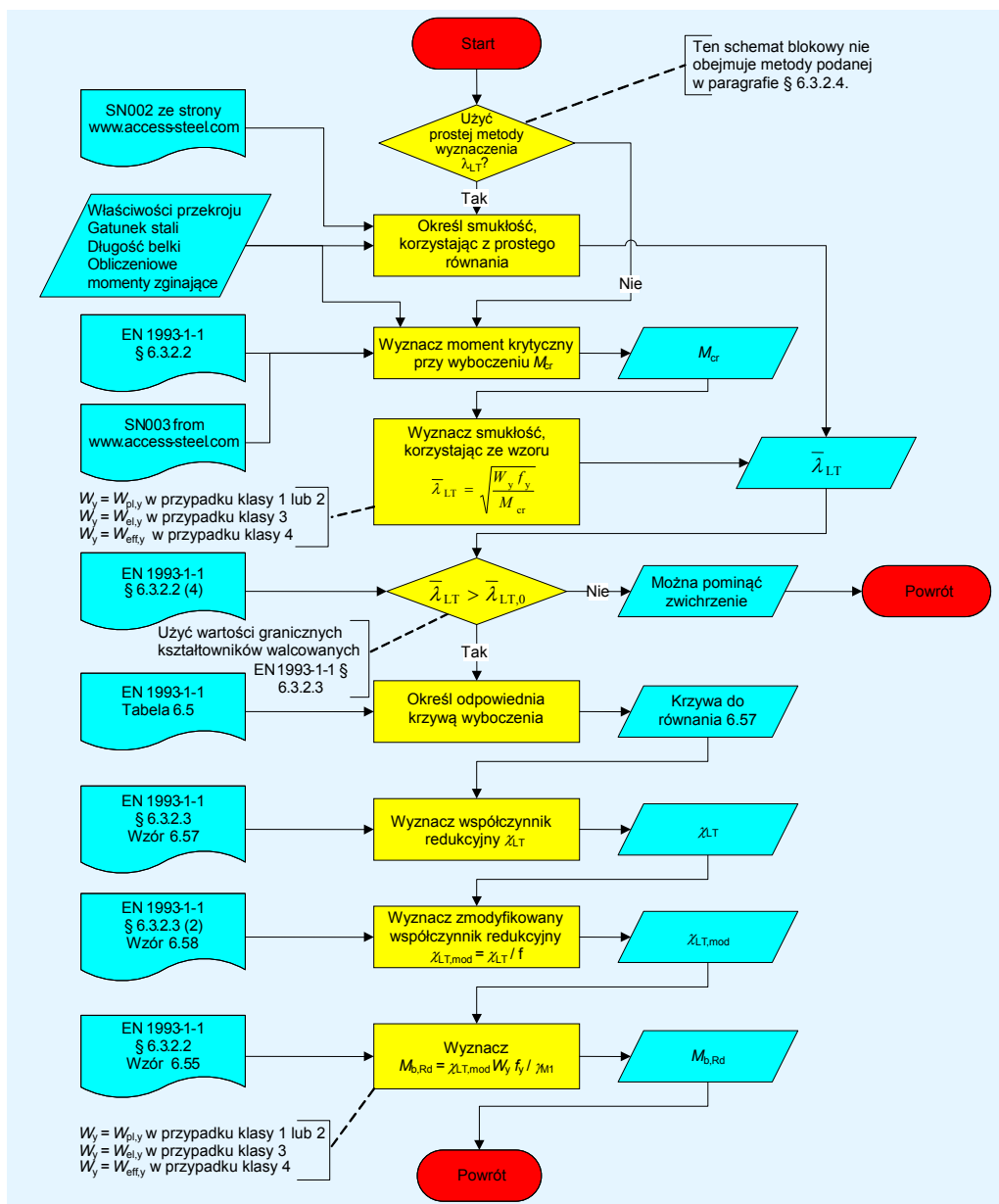
Rysunek 5.1 Ogólna procedura projektowania jednorodnej belki poddanej obciążeniu równomiernemu



Rysunek 5.2 Szczegółowa procedura wyznaczania obliczeniowej nośności belki przy ścinaniu



Rysunek 5.3 Szczegółowa procedura wyznaczania obliczeniowej nośności przekroju poprzecznego belki przy zginaniu



Rysunek 5.4 Szczegółowa procedura wyznaczania obliczeniowej nośności belki przy zwichrzeniu

W celu zademonstrowania tych procesów projektowych od podstaw zamieszczono liczne przykłady praktyczne.

W załączniku A do niniejszej publikacji zaprezentowano:

- PP1 — belkę swobodnie podpartą, utwierdzoną boczenie;
- PP2 — belkę swobodnie podpartą z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi.

Inne przykłady można znaleźć w witrynie internetowej Access Steel^[4]. Znajdują się tam dwa interakcyjne przykłady praktyczne, w których użytkownicy mogą wprowadzić własne zmienne i zrealizować obliczenia przykładowego zgodnie ze swoją specyfikacją.

Korzystanie z pomocniczych środków projektowych i oprogramowania

Kalkulator do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych udostępniony w arkuszu kalkulacyjnym dołączonym do przewodnika *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 8: Opis kalkulatora do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych*^[11] może być używany do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych przy ściskaniu, zginaniu, rozciąganiu oraz łącznemu zginaniu i ściskaniu, jak również do obliczania nośności środników i nośności przekrojów poprzecznych przy ścinaniu.

Oprogramowanie wspomagające projektowanie jest coraz częściej przydatne do projektowania zarówno belek utwierdzonych jak i nieutwierdzonych, i powinno zasadniczo być stosowane w projektowaniu przemysłowym.

5.2.3 Podciągi zespolone

Podciągi zespolone są używane jako:

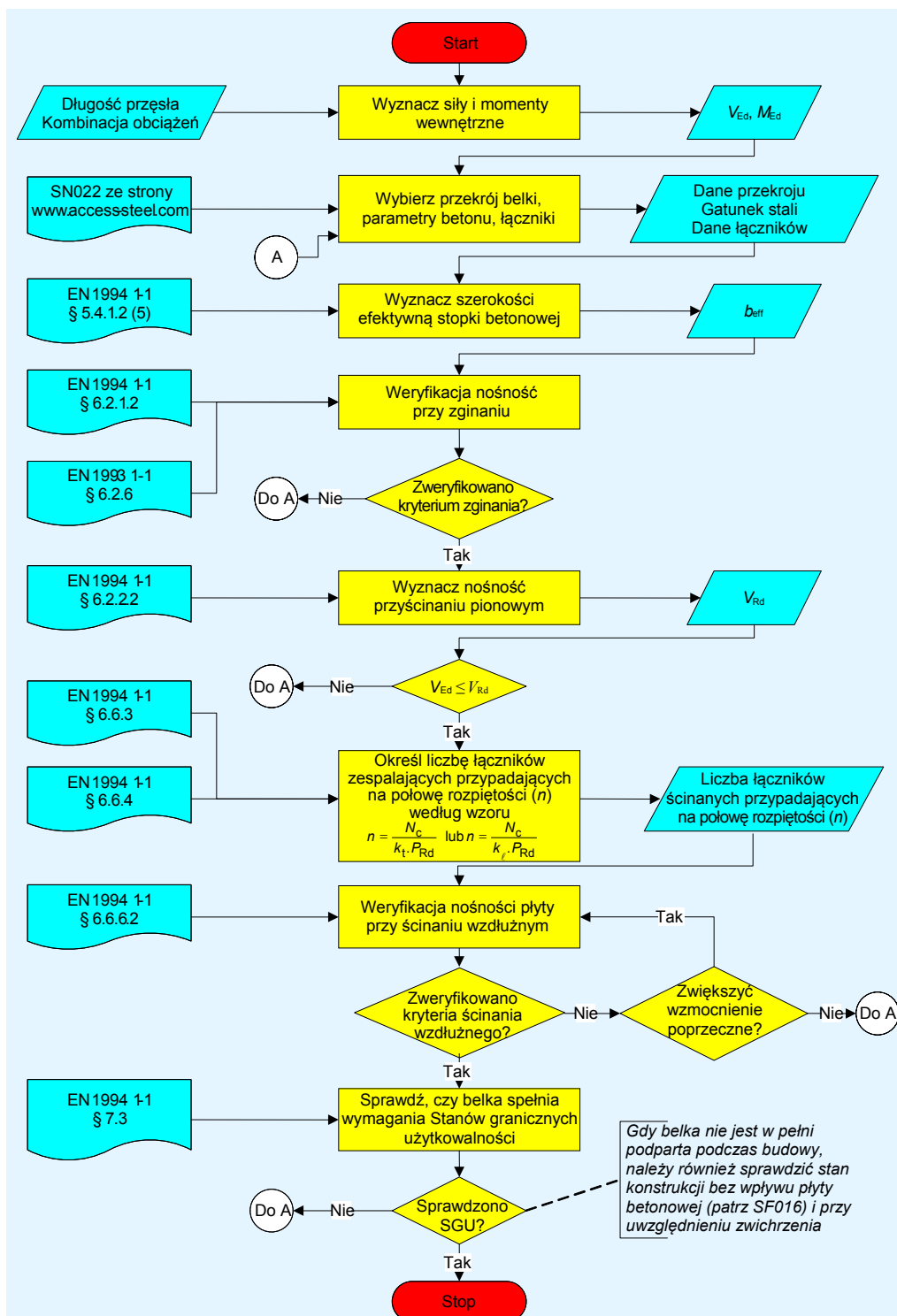
- Belki drugorzędne zapewniające bezpośrednie podparcie zespolonych płyt stropowych. Są wyposażone w łączniki ścinane w celu zapewnienia łącznego działania zespolonego.
- Belki główne podpierające belki drugorzędne oraz przenoszące ich obciążenia na słupy. Łączniki ścinane wykorzystywane są w celu zapewnienia łącznego działania zespolonego.

W celu ułatwienia konstruowania usilnie zaleca się, aby belki zespolone były projektowane jako niepodstemplowane w stanie konstrukcyjnym. Weryfikacja dla tego stanu musi zostać przeprowadzona zgodnie z instrukcjami zawartymi w rozdziale 5.2.2 niniejszego przewodnika, przed przystąpieniem do stanu zespolonego w konstrukcji gotowej.

Przed przystąpieniem do kontroli w stanie zespolonym, należy określić podejście do połączenia ścinanego (bardzo możliwe, że było to analizowane początkowo na etapie opracowywania projektu koncepcyjnego). Możliwe są dwa podejścia:

Pełna interakcja

Zapewniane jest wystarczające połączenie ścinane do wytworzenia pełnej nośności plastycznej kształtownika zespolonego. Takie podejście upraszcza podejście projektowe oraz maksymalizuje sztywność belki zespolonej. Jednakże w przypadku belki o rozmiarach większych od wymaganych dla stanu granicznego nośności konstrukcji gotowej, w celu uzyskania wytrzymałości podstawowej może być konieczne zastosowanie znacznie większej liczby łączników ścinanych. Oczywiście zastosowanie większej liczby łączników ścinanych wiąże się ze wzrostem kosztów, szczególnie w przypadku belek głównych o większej rozpiętości. Trudne lub niemożliwe może być także zamontowanie odpowiednich łączników ścinanych na górnym pasie. Na rysunku 5.5 przedstawiono proces opracowywania projektu wykonawczego dla pełnego połączenia ścinanego w przypadku belek drugorzędnych (belki główne prawdopodobnie będą projektowane przy założeniu częściowej interakcji). Takie uproszczone podejście jest ściśle ograniczone do kształtowników klasy 1 lub 2; jest mało prawdopodobne, aby było to ograniczające w praktyce.

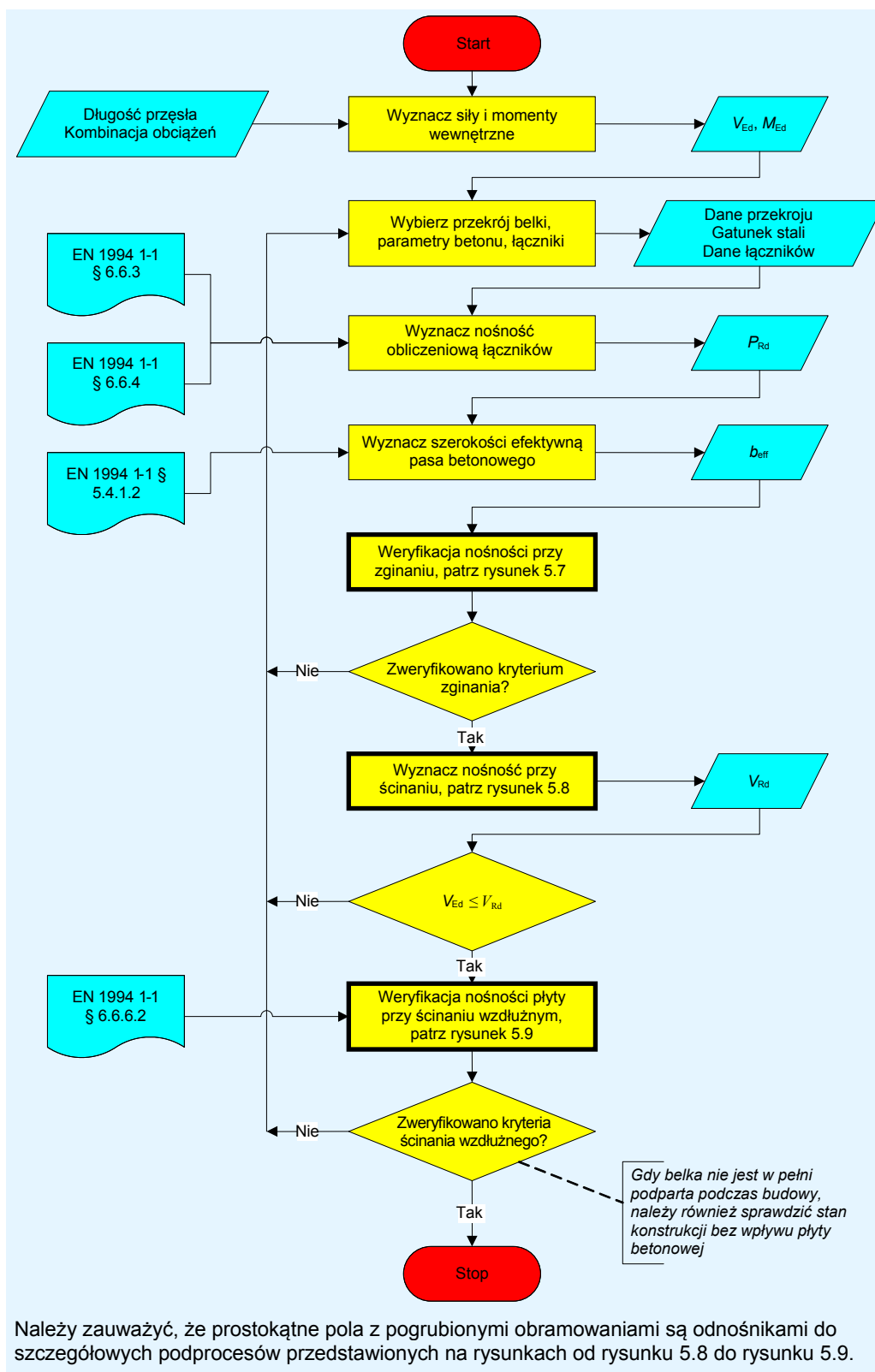


Rysunek 5.5 Projektowanie swobodnie podpartych belek zespolonych z pełnymi połączeniami ścinanymi i belkami stalowymi klasy 1 lub 2

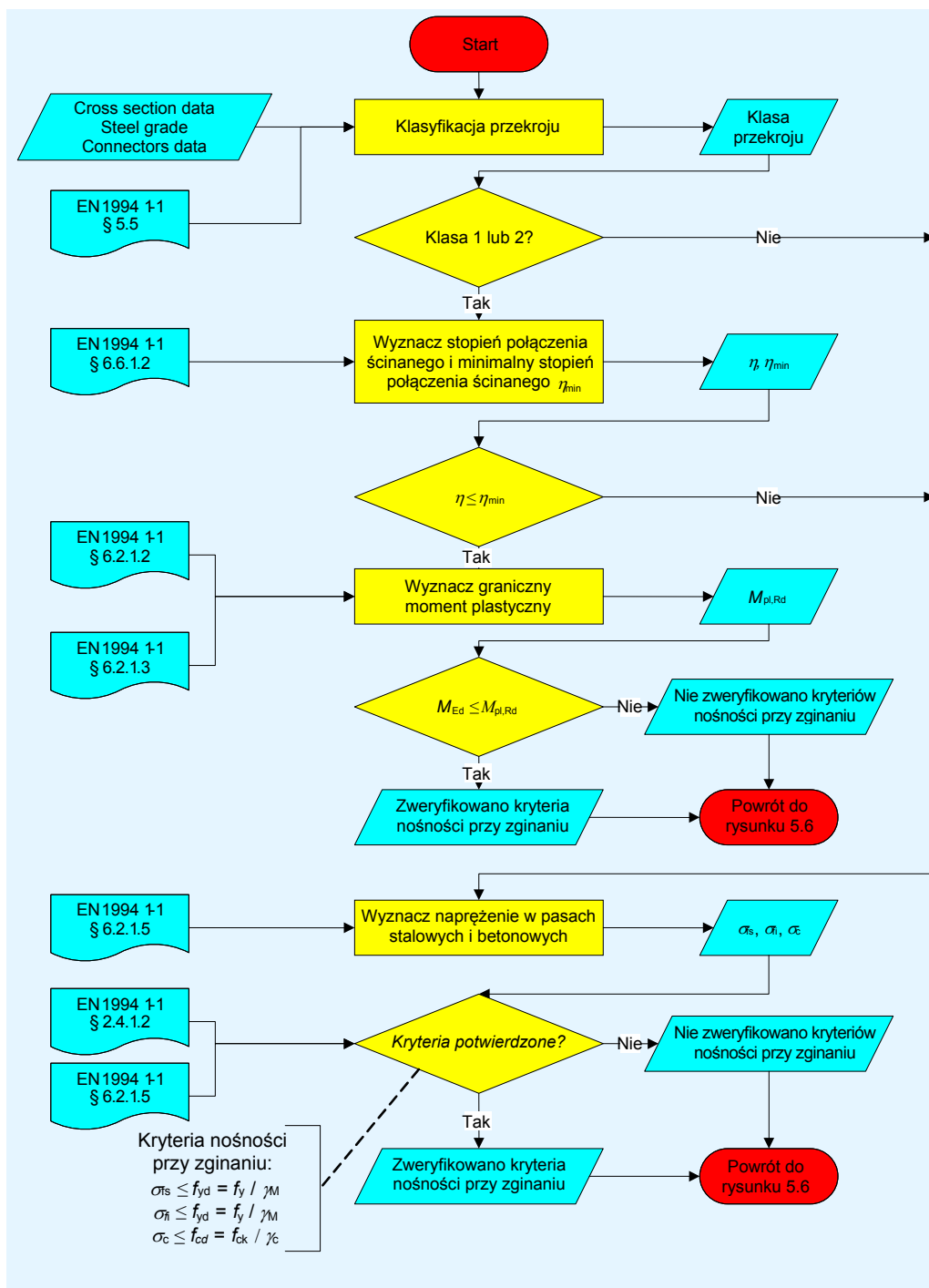
Częściowa interakcja

Tam gdzie rozmiar belki stalowej definiowany jest przez niepodstemplowany stan konstrukcyjny lub przez użyteczność konstrukcji gotowej, nośność belki względem stanu granicznego nośności kształtownika zespolonego jest nadmierna. W takich przypadkach przyjmowanie częściowego połączenia ścinanego prawdopodobnie będzie bardziej opłacalne.

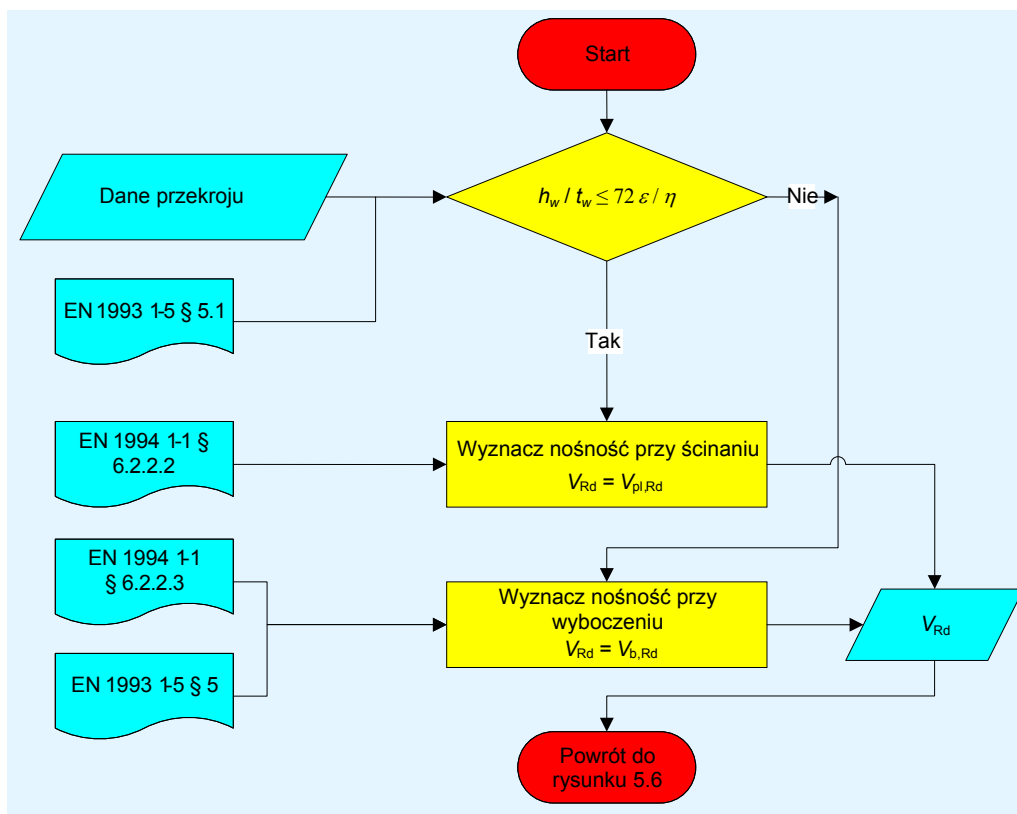
Aby odnieść się do tego przypadku, na rysunkach od rysunku 5.6 do rysunku 5.9 przedstawiono ogólną procedurę oraz szczegółowe podprocesy projektowania.



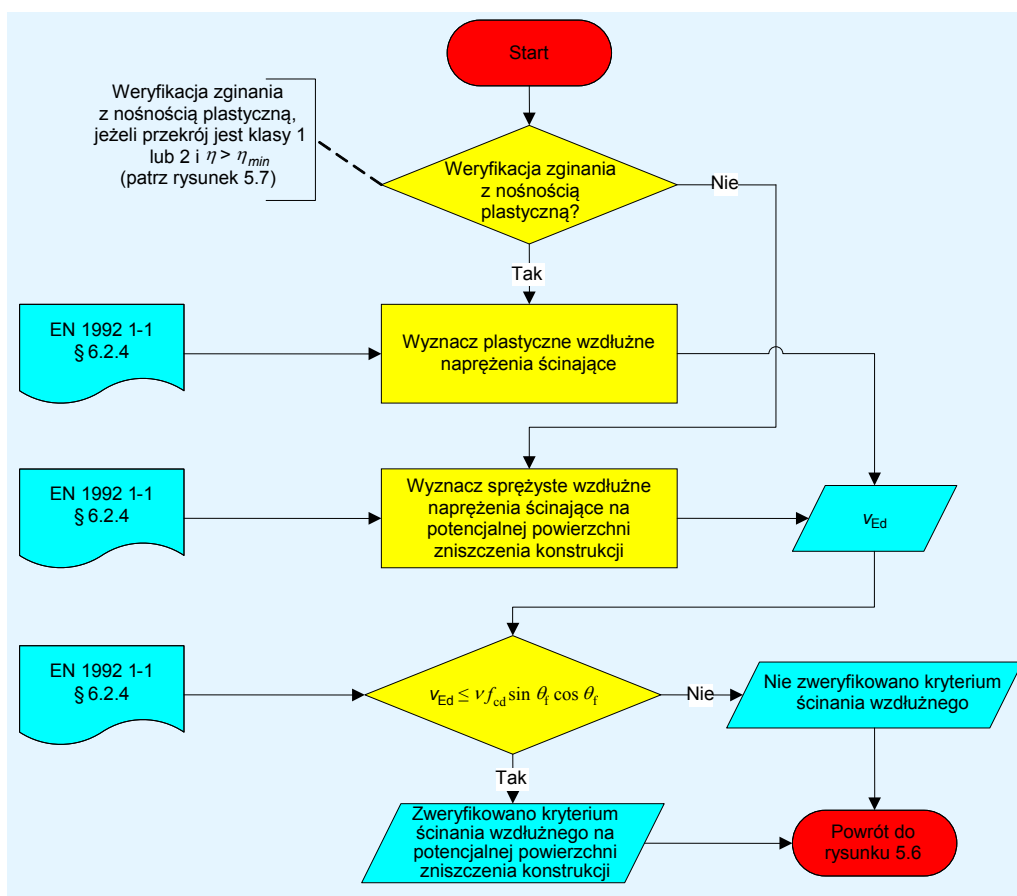
Rysunek 5.6 Ogólna procedura projektowania swobodnie podpartej belki zespolonej



Rysunek 5.7 Weryfikacja nośności belki zespolonej przy zginaniu



Rysunek 5.8 Weryfikacja nośności przy ścinaniu pionowym



Rysunek 5.9 Weryfikacja nośności płyty przy ścinaniu wzdłużnym

Część 4: Projekt wykonawczy

W Załączniku A umieszczono przykłady praktyczne mające na celu zademonstrowanie projektu wykonawczego zespolonych belek: drugorzędnej i głównej.

Nośność połączenia przy ścinaniu

Należy zauważyć, że w powyższych weryfikacjach nośności belek zespolonych nośność połączenia przy ścinaniu jest funkcją:

- rozmiarów blachy przez którą spawany jest sworzeń,
- pozycji sworzni w korytach blachy,
- liczby sworzni w jednym korycie.

W celu wyznaczenia odpowiednich wartości obliczeniowych, należy zapoznać się z dokumentacją producenta blachy.

W załączniku A do niniejszej publikacji zaprezentowano:

- PP3 — swobodnie podpartą drugorzędną belkę zespoloną (z częściowym połączeniem ścinanym)
- PP4 — swobodnie podpartą główną belkę zespoloną

Korzystanie z pomocniczych środków projektowych i oprogramowania wspomagającego projektowanie

Przy takiej liczbie zmiennych wymagających przeanalizowania w przypadku belek zespolonych udostępnianie tabelarycznej pomocy projektowej w jakiegokolwiek formie jest niepraktyczne. Jednakże specyfikacja oprogramowania wspomagającego projektowanie belek zespolonych została sporządzona jako osobna część niniejszej publikacji.

Oprogramowanie wspomagające projektowanie belek zespolonych jest już dostępne na niektórych głównych rynkach europejskich.

Dodatkowo w witrynie internetowej Access Steel^[4] dostępne są dwa interakcyjne przykłady praktyczne dotyczące swobodnie podpartych belek: drugorzędnej i głównej. Użytkownicy mogą wprowadzić własne zmienne i zrealizować obliczenia przykładu praktycznego zgodnie ze swoją specyfikacją.

5.2.4 Zintegrowane belki stropowe

Zintegrowane belki stropowe, zasadniczo zamknięte w granicach wysokości płyt stropowych, produkowane są przez kilku dostawców. Wszystkie wspomagane są danymi obliczeniowymi producentów, a niektóre — specjalistycznym oprogramowaniem.

Dane obliczeniowe producentów oraz programowanie powinny być wykorzystywane w praktyce.

5.2.5 Belki ażurowe

Belki ażurowe są specjalną odmianą podciągów. W środnikach tych belek wykonane są duże otwory umożliwiające prowadzenie instalacji na tej samej wysokości, na jakiej znajduje się stropowa strefa konstrukcji.

Jest kilku producentów tego typu wyrobów, którzy opracowali specjalistyczne metody projektowe dla „zimnej” konstrukcji, a niektórzy rozszerzyli je o stan graniczny pożarowy. Wszystkie tego typu programy są zgodne z Eurokodami.

Dlatego też takie belki są zawsze projektowane (przy wykorzystaniu specjalistycznych programów) zgodnie ze specyfikacją charakterystyki eksploatacyjnej dla określonej konstrukcji. Projektowanie od podstaw zgodnie z Eurokodami nie jest możliwe do przeprowadzenia.

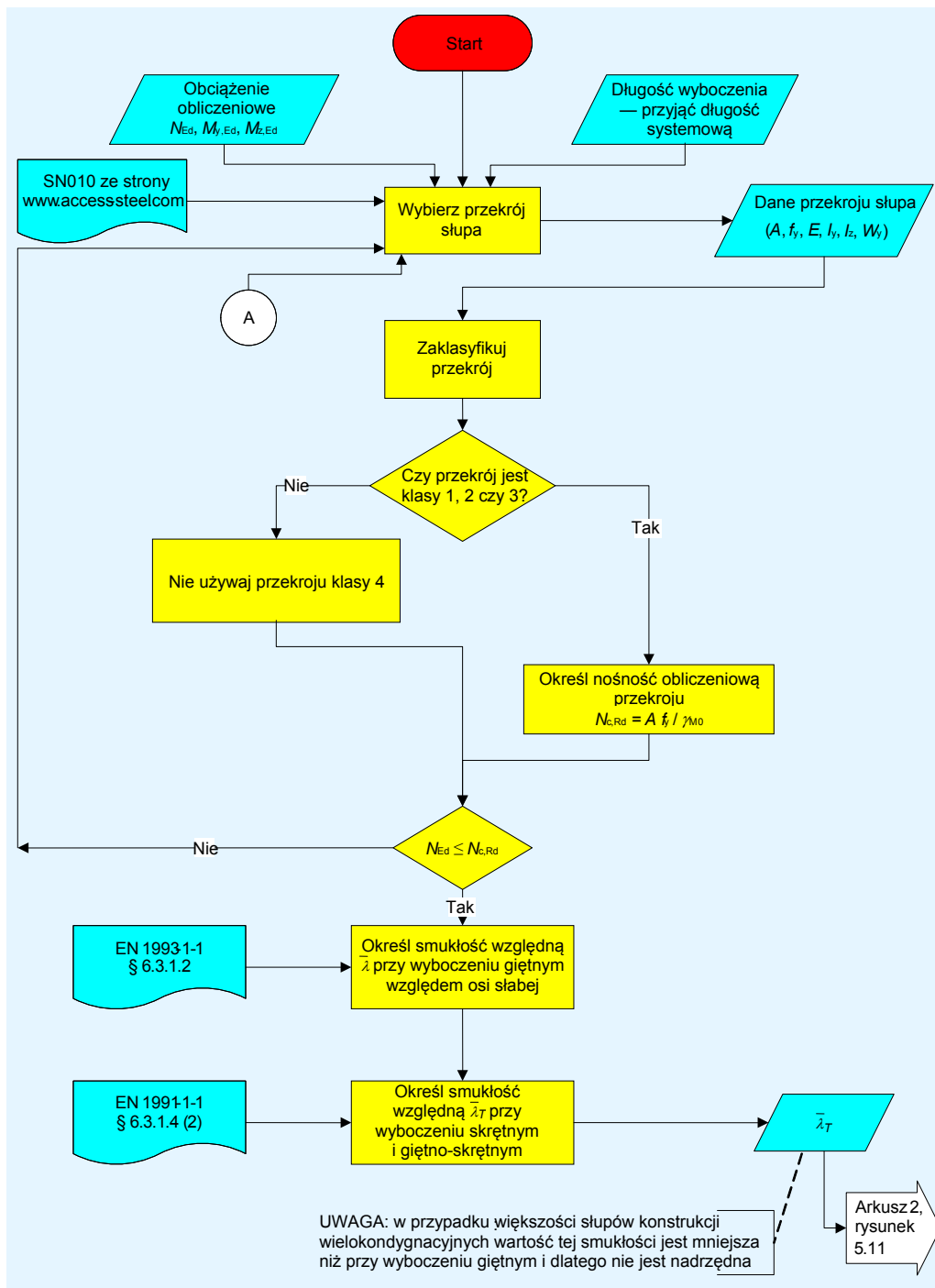
5.3 Słupy

Jak zostało to już stwierdzone w rozdziale 3, jedną z zalet konstrukcji prostej jest to, że słupy wewnętrzne rozmieszczone na siatce regularnej mogą zasadniczo być projektowane z uwzględnianiem jedynie obciążenia osiowego.

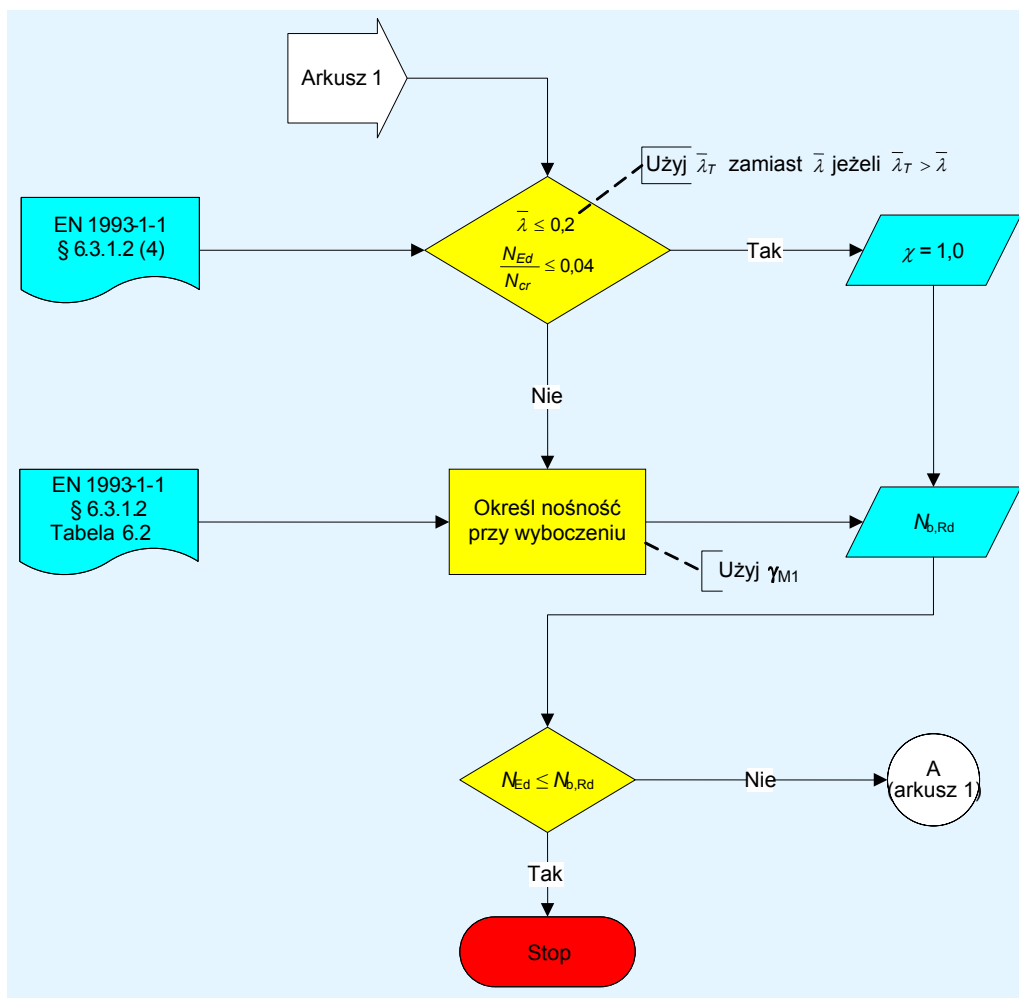
Słupy wewnętrzne są poddawane zarówno obciążeniom osiowym, jak i momentom wynikającym z mimośrodowości połączeń.

Prosta metoda projektowania słupów konstrukcji prostej, uwzględniająca nominalne momenty wynikające z mimośrodowości połączeń została opisana w rozdziale 5.3.2.

5.3.1 Słupy poddawane tylko obciążeniu osiowemu



Rysunek 5.10 Weryfikacja nośności słupa — arkusz 1



Rysunek 5.11 Weryfikacja nośności słupa — arkusz 2

Na rysunku 5.10 oraz rysunku 5.11 przedstawiono weryfikacje projektu wykonawczego, konieczne do sprawdzenia słupa poddanego wyłącznie obciążeniu osiowemu.

Zastosowanie tego procesu zilustrowano w przykładzie praktycznym PP5 w Załączniku A.

Korzystanie z pomocniczych środków projektowych

Kalkulator do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych dołączony do przewodnika *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 8: Opis kalkulatora do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych*^[11] może być używany do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych przy ściskaniu, zginaniu, rozciąganiu oraz łącznemu zginaniu i ściskaniu.

Dodatkowo zamieszczony w witrynie Access Steel dokument SI004^[4] zawiera interakcyjny przykład praktyczny, w którym użytkownik może wprowadzić własne parametry, by otrzymać ten sam rezultat.

5.3.2 Słupy poddawane obciążeniu osiowemu oraz momentom

Metody ogólne podane w normie EN 1993-1-1^[1] dotyczące projektowania elementów konstrukcyjnych poddawanych obciążeniu osiowemu oraz oddziaływaniu momentów są skomplikowane w przypadku słupów z **dwuteowników** szerokostopowych umieszczonych w niskich i średnich budynkach. Umieszczony w witrynie Access Steel dokument SN048 (dostępny tylko w j. angielskim) zawiera informacje uzupełniające dla takich przypadków, włączając w to uzasadnienie przyjętych uproszczeń. Procedurę, którą należy zastosować opisano poniżej:

Zakres

Może być stosowana tylko wtedy, gdy:

- słup jest wykonany z dwuteownika lub dwuteownika szerokostopowego walcowanego na gorąco,
- ściskany przekrój poprzeczny jest klasy 1, 2 lub 3,
- wykresy momentu zginającego względem każdej z osi są liniowe,
- słup jest utwierdzony bocznie zarówno w kierunku osi y jak i osi z na poziomie każdej kondygnacji, ale nie jest utwierdzony pomiędzy kondygnacjami,
- długość wyboczeniowa jest taka sama w obu kierunkach.

Kryterium obliczeniowe: Całkowite wyboczenie

Słup musi spełniać jedno równanie interakcyjne:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,min,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + 1,5 \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1,0 \quad 5.1$$

gdzie:

$N_{b,min,Rd}$ jest wartością mniejszą z wartości $N_{b,y,Rd}$ oraz $N_{b,z,Rd}$

$N_{b,y,Rd}$ oraz $N_{b,z,Rd}$ są nośnościami przy wyboczeniu giętnym względem osi y oraz z

$M_{b,Rd}$ jest nośnością przy zwichrzeniu

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{f_y W_{pl,z}}{\gamma_{min}} \text{ dla przekrojów klasy 1 oraz 2}$$

$$\text{oraz} = \frac{f_y W_{el,z}}{\gamma_{min}} \text{ dla przekrojów klasy 3}$$

$$\gamma_{min} = \gamma_{M1}$$

Należy zauważyć, że równanie to prowadzi do zachowawczego rozwiązania w przypadku zastosowania Załącznika B normy EN 1993-1-1; nie przeprowadzono jednak żadnej analizy wykorzystania go w połączeniu z Załącznikiem A tej samej normy.

Jeżeli równanie to nie jest spełnione, wówczas można jeszcze skorzystać z dokładniejszych wyrażeń podanych w równaniach 6.61 oraz 6.62 umieszczonych w normie EN 1993-1-1.

Kryterium obliczeniowe: Weryfikacja lokalna

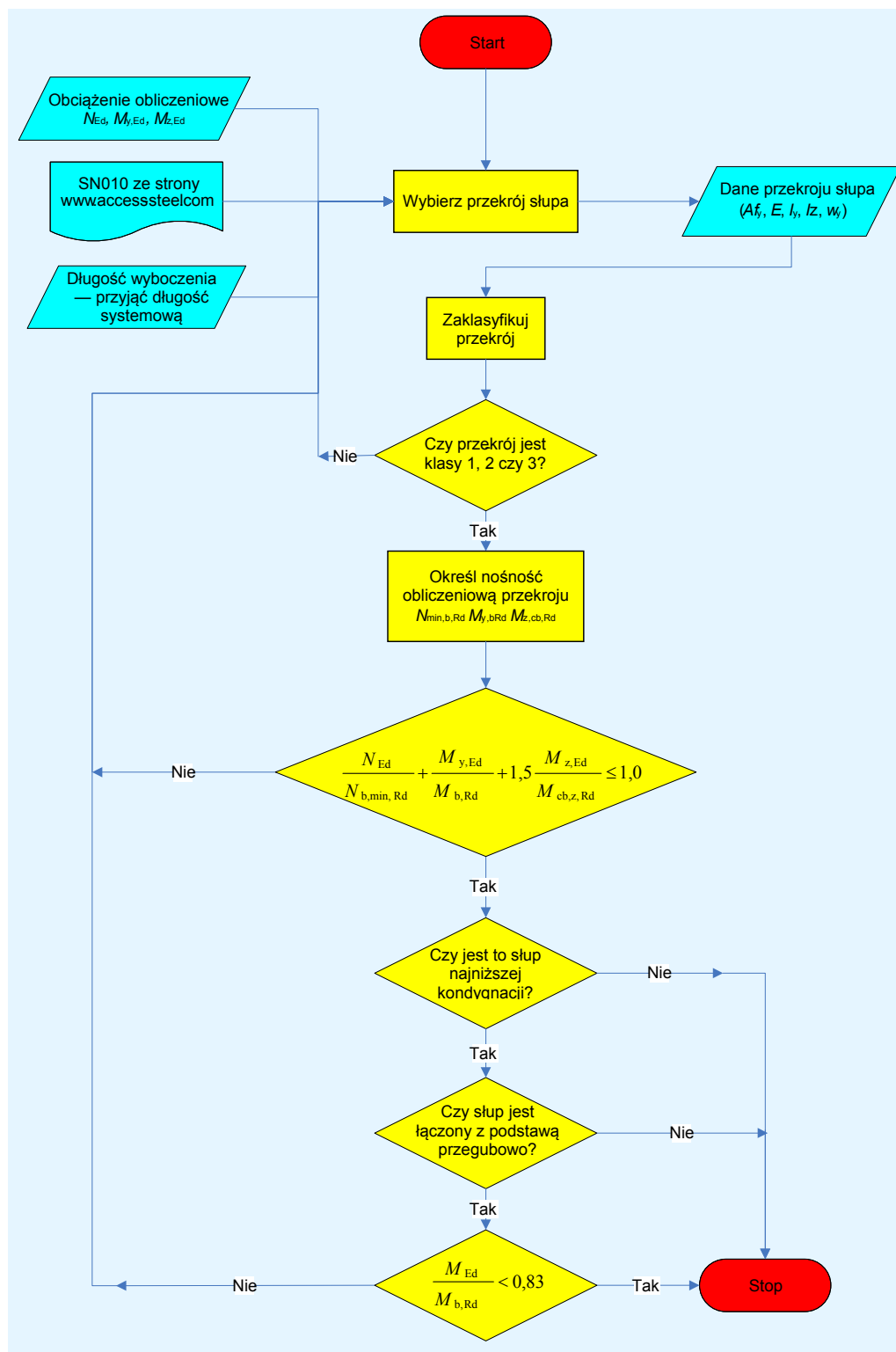
W przypadku słupa na najniższej kondygnacji, jeśli połączenie podstawy słupa jest połączeniem nominalnie przegubowym (jak to ma zazwyczaj miejsce), współczynnik siły osiowej musi dodatkowo spełniać zależność:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} < 0,83 \quad 5.2$$

gdzie:

$N_{b,y,Rd}$ jest nośnością przy wyboczeniu względem **osi** mocnej

Na rysunku 5.12 przedstawiono schemat blokowy opisujący tę prostą procedurę.



Rysunek 5.12 Uproszczona procedura weryfikacji słupa poddanego obciążeniu osiowemu oraz oddziaływaniu nominalnych momentów

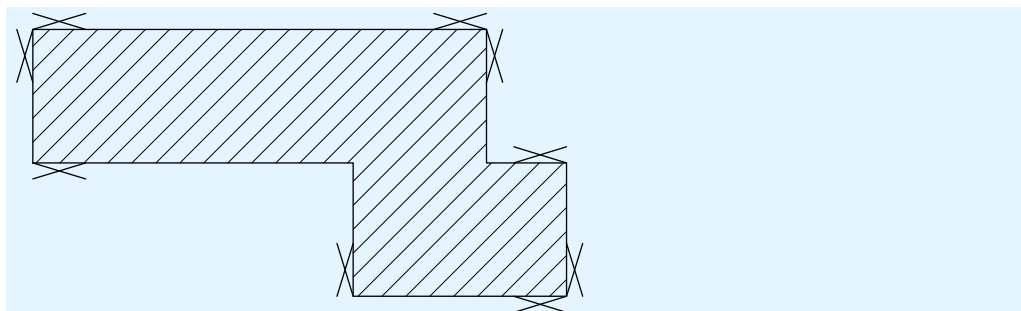
Korzystanie z pomocniczych środków projektowych

Oprogramowanie wspomagające projektowanie jest coraz łatwiej dostępne.

Z powodu wielu różnych wymaganych parametrów opracowywanie projektu końcowego przy wykorzystaniu danych tabelarycznych jest niewykonalne. Jednakże tabelaryczne dane obliczeniowe mogą być wykorzystywane do wyznaczania mianowników równań 5.1 oraz 5.2.

5.4 Stężenie pionowe

W stężonym wielokondygnacyjnym budynku stalowym płaszczyzny stężenia pionowego są zwykle tworzone przez stężenie ukośne umieszczane między dwoma rzędami słupów, jak pokazano na rysunku 5.13.



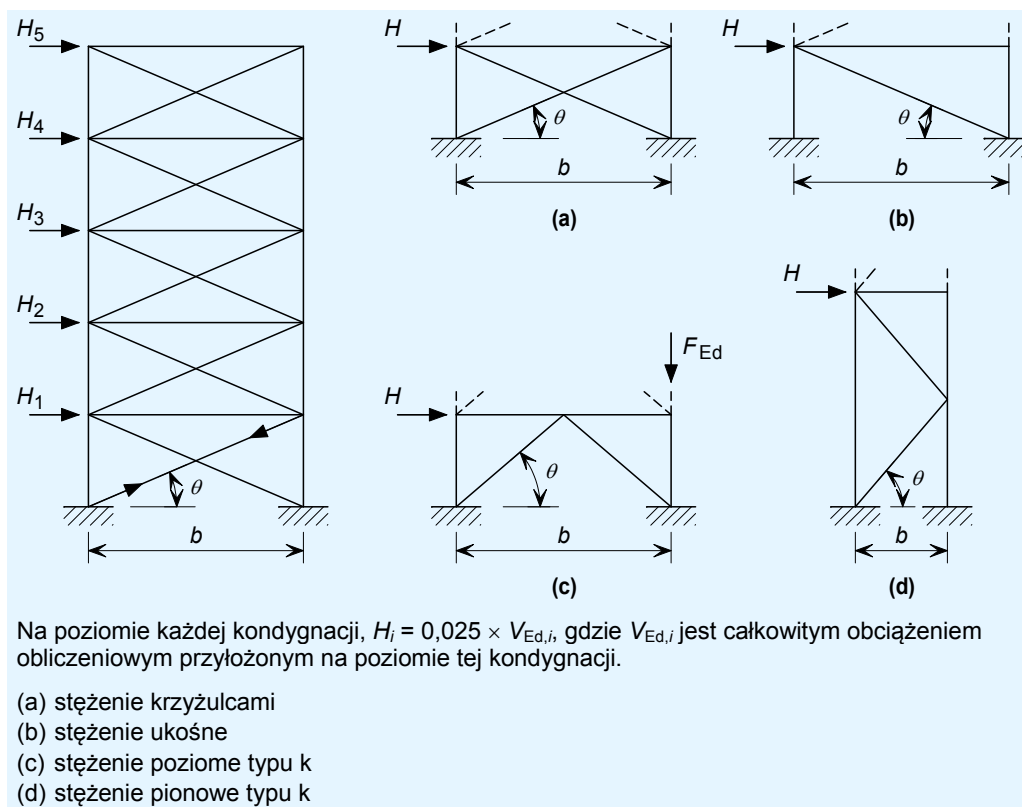
Rysunek 5.13 Typowe ustawienie stężenia pionowego

Stężenie pionowe musi być tak zaprojektowane, aby mogło przeciwstawić się siłom będącym wynikiem:

- oddziaływania wiatru,
- równoważnych sił poziomych reprezentujących skutki początkowych niedoskonałości; rozdział 2.4.

W razie potrzeby obciążenia są zwiększane ($\alpha_{cr} < 10$) w celu uwzględnienia efektów drugiego rzędu, jak to opisano w rozdziale 2.4.

Siły występujące w poszczególnych elementach konstrukcyjnych układu stężącego muszą zostać wyznaczone dla odpowiednich kombinacji oddziaływań (patrz rozdział 3.2). W przypadku elementów stężących siły obliczeniowe w stanie granicznym nośności, będące wynikiem kombinacji oddziaływań, wśród których główną rolę odgrywa oddziaływanie wiatru, są prawdopodobnie najbardziej uciążliwe.



Rysunek 5.14 Typowe układy stężenia pionowego (jak na rysunku 2.3)

Konstrukcja elementów każdego układu stężącego jest zazwyczaj prosta. Jednakże należy zwrócić uwagę na poniższe punkty szczególne:

5.4.1 Układy poddawane wyłącznie rozciąganiu

Na rysunku 5.14(a) przedstawiono układy nominalnie statycznie niewyznaczalne z krzyżulcami. W praktyce ukośne elementy konstrukcyjne charakteryzują się często dużą smukłością (czy to jako płaskowniki, czy też małe kątowniki, w celu zminimalizowania ryzyka wtargnięcia do budynku). Dlatego udział pochodzący od ściskanego zastrzału jest pomijany.

5.4.2 Odwrócenie obciążenia w statycznie wyznaczalnych układach stężących

Na rysunku 5.14 (b), (c) oraz (d) zaprezentowano przykłady statycznie wyznaczalnych układów stężących. Obciążenie w przypadku większości układów stężących jest w pełni odwracalne. Dlatego konieczne jest jedynie projektowanie zastrzałów dla bardziej krytycznego stanu, gdy element konstrukcyjny jest ściskany.

5.4.3 Typowe elementy stężące

Elementy stężące dołączane są za pomocą połączeń nominalnie przegubowych i dlatego przenoszą jedynie obciążenia osiowe.

Elementy stężące mogą być spawane lub przykręcane do głównych elementów konstrukcyjnych. W przypadku połączeń śrubowych wykorzystywanie zwykłych (niesprężanych) śrub jest zasadniczo właściwe dla stężeń objętych zakresem tego przewoźnika (w konstrukcjach do 12 kondygnacji).

Część 4: Projekt wykonawczy

Typowe kształtowniki wykorzystywane w stężeniach to płaskowniki, kątowniki oraz ceowniki.

Płaskownik

W celu wyznaczenia nośności płaskowników przy rozciąganiu należy obliczyć dwa parametry:

- Nośność przekroju brutto, za pomocą równania 6.6 z normy EN 1993-1-1. Współczynnikiem częściowym, jaki należy wykorzystać w tym równaniu jest γ_{M0} .
- Nośność przekroju netto, za pomocą równania 6.7 z normy EN 1993-1-1. Współczynnikiem częściowym, jaki należy wykorzystać w tym równaniu jest γ_{M2} .

Nośność płaskowników przy ściskaniu powinna zostać wyznaczona przy użyciu metody podanej w § 6.3.1 normy EN 1993-1-1.

Kątowniki

W przypadku, gdy śruby zlokalizowane są w środku masy przekroju, nośność kątowników przy rozciąganiu może zostać wyznaczona w sposób podany dla płaskowników. W przypadku, gdy śruby zlokalizowane są z dala od środka masy przekroju, można zastosować następujące procedury.

Jeden rząd śrub wzdłuż elementu konstrukcyjnego

W przypadku, gdy śruby umieszczone są w jednym rzędzie wzdłuż kątownika i nie są wyrównane ze środkiem masy przekroju, istnieje dodatkowy moment zginający spowodowany mimośrodowością. W § 3.10.3 normy EN-1993-1-8 podano zasady obliczania nośności przy rozciąganiu w tym przypadku.

Wiele śrub w poprzek elementu konstrukcyjnego

W normie EN 1993 nie podano żadnych wskazówek jak uwzględnić mimośrodowość, gdy w poprzek kształtownika znajduje się więcej niż jedna śruba. Projektant chcący uwzględnić dodatkowy moment zginający ma dwa wyjścia:

- użycie równań wzajemnego oddziaływania 6.61 oraz 6.62 z normy EN 1993-1-1,
- skorzystanie z innych uznanych źródeł informacji, takich jak dokument *Steel building design: Design data (Projektowanie konstrukcji stalowych: dane obliczeniowe)*^[12] zawierający opis alternatywnej metody uwzględniającej ten problem.

Nośność kątowników przy ściskaniu powinna zostać obliczona przy użyciu metody podanej w § 6.3.1 normy EN 1993-1-1.

W przypadku, gdy śruby zlokalizowane są z dala od środka masy przekroju, mimośrodowość spowoduje powstanie dodatkowego momentu zginającego wywieranego na element konstrukcyjny. Jak opisano wcześniej przy omawianiu nośności kątowników przy rozciąganiu, istnieją dwa sposoby uwzględnienia tego momentu zginającego:

- poprzez użycie równań wzajemnego oddziaływania 6.61 oraz 6.62 z normy EN 1993-1-1,

Część 4: Projekt wykonawczy

- poprzez obliczenie zmodyfikowanej smukłości według normy EN 1993-1-1, Załącznik BB 1.2 i użycie jej w metodzie podanej w § 6.3.1.

Jeżeli kątownik jest spawany, a nie przykręcany, siły rozkładają się w całym elemencie i nie trzeba uwzględniać żadnych skutków zginania.

Gdy stężenie składa się z kątowników nierównoramiennych ważne jest określenie, które ramię kątownika jest dołączone.

Ceowniki

Nośność ceowników przy rozciąganiu i ściskaniu jest wyznaczana w sposób podobny do opisanego dla kątowników.

Ceowniki są zawsze dołączane poprzez środnik albo przez spawanie albo przez przykręcanie. Wprowadza to mimośrodowość względem środka masy przekroju. Choć norma EN 1993-1-1 nie zezwala wyraźnie na wykorzystanie Załącznika BB 1.2 do wyznaczania nośności ceowników przy ściskaniu, autorzy sugerują, że ta metoda może być również używana do tego celu.

W przypadku wykorzystywania ceowników z cienkimi środnikami docisk śrub do ceownika może mieć znaczenie krytyczne. Aby uniknąć tego problemu, projektant może określić większe śruby lub środnik ceownika może zostać pogrubiony poprzez przyspawanie do niego blachy.

5.5 Stężenie poziome

Stężenie poziome, lub przynajmniej membranowe działanie stropu, jest konieczne do przenoszenia sił poziomych oraz spełnienia wymagań dotyczących utwierdzenia poziomego do płaszczyzn stężenia pionowego.

Metody projektowe w przypadku trójkątnych elementów stężących ze stali są w gruncie rzeczy takie same jak metody dla stężenia pionowego. Jednak na ogół bardziej ekonomiczne jest wykorzystanie stropu jako membrany.

Wszystkie rozwiązania stropowe wymagające stałego szalunku, takie jak blachy metalowe mocowane sworzniami przyspawanymi do belek, z wylewanym na miejscu wypełnieniem betonowym, tworzą perfekcyjnie sztywną membranę przenoszącą siły poziome na układ stężący.

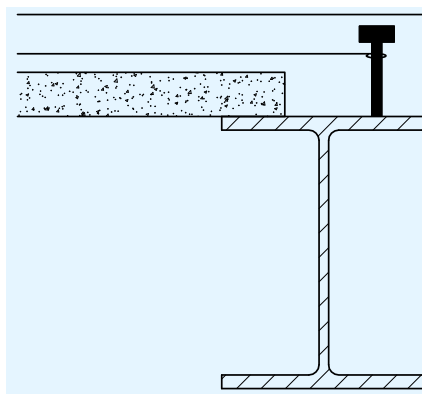
Część 4: Projekt wykonawczy

Systemy stropowe zawierające prefabrykowane płyty betonowe, wymagają odpowiedniego przeanalizowania, aby zapewnione było wystarczające przenoszenie przez nie sił, jeśli mają działać one jak membrana. Współczynnik tarcia pomiędzy płytami a konstrukcją stalową może wynosić zaledwie 0,1 lub nawet mniej, jeżeli stal jest pomalowana. Z tego też powodu płyty mogą przesuwać się względem siebie i ślizgać po konstrukcji stalowej. Cementacja wykonana pomiędzy płytami jedynie częściowo rozwiązuje ten problem i w przypadku dużego ścinania wymagany jest pewniejszy układ wiązania ze sobą płyt oraz wiązania płyt z konstrukcją stalową.

Połączenie pomiędzy płytami może zostać zrealizowane poprzez zbrojenie wykonane w nadbetonie. Może to być spawana siatka lub można umieścić ściągę wzdłuż obu końców zespołu płyt w celu, aby zapewnić, że cały panel będzie funkcjonował jak jeden element. Standardowo wystarczy pręt o średnicy 10 mm umieszczony w połowie wysokości nadbetonu.

Połączenie z konstrukcją stalową można zrealizować na jeden z dwóch sposobów:

- Poprzez obudowanie płyt ramą stalową (na kątownikach półkowych lub specjalnie dostarczonych ograniczeniach) i wypełnienie szczelin betonem.
- Poprzez umieszczenie ściągów pomiędzy nadbetonem płyt a nadbetonem lokalnym, połączonych z konstrukcją stalową (znane pod nazwą „listwy krawędziowej”). Stalowa belka wyposażona jest w pewien rodzaj łączników ścinanych przenoszących siły pomiędzy wykonywaną na miejscu listwą krawędziową a konstrukcją stalową.



Rysunek 5.15 Możliwe połączenie prefabrykowanej płyty betonowej z konstrukcją stalową w celu zapewnienia membranowego działania stropu

Należy poświęcić dość uwagi „ścieżkom obciążeń” przenoszącym siły ścinające na końcach membran poziomych na stężenie pionowe lub rdzeń betonowy. Często możliwe jest uzyskanie takiej konstrukcji, w której „słupy końcowe” membran poziomych (lub kratownic) są również górnymi „słupami końcowymi” stężenia pionowego. Tam gdzie rdzenie betonowe przeciwstawiają się oddziaływaniom poziomym możliwe jest zazwyczaj przywiązanie membran betonowych bezpośrednio do rdzeni.

5.6 Podsumowanie zagadnień projektowych

W tabeli 5.1 zestawiono najważniejsze metody projektowe dla stanu granicznego nośności różnych elementów konstrukcyjnych:

Tabela 5.1 Projektowanie elementów ze względu na stan graniczny nośności

Element	Metoda	Rozdział	Komentarze
Płyta stropowa	Dane producenta	5.2.1	Zapewnić, aby były przyjmowane odpowiednie Parametry określone na poziomie krajowym (NDP, Nationally Determined Parameters)
Podciągi jednorodne	Tabele nośności z programów wspomagających projektowanie ^[11]	5.2.2	Zapewnić, aby były przyjmowane odpowiednie Parametry określone na poziomie krajowym
Podciągi zespolone	Oprogramowanie wspomagające projektowanie	5.2.3	
Słupy poddawane obciążeniu osiowemu	Dane tabelaryczne	5.3.1	Zapewnić, aby były przyjmowane odpowiednie Parametry określone na poziomie krajowym
Słupy poddawane obciążeniu osiowemu oraz momentom	Oprogramowanie wspomagające projektowanie	5.3.2	
Stężenie pionowe	Projektowanie z wykorzystaniem danych tabelarycznych, przy uwzględnieniu kwestii połączeń miejscowych/ mimośrodowości	5.4	
Stężenie poziome	Projektowanie z wykorzystaniem danych tabelarycznych, przy uwzględnieniu zarówno kwestii połączeń miejscowych/ mimośrodowości, jak i możliwości połączenia z betonem	5.5	

6 ODPORNOŚĆ

6.1 Wyjątkowe sytuacje obliczeniowe

Aby zapobiegać nieproporcjonalnemu zawałaniu się budynków w wyjątkowych sytuacjach, takich jak eksplozje, w rozdziale 2.1 normy EN 1990 podano dwie zasady i jedną regułę stosowania dotyczące odporności konstrukcji. Ich treść jest następująca:

(4)P Konstrukcja powinna być zaprojektowana i wykonana w taki sposób, aby nie doszło do jej uszkodzenia w wyniku takich zdarzeń, jak:

- wybuch,
- uderzenie oraz
- skutki ludzkich błędów

w stopniu nieproporcjonalnym do pierwotnej przyczyny.

UWAGA 1. Do zdarzeń, które należy uwzględnić zaliczają się „zdarzenia uzgodnione w przypadku indywidualnego projektu z klientem i właściwymi władzami”.

UWAGA 2: Dalsze informacje podano w normie EN 1991-1-7.

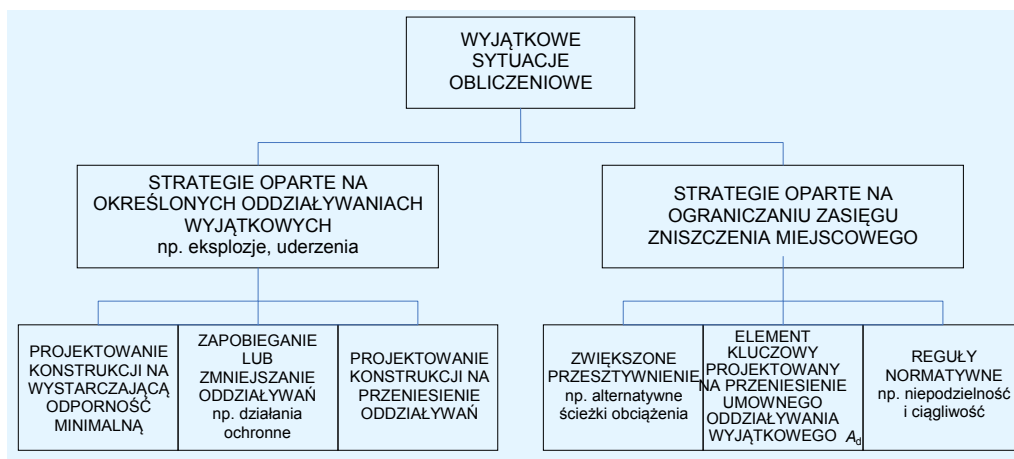
(5)P Należy zapobiegać potencjalnym uszkodzeniom lub je ograniczać poprzez właściwy wybór co najmniej jednego z poniższych działań:

- unikanie, eliminowanie lub redukcja zagrożeń, na które może być narażona konstrukcja;
- wybór układu konstrukcyjnego mającego niską podatność na spodziewane zagrożenia;
- wybór układu konstrukcyjnego i projektu, które umożliwiłyby odpowiednie przetrwanie w razie przypadkowego usunięcia pojedynczego elementu konstrukcji lub jej ograniczonej części lub w razie wystąpienia dopuszczalnego uszkodzenia lokalnego;
- w miarę możliwości unikanie układów konstrukcyjnych, które mogą zawalić się bez wcześniejszych oznak ostrzegawczych;
- wiązanie ze sobą elementów konstrukcyjnych.

(6) Podstawowe wymagania powinny zostać spełnione:

- poprzez dobór odpowiednich materiałów,
- poprzez właściwy projekt i ustalenie szczegółów oraz
- poprzez określenie procedur kontrolnych dla projektowania, produkcji, wykonania i użytkowania odpowiednich dla danego projektu.

Strategia przyjmowana zarówno wobec ustalonych, jak i nieustalonych oddziaływań wyjątkowych przedstawiona na rysunku 6.1 uzależniona jest od trzech klas konsekwencji określonych w Załączniku B.3 normy EN 1991-1-7^[13] i omówionych w rozdziale 6.2.



Rysunek 6.1 Strategie dotyczące wyjątkowych sytuacji obliczeniowych

6.2 Klasy konsekwencji

Jak wspomniano powyżej, w Załączniku B.3 normy EN 1990 zdefiniowano trzy klasy konsekwencji:

- CC1 Niewielkie konsekwencje zniszczenia
- CC2 Umiarkowane konsekwencje zniszczenia
- CC3 Poważne konsekwencje zniszczenia

W normie EN 1991-1-7^[13] klasa CC2 podzielona została na grupy CC2a (grupa niższego ryzyka) oraz CC2b (grupa wyższego ryzyka). Budynki średniej wysokości należą zazwyczaj do grupy CC2b. Kryteria przynależności do tej grupy podane zostały w tabeli 6.1.

Tabela 6.1 Przykład klasyfikacji budynków (zaczerpnięty z Tabeli A.1 normy EN 1991-1-7)

Klasa konsekwencji	Przykład klasyfikacji budynków ze względu na typ i rodzaj użytkowania
Grupa wyższego ryzyka CC2b	Hotele, bloki mieszkalne, apartamentowce i inne budynki mieszkalne mające od 5 do 15 kondygnacji Budynki oświatowe mające od 2 do 15 kondygnacji Obiekty handlowe mające od 4 do 15 kondygnacji Biurowce mające od 5 do 15 kondygnacji Wszystkie budynki użyteczności publicznej o powierzchni użytkowej przekraczającej 2000 m ² , ale nie większej niż 5000 m ² na każdej kondygnacji

W § 3.2 i § 3.3 normy EN 1991-1-7 określono odpowiednio szeroki wachlarz możliwych ogólnych strategii dotyczących ustalonych oddziaływań wyjątkowych oraz mających na celu ograniczenie rozmiarów lokalnych uszkodzeń. W niniejszej publikacji zaleca się, aby poza konstrukcjami narażonymi w szczególności na uderzenia (rozdział 4 normy EN 1991-1-7) lub wewnętrzny wybuch (§ 5 normy EN 1991-1-7) również projekty budynków niskich i budynków średniej wysokości należących do klasy konsekwencji CC2b uwzględniały możliwość lokalnego uszkodzenia (patrz rozdział 6.3 niniejszego dokumentu). Projektowanie słupów jako kluczowych elementów (patrz rozdział 6.4) jest właściwe wyłącznie tam gdzie nie wszystkie słupy biegną w sposób ciągły prosto do podziemi, np. tam gdzie są wspierane przez konstrukcję przenoszącą.

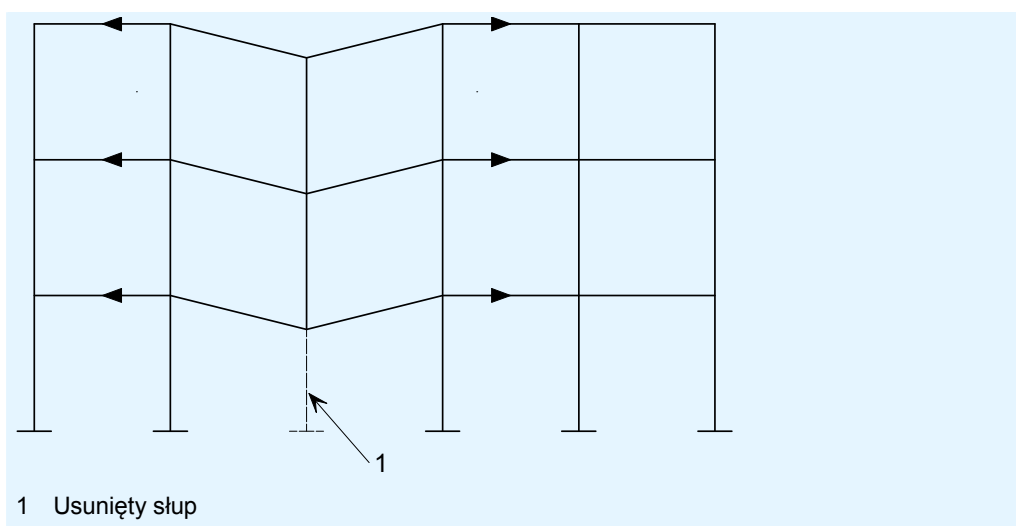
6.3 Projektowanie uwzględniające konsekwencje zniszczenia miejscowego budynków wielokondygnacyjnych

6.3.1 Strategia projektowa

W przypadku budynków wielokondygnacyjnych z wymagań dotyczących odporności konstrukcji wynika strategia projektowa, w której słupy związane są z resztą konstrukcji. Powinno to oznaczać brak możliwości łatwego usunięcia któregośkolwiek odcinka słupa. Jednak w przypadku usunięcia odcinka słupa na skutek wyjątkowego oddziaływania układy stropowe powinny zapewnić sposób na alternatywne przekazanie obciążeń w celu zmniejszenia zakresu zniszczeń. Przedstawiono to schematycznie na 6.2. Podane w Załączniku A normy EN 1991-1-7^[13] zalecenia dotyczące poziomych i pionowych oddziaływań ciągnięcia są związane z tym rodzajem częściowego zawalenia.

W Załączniku A nie określono kompletnego modelu projektowego przeznaczonego dla tego rodzaju częściowego zawalenia. Na przykład określono reakcje na siły poziome pokazane na rysunku 6.2. Reguły podane w tym załączniku są co najwyżej uznawane za normatywne zasady przeznaczone do tworzenia konstrukcji funkcjonujących właściwie w ekstremalnych okolicznościach i nie mają pełnić roli w pełni opisanych systemów mechaniki budowli. Kwestię tę ilustruje nielogiczna praktyka projektowania pewnych połączeń, tak aby mogły wytrzymać działanie znacznych sił, nie uwzględniając konieczności przeniesienia tych sił przez kolejne elementy.

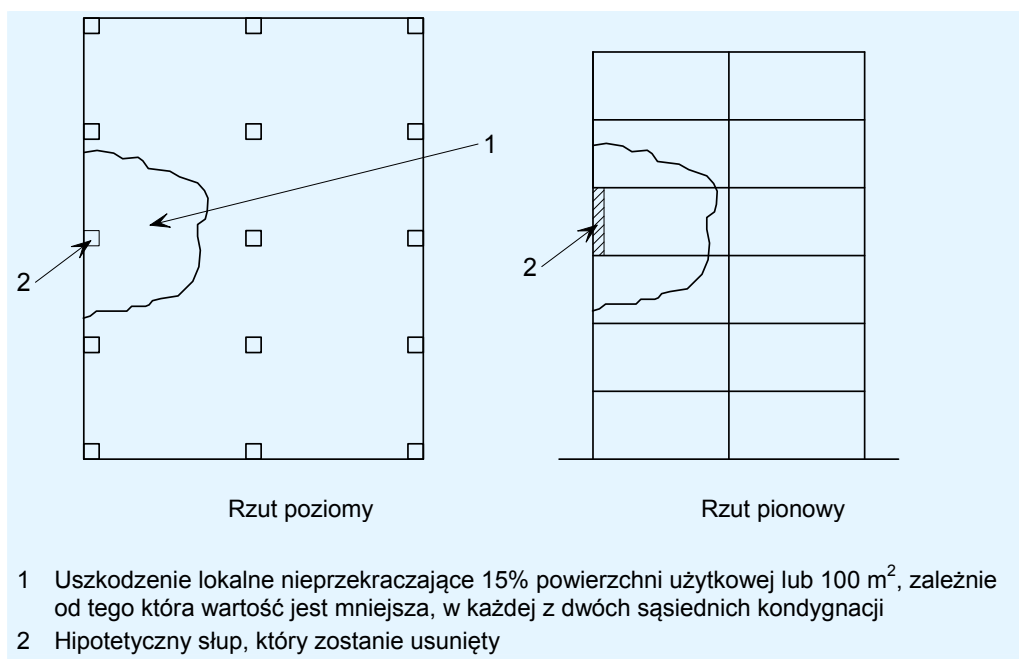
Należy zauważyć, że wymagania te nie mają na celu zapewnienia dalszej użyteczności konstrukcji po zdarzeniu o ekstremalnym charakterze, a jedynie ograniczenie uszkodzeń oraz zapobieżenie postępującemu zawaleniu się konstrukcji.



Rysunek 6.2 Koncepcja reguł odporności

6.3.2 Granica dopuszczalnego uszkodzenia

Granica dopuszczalnego uszkodzenia, określona w Załączniku A normy EN 1991-1-7, przedstawiona została na rysunku 6.3.



Rysunek 6.3 Zalecana wartość graniczna dopuszczalnego uszkodzenia (na podstawie rysunku A.1 w normie EN 1991-1-7)

6.3.3 Wiązanie poziome

W § A.5 normy EN 1991-1-7 podano wskazówki dotyczące wiązań poziomych w konstrukcjach ramowych. Norma ta zawiera zależności pozwalające wyznaczyć obliczeniową nośność na rozciąganie wymaganą w przypadku ściągów wewnętrznych i obwodowych.

W przypadku ściągów wewnętrznych:

$$T_i = 0,8 (g_k + \psi_{qk}) s L \text{ lub } 75 \text{ kN, zależnie od tego która wartość jest większa} \quad (\text{A.1})$$

Dla ściągów obwodowych:

$$T_p = 0,4 (g_k + \psi_{qk}) s L \text{ lub } 75 \text{ kN, zależnie od tego która wartość jest większa} \quad (\text{A.2})$$

gdzie:

s to rozstaw ściągów

L to rozpiętość ściągu

ψ to odpowiedni współczynnik w wyrażeniu określającym kombinację skutków oddziaływań w przypadku wyjątkowej sytuacji obliczeniowej (tj. ψ_1 lub ψ_2 zgodnie z wyrażeniem (6.11b) z normy EN 1990^[5]). Dalsze wskazówki dotyczące wartości ψ , które należy przyjąć powinny znajdować się w odpowiednim Załączniku krajowym.

Część 4: Projekt wykonawczy

Należy zwrócić uwagę, że siły ciągnięcia niekoniecznie muszą być przenoszone przez szkielet konstrukcji stalowej. W celu związania ze sobą słupów można na przykład zastosować zespolony strop betonowy, ale jego konstrukcja musi być przystosowana do tego celu. Niezbędne może być zastosowanie dodatkowego zbrojenia oraz staranne ustalenie szczegółów słupów (w szczególności słupa skrajnego), aby zapewnić przenoszenie siły ciągnięcia pomiędzy słupami a płytą. Z powodzeniem wykorzystywane były pręty zbrojeniowe umieszczane wokół słupa lub pręty gwintowane przykręcane do słupa stalowego.

Jeśli siły ciągnięcia mają być przenoszone wyłącznie przez konstrukcję stalową, wówczas weryfikacja nośności przy ciągnięciu jest całkowicie oddzielna od weryfikacji nośności przy siłach pionowych. Siły ścinające i siły ciągnięcia nigdy nie występują równocześnie. Ponadto podczas obliczeń nośności przy ciągnięciu pominięte zostaje standardowe wymaganie, aby elementy konstrukcji i połączenia zachowały zdatność użytkową pod obciążeniem obliczeniowym, ponieważ dopuszczalne są znaczne trwałe odkształcenia elementów i ich połączeń. Wskazówki dotyczące nośności przy ciągnięciu standardowych połączeń prostych przedstawiono w dokumencie *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 5: Projektowanie połączeń*^[14].

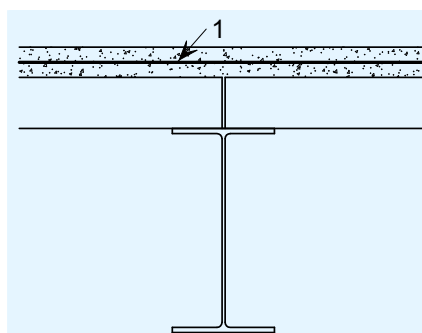
Często ścigi mogą mieć konstrukcję nieciągłą lub mogą nie być zakończone kotwą na końcu odległym od słupa. Połączenie jest po prostu projektowane ze względu na przyłożoną siłę. Sytuacja ta jest również powszechnie spotykana przy słupach zewnętrznych, gdzie analizowana jest tylko lokalna konstrukcja połączenia. Sam słup nie jest zaprojektowany do przeciwstawiania się sile ciągnięcia.

6.3.4 Wiązanie prefabrykowanych betonowych elementów stropowych

Zgodnie z wymaganiami określonymi w § A.5.1(2) normy EN 1991-1-7, w przypadku zastosowania betonowych lub innych ciężkich elementów stropowych (jako stropów), należy wiązać je w kierunku ich rozpiętości. Chodzi o to, aby elementy lub płyty stropowe nie wpadły przez ramę stalową w przypadku przesunięcia lub usunięcia konstrukcji stalowej na skutek jakiegoś większego uszkodzenia. Płyty należy wiązać ze sobą nad podporami oraz przywiązać do belek krawędziowych. Siły ciągnięcia można wyznaczyć na podstawie § 9.10.2 normy EN 1992-1-1^[7] oraz odpowiedniego Załącznika krajowego.

Wiązanie w poprzek podpór wewnętrznych

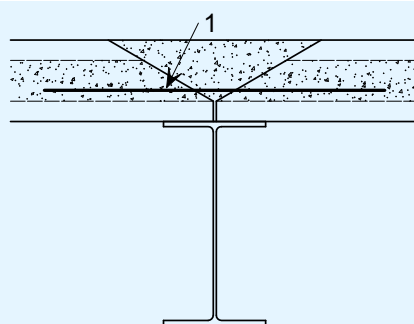
Jeśli na elementach prefabrykowanych znajduje się wylewka wyrównująca, wówczas może być możliwe wykorzystanie zbrojenia wylewki do przeniesienia sił rozciągających, jak pokazano na rysunku 6.4, lub umieszczenie dodatkowych prętów zbrojeniowych.



1 Zbrojenie w wylewce wyrównującej

Rysunek 6.4 Wylewka wyrównująca ze zbrojeniem

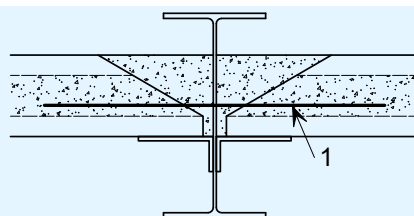
Ewentualnie może być możliwe odsłonięcie kanałów w płytach prefabrykowanych i umieszczenie prętów zbrojeniowych pomiędzy dwoma elementami przed betonowaniem, jak pokazano na rysunku 6.5.



1 Zbrojenie w rdzeniu z wypełnieniem betonem

Rysunek 6.5 Ściągi pomiędzy prefabrykowanymi elementami kanałowymi

W przypadku oparcia płyt prefabrykowanych na kątownikach półkowych konieczne może być podjęcie specjalnych kroków, jak pokazano na rysunku 6.6. Jeśli nie ma możliwości wykorzystania zbrojenia w wylewce wyrównującej, zwykle ustala się szczegóły dla prostych prętów zbrojeniowych wiążących ze sobą elementy prefabrykowane, przechodzących przez otwory wywiercone w belce stalowej.

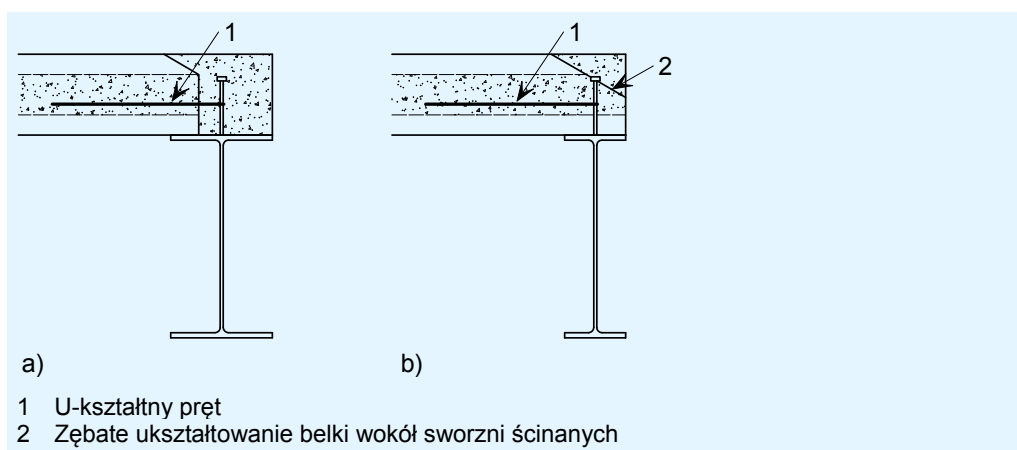


1 Pręt zbrojeniowy

Rysunek 6.6 Elementy prefabrykowane oparte na kątownikach półkowych

Wiązanie do belek krawędziowych

Kotwienie najlepiej wykonać poprzez odsłonięcie kanałów w płycie i umieszczenie U-kształtnych prętów wokół sworzni przyspawanych do konstrukcji stalowej, jak pokazano na rysunku 6.7. W rozwiązaniu przedstawionym na tym rysunku sworznie zostały umieszczone w celu uzyskania odpowiedniego zakotwienia, a nie ze względu na zespoloną konstrukcję belki krawędziowej. Na rysunku 6.7b pokazano rozwiązanie bardziej złożone, wymagające zębatego ukształtowania krawędzi belki (wykonywanego często na budowie), tak aby belka była dopasowana wokół kołków; następnie podobne U-kształtne pręty są umieszczane w kanałach przed betonowaniem. Jednakże to rozwiązanie umożliwia zastosowanie węższej belki stalowej.



Rysunek 6.7 Wiązanie płyt prefabrykowanych do belek krawędziowych
Minimalna szerokość półki: (a) 180 mm, (b) 120 mm

W niektórych przypadkach wspornik elementów stropowych wystaje poza belkę krawędziową. Wiązanie w takich sytuacjach nie jest proste i należy opracować odpowiednie rozwiązanie we współpracy z dostawcą konstrukcji stalowej oraz producentem elementów stropowych.

6.3.5 Wiązanie pionowe

W normie EN 1991-1-7 punkt A.6 podano wskazówki dotyczące wiązań pionowych w konstrukcjach ramowych. Podano tam zalecenie, aby styki słupów mogły przenosić osiową siłę rozciągającą równą reakcji na największe obliczeniowe pionowe stałe i zmienne obciążenie przyłożonej do słupa na którejkolwiek jednej kondygnacji. Nie sprecyzowano kondygnacji, ale najbardziej właściwe byłoby zastosowanie największej wartości na odcinku w dół do następnego styku lub podstawy (jeśli znajduje się ona bliżej).

W praktyce nie jest to uciążliwe wymaganie i większość styków zaprojektowanych na odpowiednią sztywność i odporność podczas montażu prawdopodobnie przeniesie osiową siłę ciągnięcia. Znormalizowane styki omówiono w dokumencie *Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 5: Projektowanie połączeń*^[14].

6.4 Elementy kluczowe

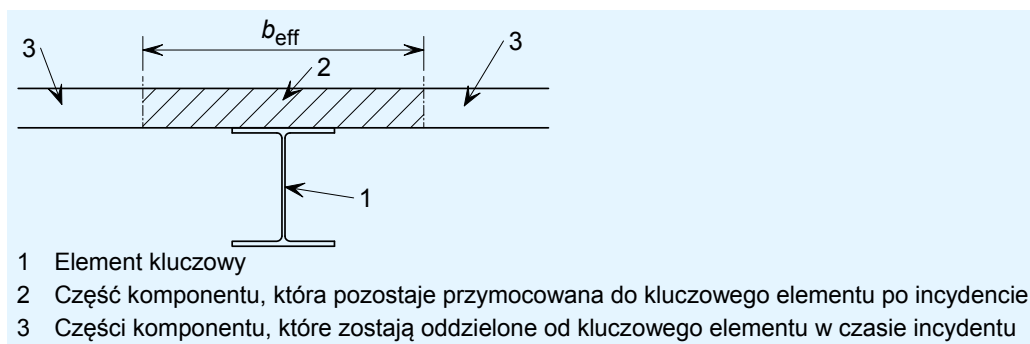
W § A.8 normy EN 1991-1-7^[13] podano wskazówki dotyczące projektowania „elementów kluczowych”. Przedstawiono tam zalecenie, aby element kluczowy był zdolny do przeniesienia obliczeniowego oddziaływania wyjątkowego A_d przyłożonego w kierunku poziomym i pionowym (jednocześnie tylko w jednym kierunku) do elementu i do każdego połączanego z nim komponentu. Zalecana wartość A_d w przypadku konstrukcji budowlanych wynosi 34 kN/m^2 , gdy obciążenie to przyłożone jest na powierzchni elementu w najbardziej obciążającym kierunku. Każdy inny element konstrukcyjny zapewniający „utwierdzenia boczne mające decydujące znaczenie dla stateczności” elementu kluczowego należy również zaprojektować jako element kluczowy. Równanie 6.11b w normie EN 1990^[5] określa kombinację oddziaływań, które należy uwzględnić.

Podczas analizowania oddziaływań wyjątkowych na dużej powierzchni (np. na płycie stropowej podpartej na belce przenoszącej) rozsądne jest ograniczenie powierzchni poddanej działaniu obciążenia 34 kN/m^2 , ponieważ jest mało prawdopodobne, aby ciśnienie wybuchu miało aż tak dużą wartość na wszystkich powierzchniach dużej zamkniętej przestrzeni.

Maksymalna powierzchnia, którą należy uwzględnić nie została zdefiniowana, ale jej wartość można wywnioskować na podstawie długości rozpatrywanej ściany nośnej (patrz § A.7 normy EN 1991-1-7), która jest 2,25 raza większa od wysokości kondygnacji, czyli $2,25 \times 2,9 = 6,5 \text{ m}$. W związku z tym, maksymalna powierzchnia poddana działaniu obciążenia 34 kN/m^2 mogłaby być kwadratem $6,5 \times 6,5 \text{ m}$.

W przypadku projektowania elementu kluczowego należy zastanowić się, które komponenty (lub części komponentów) pozostaną przymocowane do elementu w razie incydentu. W procesie tym istotną rolę będzie odgrywała ocena techniczna. W przypadku konstrukcji ramowych, ściany i okładziny zazwyczaj są elementami niekonstrukcyjnymi. W związku z tym prawdopodobnie w czasie trwania incydentu większość tych elementów zostanie oddzielona od elementu kluczowego, jak pokazano na rysunku 6.8.

W przypadku kluczowego elementu — słupa pokazanego na rysunku 6.8, obciążenie wyjątkowe względem osi mocnej o wartości 34 kN/m^2 powinno być przyłożone na szerokości b_{eff} . Przekrój słupa należy sprawdzić na kombinację momentów i siły osiowej przy wykorzystaniu powyższego przypadku obliczeniowego. Należy również uwzględnić obciążenie wyjątkowe względem osi słabej na szerokości h (w tym przypadku). Należy przyjmować, że obciążenie wyjątkowe działa wyłącznie w jednym kierunku w danym czasie. Nie trzeba analizować przypadku obciążenia ukośnego tj. działającego pod kątem w stosunku do osi mocnej i osi słabej.



Rysunek 6.8 Komponent przymocowany do klucowego elementu (słup w rzucie poziomym)

Wyznaczenie szerokości b_{eff} ma charakter bardzo subiektywny. Szacunkowa wielkość części, która pozostaje przymocowana do klucowego elementu (podczas działania obciążenia wynoszącego 34 kN/m^2) jest oczywiście uzależniona od tego, jaki komponent jest przymocowany oraz w jaki sposób jest on przymocowany do elementu.

6.5 Ocena ryzyka

Budynki zaliczane do klasy konsekwencji 3 muszą zostać ocenione za pomocą metod oceny ryzyka. Załącznik B normy EN 1991-1-7^[13] zawiera informacje dotyczące oceny ryzyka a Załącznik B.9 zawiera wskazówki specyficzne dla budynków.

6.6 Podsumowanie zagadnień projektowych


- Wyznaczyć odpowiednią klasę konsekwencji na podstawie Załącznika B.3 normy EN 1990^[5] (rozdział 6.2)
- Zaprojektować elementy konstrukcyjne i połączenia tak, aby tam, gdzie jest to możliwe ograniczyć lokalne uszkodzenie. Słupy należy zaprojektować, jako kluczowe elementy tam gdzie nie biegną w sposób ciągły prosto do podziemi, np. tam gdzie kończą się na konstrukcji przenoszącej.
- W przypadku projektowania na wypadek uszkodzenia lokalnego, należy przyjąć strategię projektową, granicę dopuszczalnego uszkodzenia oraz reguły dotyczące wiązania poziomego i pionowego opisane w rozdziale 6.3.
- Tam gdzie kluczowe elementy muszą być chronione należy zastosować metody przedstawione w zarysie w rozdziale 6.4.

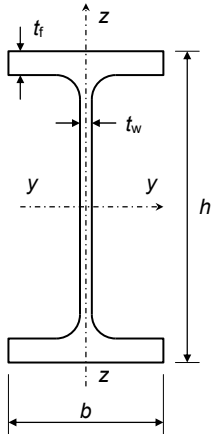
LITERATURA

- 1 EN 1993: Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych
EN 1993-1-1:2005: Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków
EN 1993-1-8:2005: Projektowanie węzłów
- 2 EN 1994: Eurokod 4 Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych
EN 1994-1-1:2005: Reguły ogólne i reguły dla budynków
EN 1994-1-2:2008: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- 3 Konstrukcje stalowe w Europie
Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 2: Projekt koncepcyjny
- 4 www.access-steel.com
- 5 EN 1990: Eurokod Podstawy projektowania konstrukcji
- 6 Konstrukcje stalowe w Europie
Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 3: Oddziaływania
- 7 EN 1992: Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu
EN 1992-1-1:2004: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- 8 Instrucción de Acero Estructural.
Ministerio de Fomento, Hiszpania, 2006.
- 9 Código Técnico de la Edificación
Ministerio de Vivienda, Hiszpania, 2006
- 10 SMITH, A. L., HICKS, S. J. and DEVINE, P. J. (P354)
Design of floors for vibration: A new approach
The Steel Construction Institute, 2008
- 11 Konstrukcje stalowe w Europie
Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 8: Opis kalkulatora do obliczania nośności elementów konstrukcyjnych
- 12 Steel Building Design: Design Data (P363)
The Steel Construction Institute, 2009
- 13 EN 1991: Eurokod 1 Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne
EN 1991-1-7:2006: Oddziaływania wyjątkowe
- 14 Konstrukcje stalowe w Europie
Wielokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 5: Projektowanie połączeń

ZAŁĄCZNIK A PRZYKŁADY PRAKTYCZNE

- PP A.1: Belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie
- PP A.2: Belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi
- PP A.3: Swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona
- PP A.4: Swobodnie podparta główna belka zespolona
- PP A.5: Słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego
- PP A.6: Stężenie i połączenia stężeń
- PP A.7: Połączenie śrubowe rozciąganego zastrzału z blachą węzłową

 Arkusz obliczeniowy	A.1 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie		1 z 7
		Wykonał ENM	Data 10/2009
		Sprawdził DGB	Data 10/2009
<p>1. Belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie</p> <p>1.1. Zakres opracowania</p> <p>W tym przykładzie przedstawiono wykonaną z teownika walcowanego belkę poddaną zginaniu względem osi mocnej i utwierdzoną bocznie wyłącznie na podporach. Przykład zawiera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • klasyfikację przekroju poprzecznego, • obliczenie nośności przy zginaniu, łącznie z dokładnym obliczeniem sprężystego momentu krytycznego dla zwichrzenia, • obliczenie nośności przy ścinaniu, • obliczenie ugięcia w stanie granicznym użytkowości. <p>Przykład ten nie zawiera żadnej weryfikacji środka ze względu na wyboczenie przy ścinaniu.</p> <p>1.2. Obciążenie</p> <p>Równomiernie rozłożone obciążenie obejmuje:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ciężar własny belki, • ciężar płyty betonowej, • obciążenie użytkowe. <div data-bbox="247 1332 794 1422" data-label="Diagram"> </div> <p>1 Utwierdzenie boczne</p> <p>Rysunek A.1 Belka zastosowana w tym przykładzie, z zaznaczonymi utwierdzeniami bocznymi</p> <p>1.3. Częstkowe współczynniki bezpieczeństwa</p> <p> $\gamma_G = 1,35$ (oddziaływania stałe) $\gamma_Q = 1,50$ (oddziaływania zmienne) $\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M1} = 1,0$ </p>			<p>EN 1990</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.1 (1)</p>

Tytuł	A.1 Belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie	2 z 7
<p>1.4. Dane podstawowe</p> <p>Długość przęsła: 5,70 m</p> <p>Szerokość nawy: 2,50 m</p> <p>Wysokość płyty: 120 mm</p> <p>Ściany działowe: 0,75 kN/m²</p> <p>Obciążenie użytkowe: 2,50 kN/m²</p> <p>Ciężar właściwy betonu: 24 kN/m³</p> <p>Gatunek stali: S235</p> <p>Ciężar płyty: $0,12 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$</p> <p>1.5. Wybór kształtownika</p> <p>Proponowany kształtownik IPE 330; gatunek stali S235</p> <p>1.5.1. Własności geometryczne</p> <p>Wysokość $h = 330 \text{ mm}$</p> <p>Szerokość $b = 160 \text{ mm}$</p> <p>Grubość środnika $t_w = 7,5 \text{ mm}$</p> <p>Grubość pasa $t_f = 11,5 \text{ mm}$</p> <p>Promień zaokrąglenia między pasem a środnikiem $r = 18 \text{ mm}$</p> <p>Masa 49,1 kg/m</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A = 62,6 \text{ cm}^2$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi mocnej: $I_y = 11770 \text{ cm}^4$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi słabej: $I_z = 788,1 \text{ cm}^4$</p> <p>Stała skręcania $I_t = 28,15 \text{ cm}^4$</p> <p>Stała zwichrowania $I_w = 199100 \text{ cm}^6$</p> <p>Sprężysty wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej: $W_{el,y} = 713,1 \text{ cm}^3$</p> <p>Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej: $W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$</p> <p>Granica plastyczności</p> <p>Gatunek stali: S235</p> <p>Maksymalna grubość wynosi 11,5 mm < 40 mm, zatem: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Uwaga: Zgodnie z zaleceniami w Załączniku krajowym należy stosować wartości f_y podane w tabeli 3.1 lub przyjęte na podstawie normy produktu.</p>		
		EN 1993-1-1 Tabela 3.1

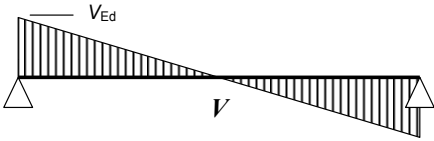
Tytuł	A.1 Belka swobodnie podparta, nieutwardzona bocznie	4 z 7
<p>Wewnętrzna część ściskana: środek poddany czystemu zginaniu</p> $c = h - 2 t_f - 2 r = 330 - 2 \times 11,5 - 2 \times 18 = 271 \text{ mm}$ $c / t_w = 271 / 7,5 = 36,1 < 72 \quad \varepsilon = 72 \quad \text{Środek klasy 1}$ <p>Klasa przekroju poprzecznego to najwyższa (czyli najmniej korzystna) klasa spośród klas pasa i środka. Zatem cały przekrój należy do klasy 1.</p> <p>W przypadku przekrojów klasy 1 weryfikacje SGN muszą być oparte na nośności plastycznej przekroju poprzecznego.</p> <p>1.5.5. Nośność przekroju poprzecznego</p> <p>Nośność przekroju poprzecznego przy zginaniu</p> <p>Obliczeniowa nośność przekroju poprzecznego wynosi:</p> $M_{c,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (804,3 \times 235 / 1,0) \times 10^{-3} = 189,01 \text{ kNm}$ <p>Przekrój musi spełniać warunek $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} < 1,0$</p> $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 90,48 / 189,01 = 0,479 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>Nośność przy zwichrzeniu</p> <p>Aby określić wartość obliczeniowej nośności przy zwichrzeniu, należy wyznaczyć współczynnik redukcji dla zwichrzenia. Współczynnik ten zostanie obliczony poniżej przy wykorzystaniu sprężystego momentu krytycznego.</p> <p>Sprężysty moment krytyczny</p> <p>Moment krytyczny można obliczyć z następującej zależności:</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$ <p>gdzie:</p> <p>E to moduł Younga: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$G$ to moduł sprężystości poprzecznej: $G = 80770 \text{ N/mm}^2$</p> <p>L to rozpiętość: $L = 5,70 \text{ m}$</p> <p>W wyrażeniu określającym M_{cr} można dokonać następujących uproszczeń:</p> <p>$k = 1$ w związku z tym, że pas ściskany może obracać się swobodnie wokół osi słabej przekroju poprzecznego,</p> <p>$k_w = 1$ w związku z tym, że zwichrowanie nie jest uniemożliwione na końcach belki.</p> <p>z_g to odległość od punktu przyłożenia obciążenia skupionego do środka ścinania:</p> $z_g = h / 2 = +165 \text{ mm}$ <p>(z_g ma wartość dodatnią, gdy obciążenia działają w kierunku środka ścinania)</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p> <p>SN003^[4]</p>

Tytuł	A.1 Belka swobodnie podparta, nieutwardzona bocznie	5 z 7
<p>Wartość współczynników C_1 i C_2 uzależniona jest od wykresu momentu zginającego. W przypadku obciążenia rozłożonego równomiernie i $k = 1$:</p> $C_1 = 1,127$ $C_2 = 0,454$ <p>Stąd:</p> $\frac{\pi^2 E I_z}{(k L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 788,1 \times 10^4}{(5700)^2} \times 10^{-3} = 502,75 \text{ kN}$ $C_2 z_g = 0,454 \times 165 = + 74,91 \text{ mm}$ $M_{cr} =$ $1,127 \times 502,75 \times \left\{ \sqrt{\frac{199100}{788,1} \times 100 + \frac{80770 \times 281500}{502750} + (74,91)^2} - 74,91 \right\} \times 10^{-3}$ $M_{cr} = 113,9 \text{ kNm}$ <p>Smukłość względna</p> <p>Smukłość względną można uzyskać z zależności:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804300 \times 235 \times 10^{-6}}{113,9}} = 1,288$ <p>W przypadku kształtowników walcowanych: $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p> <p>Uwaga: Wartość $\bar{\lambda}_{LT,0}$ może być podana w Załączniku krajowym. Zalecana wartość wynosi 0,4.</p> <p>Zatem $\bar{\lambda}_{LT} = 1,288 > \bar{\lambda}_{LT,0}$</p> <p>Współczynnik redukcyjny, χ_{LT}</p> <p>W przypadku kształtowników walcowanych współczynnik redukcyjny dla zwichrzenia oblicza się z:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{but} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$ <p>gdzie:</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$		<p>SN003^[4]</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3(1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (1)</p>

Tytuł	A.1 Belka swobodnie podparta, nieutwardzona bocznie	6 z 7
<p>α_{LT} to współczynnik niedoskonałości w przypadku zwichrzenia. Stosując tę metodę do kształtowników walcowanych, krzywą zwichrzenia należy wybrać z tabeli 6.5:</p> <p>Dla $h/b = 330 / 160 = 2,06 > 2$</p> <p>W związku z tym należy wykorzystać krzywą 'c' ($\alpha_{LT} = 0,49$)</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ oraz $\beta = 0,75$</p> <p>Uwaga: wartości $\bar{\lambda}_{LT,0}$ i β mogą być podane w Załączniku krajowym. Zalecane wartości wynoszą odpowiednio 0,4 oraz 0,75.</p> <p>$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,288 - 0,4) + 0,75 \times (1,288)^2 \right] = 1,340$</p> <p>oraz:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{1,340 + \sqrt{(1,340)^2 - 0,75 \times (1,288)^2}} = 0,480$ <p>$\chi_{LT} = 0,480 < 1,0$ OK</p> <p>oraz: $\chi_{LT} = 0,480 < 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 0,603$ OK</p> <p>Wpływ rozkładu momentu na moment przy obliczeniowej nośności belki na wyboczenie uwzględniany jest poprzez współczynnik f:</p> $f = 1 - 0,5 (1 - k_c) \left[1 - 2 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad \text{ale } \leq 1,0$ <p>gdzie:</p> <p>$k_c = 0,94$</p> <p>$\therefore f = 1 - 0,5 (1 - 0,94) [1 - 2 (1,288 - 0,8)^2] = 0,984$</p> <p>$\therefore \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,480 / 0,984 = 0,488$</p> <p>Moment przy obliczeniowej nośności belki na wyboczenie</p> <p>$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$</p> <p>$M_{b,Rd} = (0,488 \times 804300 \times 235 / 1,0) \times 10^{-6} = 92,24 \text{ kNm}$</p> <p>$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 90,48 / 92,24 = 0,981 < 1,0$ OK</p> <p>Nośność przy ścinaniu</p> <p>W przypadku braku skręcania nośność plastyczna przy ścinaniu jest bezpośrednio zależna od pola ścinania wyrażonego zależnością:</p> $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ <p>$A_v = 6260 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 3080 \text{ mm}^2$</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3080 \times (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 417,9 \text{ kN}$ <p>$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 63,50 / 417,9 = 0,152 < 1,0$ OK</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabela 6.5 Tabela 6.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.6</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p>

Tytuł	A.1 Belka swobodnie podparta, nieutwierdzona bocznie	7 z 7
<p>Wyboczenia przy ścinaniu nie trzeba uwzględniać, gdy:</p> $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ <p>gdzie:</p> <p>η można zachowawczo przyjąć jako 1,0</p> $h_w / t_w = (330 - 2 \times 11,5) / 7,5 = 40,9 < 72 \times 1 / 1,0 = 72$ <p>Uwaga: Należy przyjąć brak interakcji pomiędzy momentem zginającym a siłą ścinającą, ponieważ maksymalny moment występuje w połowie rozpiętości, a maksymalna siła ścinająca na podporach. Aby uzyskać informacje na temat łącznego zginania i ścinania, patrz § 6.2.8 normy EN 1993-1-1.</p> <p>1.5.6. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowności (SGU)</p> <p>Kombinacja SGU</p> $G_k + Q_k = 9,56 + 6,25 = 15,81 \text{ kN/m}$ <p>Ugięcie ze względu na $G_k + Q_k$:</p> $w = \frac{5 (G + Q) L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 15,81 \times (5700)^4}{384 \times 210000 \times 11770 \times 10^4} = 8,8 \text{ mm}$ <p>Ugięcie pod $(G_k + Q_k)$ jest równe $L/648$ OK</p> <p>Uwaga 1: wartości graniczne ugięć powinien określić klient. Pewne wartości graniczne może określać Załącznik krajowy.</p> <p>Uwaga 2: Załącznik krajowy może określać wartości graniczne częstotliwości drgań.</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p> <p>EN 1990 § 6.5.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.3</p>


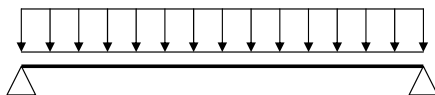
Tytuł	A.2 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	2 z 7
<div data-bbox="287 268 1085 582"> <p>6 x 2,50 m</p> <p>3 x 5,00m</p> <p>1: Utwierdzenia boczne (płatwie)</p> <p>2: Utwierdzenia boczne (układ stężający)</p> </div> <div data-bbox="574 672 877 940"> <p>Układ stężający</p> </div> <p>Belka jest utwierdzona bocznie na podporach. Pasy górne utwierdzone są poprzez płatwie (w odstępach co 2,50 m), a pasy dolne poprzez rozpórki (w odstępach co 5,00 m).</p> <p>Belka wykonana jest z podniesieniem wykonawczym wynoszącym $l/500$, $w_c = 30$ mm.</p> <h3>2.4. Wybór kształtownika</h3> <p>Proponowany kształtownik: IPE 400; gatunek stali: S235</p> <h4>2.4.1. Własności geometryczne</h4> <div data-bbox="175 1433 766 1881"> <p>Wysokość $h = 400$ mm</p> <p>Wysokość środnika $h_w = 373$ mm</p> <p>Szerokość $b = 180$ mm</p> <p>Grubość środnika $t_w = 8,6$ mm</p> <p>Grubość pasa $t_f = 13,5$ mm</p> <p>Promień zaokrąglenia między pasem a środnikiem $r = 21$ mm</p> <p>Masa $66,3$ kg/m</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A = 84,46$ cm²</p> </div> <div data-bbox="845 1433 1085 1926"> </div>		

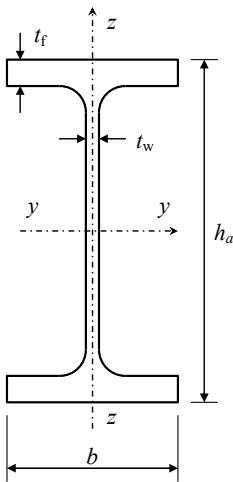
Tytuł	A.2 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	4 z 7
<p>Wykres siły ścinającej</p>  <p>Maksymalna siła ścinająca na podporach:</p> <p>Kombinacja 1 $V_{Ed} = 0,5 \times 8,71 \times 15 = 65,33 \text{ kN}$</p> <p>Kombinacja 2 $V_{Ed} = 0,5 \times -2,05 \times 15 = -15,38 \text{ kN}$</p> <p>2.5.3. Klasyfikacja przekroju</p> <p>Parametr ε wyznacza się na podstawie wartości granicy plastyczności:</p> $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$ <p>Wystający pas: pas poddany równomiernemu ściskaniu</p> $c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (180 - 8,6 - 2 \times 21) / 2 = 64,7 \text{ mm}$ $c / t_f = 64,7 / 13,5 = 4,79 \leq 9 \varepsilon = 9 \quad \text{Pas klasy 1}$ <p>Wewnętrzna część ściskana: środek poddany czystemu zginaniu</p> $c = h - 2 t_f - 2 r = 400 - 2 \times 13,5 - 2 \times 21 = 331 \text{ mm}$ $c / t_w = 331 / 8,6 = 38,49 < 72 \varepsilon = 72 \quad \text{Środek klasy 1}$ <p>Klasa przekroju poprzecznego to najwyższa (czyli najmniej korzystna) klasa spośród klas pasa i środka. Zatem cały przekrój należy do klasy 1.</p> <p>W przypadku przekrojów klasy 1 weryfikacje SGN powinny być oparte na nośności plastycznej przekroju poprzecznego.</p> <p>2.5.4. Nośność przekroju poprzecznego</p> <p>Nośność przekroju poprzecznego przy zginaniu</p> <p>Obliczeniowa nośność przekroju poprzecznego wynosi:</p> $M_{c,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (1307 \times 235 / 1,0) \times 10^{-3} = M_{c,Rd} = 307,15 \text{ kNm}$ <p>Kombinacja 1 $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 244,97 / 307,15 = 0,798 < 1,0 \text{ OK}$</p> <p>Kombinacja 2 $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 57,66 / 307,15 = 0,188 < 1,0 \text{ OK}$</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p>

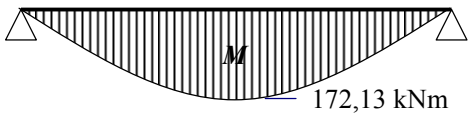
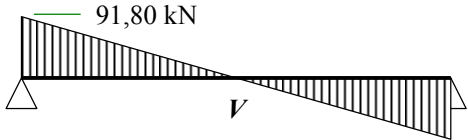
Tytuł	A.2 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	5 z 7
<p>Weryfikacja zwijczenia przy użyciu metod uproszczonej oceny dla belek z utwierdzeniami w budynkach:</p> <p>W budynkach elementy konstrukcyjne z nieciągłym utwierdzeniem bocznym pasa ściskanego nie są podatne na zwijczenie, jeśli długość L_c pomiędzy utwierdzeniami lub wynikowa równoważna smukłość pasa ściskanego $\bar{\lambda}_f$ spełnia zależność:</p> $\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$ <p>gdzie:</p> <p>$M_{y,Ed}$ to maksymalna wartość obliczeniowa momentu zginającego w granicach rozstawu utwierdzenia</p> <p>k_c to współczynnik korekcyjny smukłości dla rozkładu momentu pomiędzy utwierdzeniami, patrz Tabela 6.6 normy EN 1993-1-1.</p> <p>$i_{f,z}$ to promień bezwładności pasa ściskanego, łącznie z 1/3 ściskanej części powierzchni środnika względem osi słabej przekroju</p> <p>$\bar{\lambda}_{c0}$ to parametr smukłości powyższego elementu ściskanego</p> $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,10$ <p>W przypadku profili walcowanych $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$</p> <p>Uwaga: Wartość graniczna smukłości $\bar{\lambda}_{c0}$ może być podana w Załączniku krajowym.</p> <p>$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$ oraz $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$</p> <p>$I_{f,z} = [1318 - (2 \times 37,3 / 3) \times 0,86^3 / 12] / 2 = 658,34 \text{ cm}^4$</p> <p>$A_{f,z} = [84,46 - (2 \times 37,3 / 3) \times 0,86] / 2 = 31,54 \text{ cm}^2$</p> <p>$i_{f,z} = \sqrt{\frac{658,34}{31,54}} = 4,57 \text{ cm}$</p> <p>$W_y = W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$</p> <p>$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$</p> <p>$\bar{\lambda}_{c0} = 0,40 + 0,10 = 0,50$</p> <p>$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \left(1307 \times \frac{235}{1,0} \right) \times 10^{-3} = 307,15 \text{ kNm}$</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.4 (1)B</p> <p>EN 1993-1-1 6.3.2.3 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 6.3.2.3</p>

Tytuł	A.2 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	6 z 7
<p>Kombinacja 1</p> <p>Uwaga: Rozkład momentu pomiędzy utwierdzeniami w środku belki, gdzie moment jest maksymalny, można uznać jako stały.</p> $k_c = 1$ $L_c = 2,50 \text{ m}$ $\bar{\lambda}_f = \frac{1 \times 250}{4,57 \times 93,9} = 0,583$ $\bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,50 \times \frac{307,15}{244,97} = 0,627$ $\bar{\lambda}_f = 0,583 \leq \bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,627 \quad \text{OK}$ <p>Kombinacja 2</p> $k_c = 1$ $L_c = 5,00 \text{ m}$ $\bar{\lambda}_f = \frac{1 \times 500}{4,57 \times 93,9} = 1,165$ $\bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,50 \times \frac{307,15}{57,66} = 2,663$ $\bar{\lambda}_f = 1,165 \leq \bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 2,663 \quad \text{OK}$ <p>Nośność przy ścinaniu</p> <p>W przypadku braku skręcania nośność plastyczna przy ścinaniu zależy od pola ścinania wyrażonego zależnością:</p> $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ $A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269 \text{ mm}^2$ $V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4269 \times (235 / \sqrt{3})}{1,0} / 1000 = 579,21 \text{ kN}$ $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 65,33 / 579,21 = 0,113 < 1 \quad \text{OK}$ <p>Należy zauważyć, że weryfikacja ze względu na wyboczenie przy ścinaniu nie jest wymagana, gdy:</p> $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ <p>Wartość η może być zachowawczo przyjęta jako 1,0</p> $h_w / t_w = (400 - 2 \times 13,5) / 8,6 = 43,37 < 72 \times 1 / 1,0 = 72$ <p>Uwaga: Należy przyjąć brak interakcji pomiędzy momentem zginającym a siłą ścinającą, ponieważ maksymalny moment występuje w połowie rozpiętości, a maksymalna siła ścinająca na podporach. Aby uzyskać informacje na temat łącznego zginania i ścinania, patrz § 6.2.8 normy EN 1993-1-1.</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabela 6.6</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p>

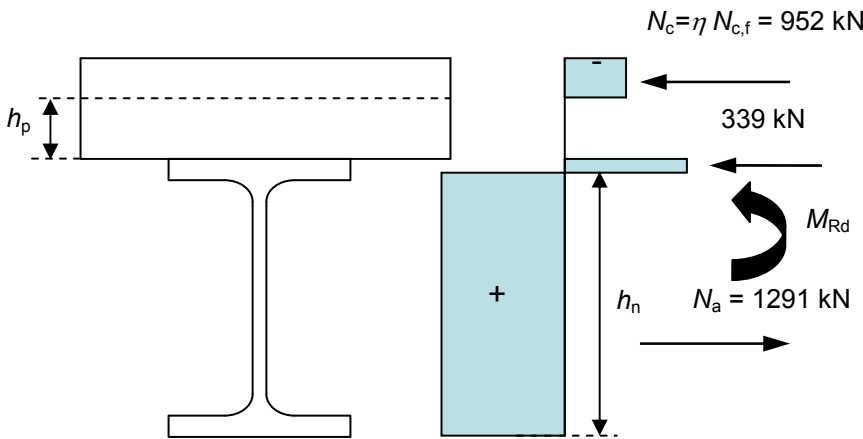
Tytuł	A.2 Przykład praktyczny — belka swobodnie podparta z pośrednimi utwierdzeniami bocznymi	7 z 7
<p>2.6. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowości (SGU)</p> <p>2.6.1. Oddziaływania na belkę</p> <p>Kombinacja charakterystyczna:</p> $G_k + Q_s = 2,45 + 3,60 = 6,05 \text{ kN/m}$ <p>2.6.2. Ugięcie ze względu na $G_k + Q_s$:</p> $w_{\text{tot}} = \frac{5 (G + Q_s) L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 6,05 \times (15000)^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 82,10 \text{ mm}$ <p>$w_c = 30 \text{ mm}$ podniesienie wykonawcze</p> $w_{\text{max}} = w_{\text{tot}} - w_c = 82,10 - 30 = 52,10 \text{ mm}$ <p>Ugięcie pod $(G_k + Q_s)$ wynosi $L/288$.</p> <p>2.6.3. Ugięcie ze względu na Q_s:</p> $w_3 = \frac{5 (Q_s) L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 3,60 \times (15000)^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} = 48,90 \text{ mm}$ <p>Ugięcie pod Q_s wynosi $L/307$.</p> <p>Uwaga: Wartości graniczne ugięć powinien określić klient. Pewne wartości graniczne może określać Załącznik krajowy.</p>		<p>EN 1990 § 6.5.3 § A1.4.2</p> <p>EN 1990 § A1.4.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.1</p>

<div>Steel Alliance</div> <div>Arkusz obliczeniowy</div>	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona		1 z 10	
		Wykonał CZT	Data	06/2009
		Sprawdził ENM	Data	07/2009
<div><div><div><h3>3. Swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona</h3><h4>3.1. Zakres opracowania</h4><p>W niniejszym przykładzie przedstawiono obliczenia stropowej belki zespolonej w budynku wielokondygnacyjnym, zgodnie z podanymi poniżej danymi. Przyjęto, że belka jest w pełni podstemplowana podczas konstrukcji.</p><h4>3.2. Obciążenie</h4><p>Belka poddana jest następującym rodzajom rozłożonych obciążeń:</p><ul style="list-style-type: none">• ciężar własny belki,• ciężar płyty betonowej,• obciążenie użytkowe.<div></div><p>Rysunek A.2 Drugorzędna belka zespolona, której obliczenia zostaną przeprowadzone w tym przykładzie</p><p>Belka jest walcowanym dwuteownikiem poddawany zginaniu względem osi mocnej. Przykład zawiera:</p><ul style="list-style-type: none">• klasyfikację przekroju poprzecznego,• obliczenie szerokości efektywnej pasa betonowego,• obliczenie nośności przy ścinaniu sworznia z łbem,• obliczenie stopnia połączenia ścinanego,• obliczenie nośności przy zginaniu,• obliczenie nośności przy ścinaniu,• obliczenie nośności płyty przy ścinaniu wzdłużnym,• obliczenie ugięcia w stanie granicznym użytkowości.<p>Przykład ten nie zawiera żadnej weryfikacji środka ze względu na wyboczenie przy ścinaniu.</p></div></div></div>				

Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	2 z 10
<div>3.3. Współczynniki częściowe</div> <div><div><div>γ_G</div><div>= 1,35</div><div>(obciążenia stałe)</div></div><div><div>γ_Q</div><div>= 1,50</div><div>(obciążenia zmienne)</div></div><div><div>γ_{M0}</div><div>= 1,0</div><div></div></div><div><div>γ_{M1}</div><div>= 1,0</div><div></div></div><div><div>γ_V</div><div>= 1,25</div><div></div></div><div><div>γ_C</div><div>= 1,5</div><div></div></div></div> <div>EN 1990</div> <div>EN 1993-1-1 § 6.1 (1)</div> <div>EN 1994-1-1 § 6.6.3.1</div> <div>EN 1992-1-1</div>		
<div>3.4. Dane podstawowe</div> <div>Stalowa blacha profilowana ułożona jest poprzecznie względem belki.</div> <div><div>Długość przęsła:</div><div>7,50 m</div></div> <div><div>Szerokość nawy:</div><div>3,00 m</div></div> <div><div>Wysokość płyty:</div><div>12 cm</div></div> <div><div>Ściany działowe:</div><div>0,75 kN/m²</div></div> <div><div>Obciążenie użytkowe:</div><div>2,50 kN/m²</div></div> <div><div>Ciężar właściwy żelbetu:</div><div>25 kN/m³</div></div> <div><div>Gatunek stali:</div><div>S355</div></div>		
<div>3.5. Wybór kształtownika</div> <div>Proponowany kształtownik: IPE 270</div>		
<div>3.5.1. Własności geometryczne</div> <div><div><div>Wysokość</div><div>h_a = 270 mm</div></div><div><div>Szerokość</div><div>b = 135 mm</div></div><div><div>Grubość środnika</div><div>t_w = 6,6 mm</div></div><div><div>Grubość pasa</div><div>t_f = 10,2 mm</div></div><div><div>Promień zaokrąglenia między pasem a środnikiem</div><div>r = 15 mm</div></div><div><div>Masa</div><div>36,1 kg/m</div></div><div><div>Pole powierzchni przekroju</div><div>A_a = 45,95 cm²</div></div></div>		<div></div>
<div>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi mocnej</div> <div>I_y = 5790 cm⁴</div> <div>Sprężysty wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej</div> <div>$W_{el,y}$ = 428,9 cm³</div> <div>Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej</div> <div>$W_{pl,y}$ = 484,0 cm³</div> <div>Moduł sprężystości stali</div> <div>E_a = 210000 N/mm²</div>		

Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	4 z 10
<p>Ciężar własny belki: $(36,1 \times 9,81) \times 10^{-3} = 0,354 \text{ kN/m}$</p> <p>Obciążenie stałe:</p> <p>$G_k = 0,354 + 7,2 + 0,75 \times 3,0 = 9,80 \text{ kN/m}$</p> <p>Obciążenie zmienne (obciążenie użytkowe):</p> <p>$Q_k = 2,5 \times 3,0 = 7,50 \text{ kN/m}$</p> <p>3.6. Kombinacja SGN:</p> <p>$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 \times 9,80 + 1,50 \times 7,50 = 24,48 \text{ kN/m}$</p> <p>Wykres momentu zginającego</p>  <p>Maksymalny moment zginający w połowie rozpiętości:</p> <p>$M_{y,Ed} = 0,125 \times 24,48 \times 7,50^2 = 172,13 \text{ kNm}$</p> <p>Wykres siły ścinającej</p>  <p>Maksymalna siła ścinająca na podporach:</p> <p>$V_{Ed} = 0,5 \times 24,48 \times 7,50 = 91,80 \text{ kN}$</p> <p>Klasyfikacja przekroju:</p> <p>Parametr ε wyznacza się na podstawie wartości granicy plastyczności:</p> <p>$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$</p> <p>Uwaga: Klasyfikacja dotyczy belki niezespolonej. W przypadku belek zespolonych klasyfikacja jest bardziej korzystna.</p> <p>3.6.1. Klasyfikacja przekroju</p> <p>Wystający pas: pas poddany równomiernemu ściskaniu</p> <p>$c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (135 - 6,6 - 2 \times 15) / 2 = 49,2 \text{ mm}$</p> <p>$c / t_f = 49,2 / 10,2 = 4,82 \leq 9 \varepsilon = 7,29$ Pas klasy 1</p> <p>Wewnętrzna część poddawana ściskaniu</p> <p>$c = h - 2 t_f - 2 r = 270 - 2 \times 10,2 - 2 \times 15 = 219,6 \text{ mm}$</p> <p>$c / t_w = 219,6 / 6,6 = 33,3 < 72 \varepsilon = 58,3$ Środek klasy 1</p> <p>Klasa przekroju poprzecznego to najwyższa (czyli najmniej korzystna) klasa spośród klas pasa i środka.</p>		<p>EN 1990 § 6.4.3.2</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2</p>

Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	6 z 10
<p>gdzie:</p> $n_r = 1$ $h_p = 58 \text{ mm}$ $b_0 = 82 \text{ mm}$ $h_{sc} = 100 \text{ mm}$ $\therefore k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \frac{82}{58} \left(\frac{100}{58} - 1 \right) = 0,717 \leq k_{tmax} = 0,75$ $P_{Rd} = 0,717 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25}; \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \right) \times 10^{-3}$ $= 0,717 \times \text{Min}(81,66 \text{ kN} ; 73,73 \text{ kN})$ $P_{Rd} = 52,86 \text{ kN}$ <p>3.6.4. Stopień zespolenia — połączenie ścinane</p> <p>Stopień zespolenia określa się według wzoru:</p> $\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$ <p>gdzie:</p> <p>N_c to wartość obliczeniowa normalnej siły ściskającej w pasie betonowym,</p> <p>$N_{c,f}$ to wartość obliczeniowa normalnej siły ściskającej w pasie betonowym przy pełnym zespoleniu.</p> <p>W połowie rozpiętości normalna siła ściskająca w pasie betonowym reprezentuje pełne zespolenie.</p> <p>A_c to pole przekroju poprzecznego betonu, zatem w połowie rozpiętości</p> $A_c = b_{eff} h_c$ $h_c = h - h_p = 120 - 58 = 62 \text{ mm}$ $\therefore A_c = 1875 \times 62 = 116250 \text{ mm}^2$ $N_{c,f} = 0,85 A_c f_{cd} = 0,85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times 116250 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 1647 \text{ kN}$ <p>Nośność łączników ścinanych ogranicza siłę normalną do wartości:</p> $N_c = 0,5 n P_{Rd} = 0,5 \times 36 \times 52,86 = 952 \text{ kN}$ $\therefore \eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{952}{1647} = 0,578$ <p>Wskaźnik η wynosi mniej niż 1,0, więc połączenie jest częściowo zespolone.</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.2.1.3 (3)</p>

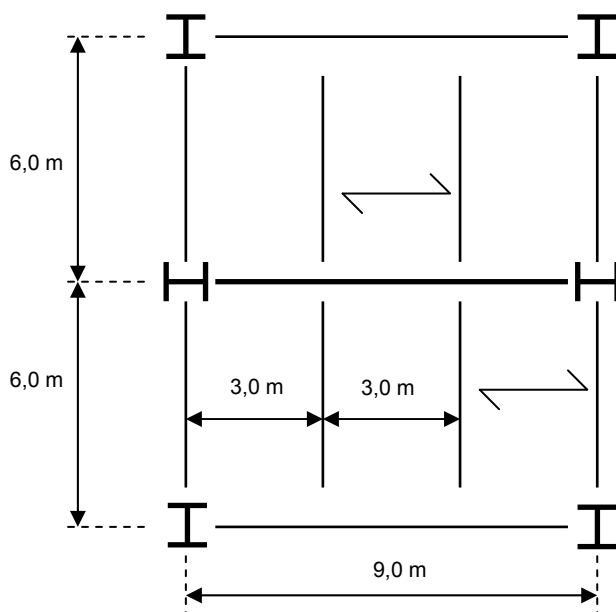
Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	7 z 10
<p>3.6.5. Sprawdzanie nośności przy zginaniu</p> <p>Minimalny stopień zespolenia — połączenie ścinane</p> <p>Minimalny stopień zespolenia profilu stalowego z równymi pasami określa się na podstawie wzoru:</p> $\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) \text{ przy } L_e \leq 25$ <p>L_e to wyrażona w metrach odległość w zgięciu pomiędzy punktami zerowych momentów zginających, w tym przykładzie: $L_e = 7,5 \text{ m}$</p> $\therefore \eta_{\min} = 1 - (355 / 355) (0,75 - 0,03 \times 7,50) = 0,475$ $\eta = 0,578 > \eta_{\min} = 0,475 \text{ OK}$ <p>Graniczny moment plastyczny w połowie rozpiętości</p> <p>Wartość obliczeniowa siły normalnej działającej w kształtowniku stalowym wynosi:</p> $N_{pl,a} = A_a f_y / \gamma_{M0} = 4595 \times 355 \times 10^{-3} / 1,0 = 1631 \text{ kN}$ $\therefore N_{pl,a} = 1631 \text{ kN} > N_c = 952 \text{ kN}$ <p>W przypadku plastycznych łączników ścinanych i przekroju poprzecznego elementu stalowego klasy 1 nośność przy zginaniu, M_{Rd}, krytycznego przekroju poprzecznego belki (w połowie rozpiętości) oblicza się przy wykorzystaniu teorii sztywno-plastycznej, stosując jednak zredukowaną wartość siły ściskającej w pasie betonowym — N_c zamiast $N_{c,f}$.</p> <p>Rozkład naprężeń w zakresie odkształceń plastycznych przedstawiony został na rysunku Rysunek A.4.</p>  <p>Rysunek A.4 Rozkład naprężeń w zakresie odkształceń plastycznych</p> <p>Położenie osi obojętnej: $h_n = 263 \text{ mm}$</p> <p>Nośność obliczeniowa przy zginaniu przekroju zespolonego wynosi:</p> $M_{Rd} = 301,7 \text{ kNm}$ <p>Zatem $M_{y,Ed} / M_{Rd} = 172,2 / 301,7 = 0,57 < 1 \text{ OK}$</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.1.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.6.1.2 oraz § 6.2.1.3</p>

Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	8 z 10
<p>3.6.6. Nośność przy ścinaniu</p> <p>Nośność plastyczna przy ścinaniu zależy od czynnego przy ścinaniu pola przekroju belki stalowej wyrażonego zależnością:</p> $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ $A_v = 4595 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2214 \text{ mm}^2$ <p>Nośność plastyczna przy ścinaniu</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2214 \times (355 / \sqrt{3})}{1,0} 10^{-3} = 453,8 \text{ kN}$ $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 91,80 / 453,8 = 0,202 < 1,0 \text{ OK}$ <p>Sprawdzenie wyboczenia przy ścinaniu nie jest wymagane, gdy:</p> $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ <p>η można zachowawczo przyjąć jako 1,0</p> $h_w / t_w = (270 - 2 \times 10,2) / 6,6 = 37,8 < 72 \times 0,81 / 1,0 = 58,3 \text{ OK}$ <p>3.6.7. Nośność płyty przy ścinaniu wzdłużnym</p> <p>Naprężenia przy ścinaniu wzdłużnym w zakresie odkształceń plastycznych wyraża się zależnością:</p> $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$ <p>gdzie:</p> $\Delta x = 7,5 / 2 = 3,75 \text{ m}$ <p>Wartość Δx jest równa połowie odległości pomiędzy przekrojem, w którym wartość momentu zginającego wynosi zero a przekrojem, w którym moment zginający osiąga wartość maksymalną, co daje dwie powierzchnie do wyznaczenia nośności przy ścinaniu wzdłużnym płyty.</p> $\Delta F_d = N_c / 2 = 951,56 / 2 = 475,8 \text{ kN}$ $h_f = h - h_p = 120 - 58 = 62 \text{ mm}$ $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} = \frac{475,8 \times 10^3}{62 \times 3750} = 2,05 \text{ N/mm}^2$ <p>Aby zapobiec zgniataniu rozpór ściskanych w pasie betonowym, należy spełnić następujące warunki:</p> $v_{Ed} < v_{fd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ przy } v = 0,6[1 - f_{ck} / 250] \text{ oraz } \theta_f = 45^\circ$ $v_{Ed} < 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250}\right] \times \frac{25}{1,5} \times 0,5 = 4,5 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$ <p>Poniższa nierówność powinna zostać spełniona dla zbrojenia poprzecznego:</p> $A_{sf} f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \text{ gdzie } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.2.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p> <p>EN 1992-1-1 § 6.2.4 Rysunek 6.7</p>

Tytuł	A.3 Przykład praktyczny — swobodnie podparta drugorzędna belka zespolona	9 z 10
<p>Należy przyjąć rozstaw prętów jako $s_f = 250$ mm i brak wpływu blachy profilowanej:</p> $A_{sf} \geq \frac{2,05 \times 62 \times 250}{435 \times 1,0} = 73,05 \text{ mm}^2$ <p>Należy przyjąć pręty o średnicy 10 mm ($78,5 \text{ mm}^2$) w rozstawie co 250 mm na długości równej szerokości efektywnej betonu.</p> <p>3.7. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowalności (SGU)</p> <p>3.7.1. Kombinacja SGU</p> $G_k + Q_k = 9,80 + 7,50 = 17,30 \text{ kN/m}$ <p>Ugięcie spowodowane obciążeniem $G_k + Q_k$: $w = \frac{5 (G + Q) L^4}{384 E I_y}$</p> <p>$I_y$ oblicza się dla równoważnego przekroju, wyznaczając efektywne równoważne pole powierzchni elementu stalowego w efektywnym polu powierzchni betonu:</p> <div data-bbox="239 985 734 1411"> </div> <p>Rysunek A.5 Równoważny kształtownik stalowy wykorzystany do obliczenia A oraz I_y</p> <p>$b_{equ} = b_{eff} / n_0$</p> <p>n_0 stosunek współczynników sprężystości stali i betonu w przypadku efektów podstawowych (Q_k)</p> $= E_a / E_{cm} = 210000 / 33000 = 6,36$ <p>$\therefore b_{equ} = 1,875 / 6,36 = 0,295 \text{ m}$</p> <p>Korzystając z twierdzenia Steinera (o osiach równoległych), można obliczyć geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi, który wynosi:</p> $I_y = 24\,540 \text{ cm}^4$		<p>EN 1990 § 6.5.3</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2</p>

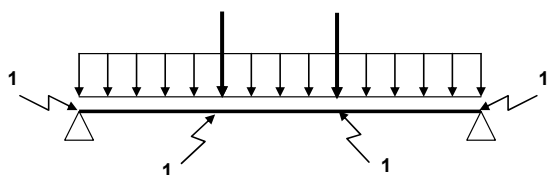
4. Swobodnie podparta główna belka zespolona

Przykład ten przedstawia projekt belki zespolonej w budynku wielokondygnacyjnym, jak pokazano na rysunku A.6. Belki podpierające nie są podparte, a blacha profilowana jest umieszczona równolegle do belki głównej.



Rysunek A.6 Układ stropu w miejscu lokalizacji rozważanej w przykładzie belka głównej

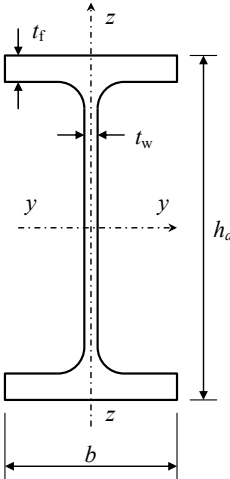
Belki drugorzędne są przedstawione w postaci dwóch skupionych obciążeń, jak pokazano na rysunku A.7:

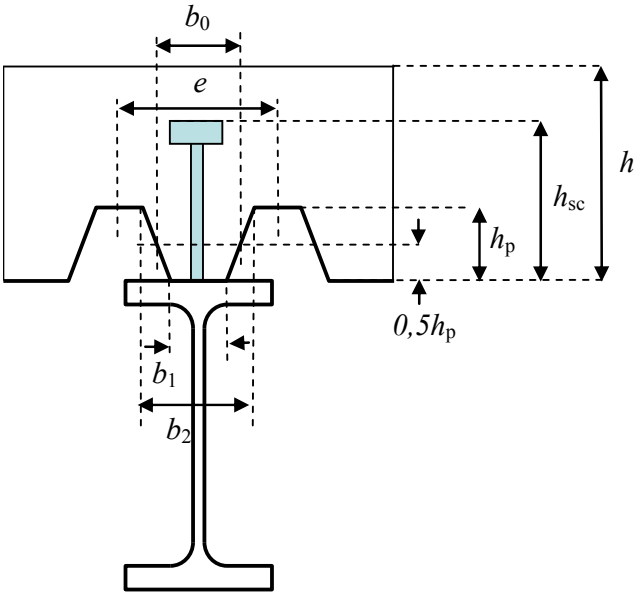


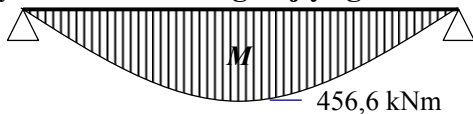
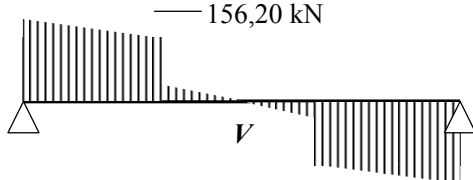
1 Utwierdzenia boczne na etapie montażu

Rysunek A.7 Obciążenia przyłożone do belki głównej

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	2 z 14
<p>Belka jest walcowanym dwuteownikiem poddawany zginaniu względem osi mocnej. Przykład zawiera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • klasyfikację przekroju poprzecznego, • obliczenie szerokości efektywnej pasa betonowego, • obliczenie nośności przy ścinaniu sworznia z łbem, • obliczenie stopnia zespolenia (połączenie ścinane), • obliczenie nośności przy zginaniu, • obliczenie nośności przy ścinaniu, • obliczenie nośności płyty przy ścinaniu wzdłużnym, • obliczenie ugięcia w stanie granicznym użytkowości. <p>Przykład ten nie zawiera żadnej weryfikacji środka ze względu na wyboczenie przy ścinaniu.</p> <p>4.1. Współczynniki częściowe</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\gamma_G = 1,35$ (obciążenia stałe) • $\gamma_Q = 1,50$ (obciążenia zmienne) • $\gamma_{M0} = 1,0$ • $\gamma_{M1} = 1,0$ • $\gamma_V = 1,25$ • $\gamma_C = 1,5$ <p>4.2. Dane podstawowe</p> <ul style="list-style-type: none"> • Rozpiętość przęsła: 9,00 m • Szerokość nawy: 6,00 m • Wysokość płyty: 14 cm • Ściany działowe: 0,75 kN/m² • Belki drugorzędne (IPE 270): 0,354 kN/m • Obciążenie użytkowe: 2,50 kN/m² • Obciążenie konstrukcji: 0,75 kN/m² • Ciężar objętościowy żelbetu: 25 kN/m³ 		
		EN 1990 EN 1993-1-1 § 6.1 (1) EN 1994-1-1 § 6.6.3.1 EN 1992-1-1

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	3 z 14
<p>4.3. Wybór kształtownika</p> <p>Proponowany kształtownik: IPE 400; gatunek stali S355</p> <p>4.3.1. Dane geometryczne</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>Wysokość $h_a = 400 \text{ mm}$</p> <p>Szerokość $b = 180 \text{ mm}$</p> <p>Grubość środnika $t_w = 8,6 \text{ mm}$</p> <p>Grubość pasa $t_f = 13,5 \text{ mm}$</p> <p>Promień zaokrąglenia między pasem a środnikiem $r = 21 \text{ mm}$</p> <p>Masa $66,3 \text{ kg/m}$</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A_a = 84,46 \text{ cm}^2$</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi mocnej $I_y = 23130 \text{ cm}^4$</p> <p>Sprężysty wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej $W_{el,y} = 1156 \text{ cm}^3$</p> <p>Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi mocnej $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$</p> <p>Promień bezwładności względem osi słabej $i_z = 3,95 \text{ cm}$</p> <p>Moduł sprężystości stali $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Granica plastyczności</p> <p>Gatunek stali S355</p> <p>Maksymalna grubość wynosi $13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, zatem: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Uwaga: Zgodnie z zaleceniami w Załączniku krajowym należy stosować wartości f_y podane w tabeli 3.1 lub przyjęte na podstawie normy produktu.</p> <p>Profilowana blacha stalowa</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>Grubość arkusza $t = 0,75 \text{ mm}$</p> <p>Wysokość płyty $h = 140 \text{ mm}$</p> <p>Całkowita wysokość arkusza stalowej blachy profilowanej bez nierówności $h_p = 58 \text{ mm}$</p> <p>Występy trapezowe $b_1 = 62 \text{ mm}$</p> <p>$b_2 = 101 \text{ mm}$</p> <p>$e = 207 \text{ mm}$</p> </div> </div>	<p>EN 1993-1-1</p> <p>Tabela 3.1</p>	

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	4 z 14
<p>Łączniki</p> <p>Średnica $d = 19 \text{ mm}$</p> <p>Całkowita wysokość nominalna $h_{sc} = 100 \text{ mm}$</p> <p>Wytrzymałość na rozciąganie $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Liczba sworzni $n = 74$ w rzędzie</p> <p>(Bez uwzględniania sworzni w połowie rozpiętości belki)</p>		
		
<p>Rysunek A.8 Geometria belki zespolonej</p>		
<p>Klasa betonu: C 25/30</p> <p>Wartość wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Sieczny moduł sprężystości betonu $E_{cm} = 31\,000 \text{ N/mm}^2$</p>		
<p>4.3.2. Oddziaływania na belkę w stanach granicznych nośności (SGN)</p> <p>Obciążenie stałe:</p> <p>Aby uwzględnić geometrię blachy profilowanej, przyjęto następujący ciężar płyty oddziałujący na belki drugorzędne:</p> $25 \times 3,0 \times \left(0,14 - \frac{0,106 + 0,145}{2} \times \frac{0,058}{0,207} \right) = 7,86 \text{ kN/m}$ <p>Obciążenia skupione na etapie montażu:</p> $F_G = (0,354 + 7,86) \times 6,0 = 49,28 \text{ kN}$ <p>Obciążenia stałe na etapie końcowym:</p> $F_G = (0,354 + 7,86 + 0,75 \times 3,0) \times 6,0 = 62,78 \text{ kN}$		<p>EN 1992-1-1, § 3.1.3 Tabela 3.1</p>

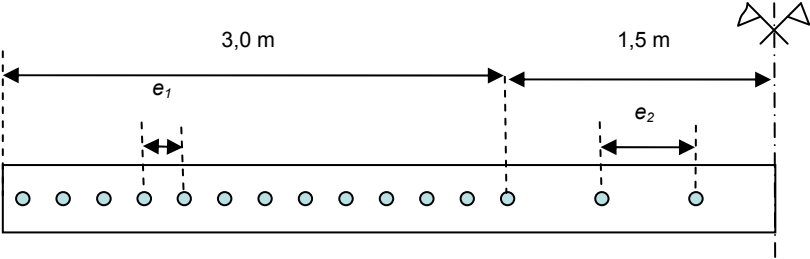
Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	5 z 14
<p>Ciężar własny belki głównej:</p> $q_G = 9,81 \times 66,3 \times 10^{-3} = 0,65 \text{ kN/m}$ <p>Obciążenie zmienne (obciążenie użytkowe):</p> <p>Obciążenia skupione na etapie montażu:</p> $F_Q = 0,75 \times 3,0 \times 6,0 = 13,5 \text{ kN}$ <p>Obciążenia skupione na etapie końcowym:</p> $F_Q = 2,5 \times 3,0 \times 6,0 = 45,0 \text{ kN}$ <p>Kombinacja SGN:</p> $\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q = 1,35 \times 62,78 + 1,50 \times 45,0 = 152,25 \text{ kN}$ $\gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q = 1,35 \times 0,65 = 0,877 \text{ kN/m}$ <p>Zastosowano równanie (6.10). W niektórych krajach Załącznik krajowy może zawierać zalecenie stosowania równań (6.10a) i (6.10b).</p> <p>Kombinacja SGN na etapie montażu:</p> $\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q = 1,35 \times 49,28 + 1,50 \times 13,5 = 86,78 \text{ kN}$ $\gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q = 1,35 \times 0,65 = 0,877 \text{ kN/m}$ <p>Wykres momentu zginającego</p>  <p>Rysunek A.9 Wykres momentów zginających w stanie granicznym nośności na końcowym etapie projektu</p> <p>Maksymalny moment w połowie rozpiętości:</p> $M_{y,Ed} = 3,0 \times 152,25 + 0,125 \times 0,877 \times 9,0^2 = 465,6 \text{ kNm}$ <p>Maksymalny moment zginający w połowie rozpiętości (porządek prac montażowych):</p> $M_{y,Ed} = 3,0 \times 86,78 + 0,125 \times 0,877 \times 9,0^2 = 269,2 \text{ kNm}$ <p>Wykres siły ścinającej</p>  <p>Rysunek A.10 Wykres siły ścinającej w stanie granicznym nośności na końcowym etapie projektu</p>		EN 1990 § 6.4.3.2

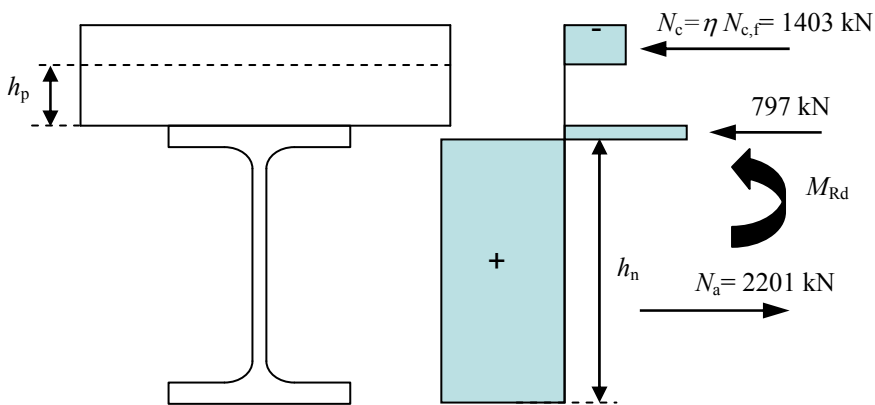
Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	6 z 14
<p>Maksymalna siła ścinająca na podporach:</p> $V_{Ed} = 152,25 + 0,5 \times 0,877 \times 9,0 = 156,20 \text{ kN}$ <p>Maksymalna siła ścinająca na podporach (porządek prac montażowych):</p> $V_{Ed} = 86,78 + 0,5 \times 0,877 \times 9,0 = 90,73 \text{ kN}$ <p>4.3.3. Klasyfikacja przekroju</p> <p>Parametr ε wyznacza się na podstawie wartości granicy plastyczności:</p> $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$ <p>Uwaga: Klasyfikacja dotyczy belki niezespolonej. W przypadku belek zespolonych klasyfikacja środnika jest bardziej korzystna.</p> <p>Wystający pas: pas poddany równomiernemu ściskaniu</p> $c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (180 - 8,6 - 2 \times 21) / 2 = 64,7 \text{ mm}$ $c / t_f = 64,7 / 13,5 = 4,79 \leq 9 \quad \varepsilon = 7,29 \quad \text{Pas klasy 1}$ <p>Wewnętrzna część poddawana ściskaniu</p> $c = h_a - 2 t_f - 2 r = 400 - 2 \times 13,5 - 2 \times 21 = 331 \text{ mm}$ $c / t_w = 331 / 8,6 = 38,5 < 72 \quad \varepsilon = 58,3 \quad \text{Środnik klasy 1}$ <p>Klasa przekroju poprzecznego to najwyższa (czyli najmniej korzystna) klasa spośród klas pasa i środnika.</p> <p>W tym przypadku cały przekrój należy do klasy 1.</p> <p>W przypadku przekrojów klasy 1 sprawdzenie stanów granicznych nośności (SGN) należy przeprowadzić, przyjmując nośność plastyczną tego przekroju poprzecznego.</p> <p>4.3.4. Etap montażu</p> <p>Nośność przekroju poprzecznego przy zginaniu</p> <p>Obliczeniowa nośność przekroju poprzecznego przy zginaniu wynosi:</p> $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (1307 \times 355 / 1,0) / 1000$ $M_{c,Rd} = 463,98 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 269,2 / 463,98 = 0,58 < 1 \text{ OK}$		
		<p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2 (arkusz 2 z 3)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 5.2 (arkusz 1 z 3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	7 z 14
<p>Współczynnik redukcyjny ze względu na zwichrzenie</p> <p>Aby określić wartość obliczeniową nośności przy wyboczeniu belki nieusztynwionej boczenie, należy wyznaczyć współczynnik redukcyjny ze względu na zwichrzenie. Utwierdzenie elementu zapewnione przez połączenie z arkuszem blachy stalowej jest w tym przypadku nieistotne i dlatego zostaje pominięte. Przedstawione poniżej obliczenia pozwalają na wyznaczenie tego współczynnika metodą uproszczoną. Metoda ta nie wymaga obliczania sprężystego momentu krytycznego.</p> <p>Smukłość względna</p> <p>Smukłość względną można wyznaczyć metodą uproszczoną w przypadku stali gatunku S355:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/i_z}{89} = \frac{300/3,95}{89} = 0,853$ <p>W przypadku profili walcowanych $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p> <p>Uwaga: Wartość $\bar{\lambda}_{LT,0}$ może być podana w Załączniku krajowym. Zalecana wartość wynosi 0,4.</p> <p>Zatem $\bar{\lambda}_{LT} = 0,853 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p> <p>Współczynnik redukcyjny</p> <p>W przypadku kształtowników walcowanych współczynnik redukcyjny ze względu na zwichrzenie oblicza się z zależności:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ ale } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$ <p>gdzie: $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$</p> <p>$\alpha_{LT}$ to współczynnik niedoskonałości w przypadku zwichrzenia. Stosując tę metodę do kształtowników walcowanych, krzywą zwichrzenia należy wybrać z tabeli 6.5:</p> <p>Dla $h_a/b = 400 / 180 = 2,22 > 2$ krzywa „c” ($\alpha_{LT} = 0,49$)</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ oraz $\beta = 0,75$</p> <p>Uwaga: Wartości współczynników $\bar{\lambda}_{LT,0}$ oraz β mogą być podane w Załączniku krajowym. Zalecane wartości wynoszą odpowiednio 0,4 oraz 0,75.</p> <p>Otrzymujemy: $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,853 - 0,4) + 0,75 \times (0,853)^2 \right] = 0,884$</p> <p>oraz: $\chi_{LT} = \frac{1}{0,884 + \sqrt{(0,884)^2 - 0,75 \times (0,853)^2}} = 0,730$</p>		<p>SN002^[4]</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3(1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabela 6.5 Tabela 6.3</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	8 z 14
<p>Następnie sprawdzamy: $\chi_{LT} = 0,730 < 1,0$</p> <p>ale: $\chi_{LT} = 0,730 < 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 1,374$</p> <p>Zatem: $\chi_{LT} = 0,730$</p> <p>Moment przy obliczeniowej nośności belki na wyboczenie</p> $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = (0,730 \times 1307000 \times 355 / 1,0) \times 10^{-6} = 338,7 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 269,2 / 338,7 = 0,795 < 1,0 \text{ OK}$ <p>Nośność przy ścinaniu</p> <p>Nośność plastyczna przy ścinaniu zależy od czynnego przy ścinaniu pola przekroju wyrażonego zależnością:</p> $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ $A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269 \text{ mm}^2$ <p>Nośność plastyczna przy ścinaniu</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4269 \times (355 / \sqrt{3}) \times 10^{-3}}{1,0} = 874,97 \text{ kN}$ $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 90,73 / 874,97 = 0,104 < 1,0 \text{ OK}$ <p>Należy zauważyć, że weryfikacja ze względu na wyboczenie przy ścinaniu nie jest wymagana, gdy:</p> $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ <p>Odpowiednia wartość η wynosi: $\eta = 1,2$</p> $h_w / t_w = (400 - 2 \times 13,5) / 8,6 = 43 < 72 \times 0,81 / 1,2 = 48,6$ <p>Interakcja pomiędzy momentem zginającym a siłą ścinającą</p> <p>Jeśli $V_{Ed} < V_{pl,Rd} / 2$, można pominąć siłę ścinającą.</p> <p>Zatem $V_{Ed} = 90,73 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 874,97 / 2 = 437,50 \text{ kN OK}$</p> <p>4.3.5. Etap końcowy</p> <p>Szerokość efektywna pasa betonowego</p> <p>Szerokość efektywna ma stałą wartość w przedziale od $0,25 L$ do $0,75 L$, gdzie L oznacza rozpiętość przęsła. Na odcinku od $L/4$ do najbliższej podpory szerokość efektywna maleje liniowo. Obciążenia skupione znajdują się na odcinku pomiędzy $0,25 L$ a $0,75 L$.</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p> <p>EN 1993-1-5 § 5.1 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.8 (2)</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.1.2</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	9 z 14
<p>Całkowitą szerokość efektywną wyznacza się według zależności:</p> $b_{\text{eff},1} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}$ <p>b_0 to odległość pomiędzy środkami wystających łączników sworzniowych, w tym wypadku $b_0 = 0$</p> <p>b_{ei} to wartość szerokości efektywnej pasa betonowego po każdej stronie środnika, którą przyjęto jako $b_{\text{ei}} = L_e / 8$, ale $\leq b_i = 3,0 \text{ m}$</p> <p>$b_{\text{eff},1} = 0 + 9,0 / 8 = 1,125 \text{ m}$, wtedy $b_{\text{eff}} = 2 \times 1,125 = 2,25 \text{ m} < 3,0 \text{ m}$</p> <p>Nośność obliczeniowa sworznia z łbem przy ścinaniu</p> <p>Nośność przy ścinaniu można wyznaczyć na podstawie wzoru:</p> $P_{\text{Rd}} = k_1 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{\text{cm}}}}{\gamma_V} \right)$ <p>$h_{\text{sc}} / d = 100 / 19 = 5,26 > 4$, więc $\alpha = 1$</p> <p>Współczynnik redukcyjny (k_1)</p> <p>W przypadku blach profilowanych ułożonych poprzecznie w stosunku do belki podpierającej współczynnik redukcyjny nośności przy ścinaniu oblicza się ze wzoru:</p> $k_1 = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{\text{sc}}}{h_p} - 1 \right), \text{ ale } \leq 1$ <p>gdzie:</p> <p>$n_r = 1$</p> <p>$h_p = 58 \text{ mm}$</p> <p>$h_{\text{sc}} = 100 \text{ mm}$</p> <p>$b_0 = 82 \text{ mm}$</p> <p>$\therefore k_1 = 0,6 \frac{82}{58} \left(\frac{100}{58} - 1 \right) = 0,614 \leq 1,0 \text{ OK}$</p> $P_{\text{Rd}} = 0,614 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25} \times 10^{-3}; \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \times 10^{-3} \right)$ $= 0,614 \times \text{Min}(81,66; 73,73) = 45,27 \text{ kN}$ <p>Stopień zespolenia — połączenie ścinane</p> <p>Stopień zespolenia określa się według wzoru:</p> $\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$ <p>gdzie:</p> <p>N_c to wartość obliczeniowa normalnej siły ściskającej w pasie betonowym,</p> <p>$N_{c,f}$ to wartość obliczeniowa normalnej siły ściskającej w pasie betonowym przy pełnym zespoleniu.</p>		<p>(Rysunek 5.1)</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.6.3.1</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.6.4.1</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.2.1.3 (3)</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	10 z 14
<p>W miejscu przyłożenia obciążenia:</p> <p>Normalna siła ściskająca w pasie betonowym reprezentuje siłę pełnego zespolenia.</p> <p>A_c to pole przekroju poprzecznego betonu, zatem w miejscu przyłożenia obciążenia:</p> $A_c = b_{\text{eff}} h_c$ $h_c = h - h_p = 140 - 58 = 82 \text{ mm}$ $\therefore A_c = 2250 \times 82 = 184500 \text{ mm}^2$ $\therefore N_{c,f} = 0,85 A_c f_{cd} = 0,85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times 184500 \times \frac{25}{1,5} 10^{-3} = 2614 \text{ kN}$ <p>Ponieważ moment maksymalny występuje prawie w punkcie przyłożenia obciążenia, sworznie powinny być rozmieszczone pomiędzy wspornikiem a obciążeniem skupionym. Sworznie należy również rozmieścić pomiędzy obciążeniami skupionymi.</p>  <p>31 sworzni w rozstawie co $e_1 = 95 \text{ mm}$ oraz 6 sworzni w rozstawie co $e_2 = 220 \text{ mm}$</p> <p>Rysunek A.11 Rozmieszczenie sworzni</p> <p>Zatem nośność łączników ścinanych ogranicza siłę normalną do wartości nie większej niż:</p> $N_c = n \times P_{Rd} = 31 \times 45,27 = 1403 \text{ kN}$ $\therefore \eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{1403}{2614} = 0,537$ <p>Wskaźnik η wynosi mniej niż 1,0, więc połączenie jest częściowo zespolone.</p>		

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	11 z 14
<p>Sprawdzanie nośności przy zginaniu</p> <p>Minimalny stopień zespolenia — połączenie ścinane</p> <p>Minimalny stopień zespolenia profilu stalowego z równymi pasami określa się na podstawie wzoru</p> $\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e) \text{ przy } L_e \leq 25 \text{ m}$ <p>L_e to wyrażona w metrach odległość w zagięciu pomiędzy punktami zerowych momentów zginających, w omawianym przykładzie: $L_e = 9,0 \text{ m}$</p> $\therefore \eta_{\min} = 1 - (355 / 355) (0,75 - 0,03 \times 9,0) = 0,520$ $\therefore \eta_{\min} = 0,520 < \eta = 0,537 \quad \text{OK}$ <p>Nośność plastyczna w miejscu przyłożenia obciążenia</p> <p>Wartość obliczeniowa siły normalnej działającej w kształtowniku stalowym wynosi:</p> $N_{pl,a} = A_a f_y / \gamma_{M0} = 8446 \times 355 \times 10^{-3} / 1,0 = 2998 \text{ kN}$ $\therefore N_{pl,a} > N_c = \eta \times N_{c,f} = 0,537 \times 2614 = 1403 \text{ kN}$ <p>W przypadku plastycznych łączników ścinanych i przekroju poprzecznego belki stalowej klasy 1 nośność tego przekroju, M_{Rd}, w miejscu przyłożenia obciążenia oblicza się przy wykorzystaniu teorii sztywno-plastycznej, stosując jednak zredukowaną wartość siły ściskającej w pasie betonowym — N_c zamiast N_{cf}.</p> <p>Rozkład naprężeń w zakresie odkształceń plastycznych przedstawiony został na rysunku Rysunek A.12:</p>  <p>Rysunek A.12 Rozkład naprężeń w zakresie odkształceń plastycznych na belce</p> <p>Położenie osi obojętnej w stanie plastycznym: $h_n = 388 \text{ mm}$</p> <p>Zatem nośność obliczeniowa przy zginaniu przekroju zespolonego wynosi:</p> $M_{Rd} = 738 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{Rd} = 465,6 / 738 = 0,63 < 1,0 \quad \text{OK}$		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.1.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.2.1.2 oraz § 6.2.1.3</p>

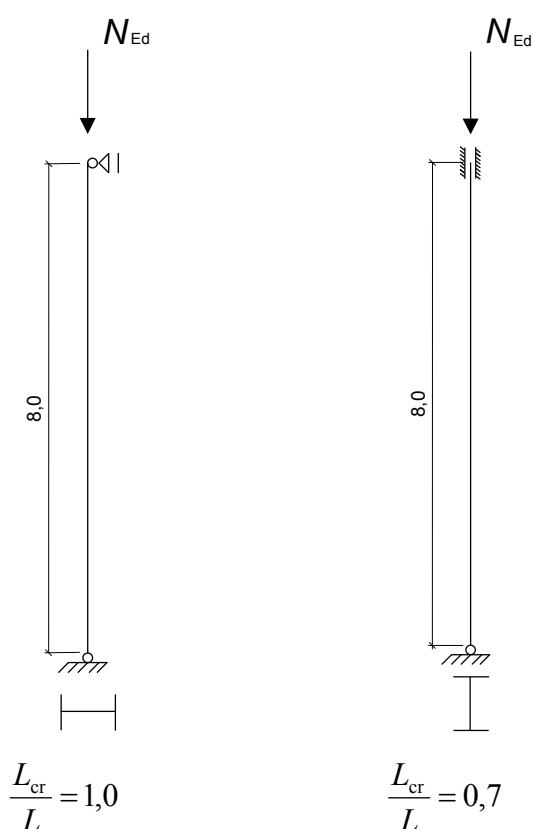
Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	12 z 14
<p>Nośność przy ścinaniu</p> <p>Nośność plastyczna przy ścinaniu ma taką samą wartość, jak w przypadku samej belki stalowej.</p> $V_{pl,Rd} = 874,97 \text{ kN}$ $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 156,20 / 874,97 = 0,18 < 1,0 \text{ OK}$ <p>Interakcja pomiędzy momentem zginającym a siłą ścinającą</p> <p>Jeśli $V_{Ed} < V_{pl,Rd} / 2$, można pominąć siłę ścinającą.</p> <p>Zatem $V_{Ed} = 156,20 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 874,97 / 2 = 437,50 \text{ kN OK}$</p> <p>Nośność płyty przy ścinaniu wzdłużnym</p> <p>Naprężenia przy ścinaniu wzdłużnym w zakresie odkształceń plastycznych wyraża się zależnością:</p> $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$ <p>gdzie $\Delta x = 9,0 / 3 = 3,0 \text{ m}$</p> <p>Wartość parametru Δx to odległość pomiędzy utwierdzeniem a obciążeniem skupionym. Istnieją zatem trzy powierzchnie do wyznaczenia nośności przy ścinaniu wzdłużnym.</p> $\Delta F_d = N_c / 2 = 1403 / 2 = 701,5 \text{ kN}$ $h_f = h - h_p = 140 - 58 = 82 \text{ mm}$ $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} = \frac{701,5 \times 10^3}{82 \times 3000} = 2,85 \text{ N/mm}^2$ <p>Aby zapobiec zgniataniu rozpór ściskanych w pasie betonowym, należy spełnić następujące warunki:</p> $v_{Ed} < v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ przy } v = 0,6[1 - f_{ck} / 250] \text{ oraz } \theta_f = 45^\circ$ $v_{Ed} < 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] \times \frac{25}{1,5} \times 0,5 = 4,5 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$ <p>Poniższa nierówność powinna zostać spełniona dla zbrojenia poprzecznego:</p> $A_{sf} f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \text{ gdzie } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$ <p>Należy przyjąć rozstaw prętów jako $s_f = 200 \text{ mm}$ i brak wpływu blachy profilowanej</p> $A_{sf} \geq \frac{2,85 \times 82 \times 200}{435 \times 1,0} = 107,4 \text{ mm}^2$ <p>Należy użyć prętów o średnicy 12 mm (113 mm²) w rozstawie co 200 mm.</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.2.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.8 (2)</p> <p>EN 1992-1-1 § 6.2.4 (Rysunek 6.7)</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	13 z 14
<p>4.4. Sprawdzenie stanu granicznego użytkowości (SGU)</p> <p>Ugięcie ze względu na obciążenie $G + Q$ oblicza się następująco:</p> $w_G = \frac{5 q_G L^4}{384 E I_y} + \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_G$ $w_Q = \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_Q$ <p>Ugięcie całkowite wynosi: $w = w_G + w_Q$</p> <p>4.4.1. Etap montażu</p> <p>Kombinacja SGU na etapie montażu</p> $F_G + F_Q = 49,28 + 13,5 = 62,78 \text{ kN}$ $q_G = 0,65 \text{ kN/m}$ <p>Ugięcie na etapie montażu</p> <p>I_y to moment bezwładności powierzchni belki stalowej względem osi.</p> $w_G = \frac{5 \times 0,65 \times 9000^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} + \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} \times 49280$ $w_G = 1,1 + 26,2 = 27,3 \text{ mm}$ $w_Q = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} \times 13500 = 7,2 \text{ mm}$ $\therefore w = w_G + w_Q = 27,3 + 7,2 = 34,5 \text{ mm}$ <p>Ugięcie pod obciążeniem ($G + Q$) jest równe $L/261$</p> <p>Ugięcie na etapie końcowym</p> $F_G + F_Q = 62,78 + 45,0 = 107,78 \text{ kN}$ $q_G = 0,65 \text{ kN/m}$ <p>Ugięcie na etapie końcowym:</p> <p>I_y oblicza się dla równoważnego przekroju, wyznaczając efektywne równoważne pole powierzchni elementu stalowego w efektywnym polu powierzchni betonu.</p>		<p>EN 1990 § 6.5.3</p> <p>EN 1990 § 6.5.3</p>

Tytuł	A.4 Przykład praktyczny — swobodnie podparta główna belka zespolona	14 z 14
<p>$b_{\text{equ}} = b_{\text{eff}} / n_0$</p> <p>$n_0$ stosunek współczynników sprężystości stali i betonu w przypadku efektów podstawowych (Q_k)</p> $= E_a / E_{\text{cm}} = 210000 / 31000 = 6,77$ <p>$\therefore b_{\text{eq}} = 2,25 / 6,77 = 0,332 \text{ m}$</p> <p>Korzystając z twierdzenia Steinera (o osiach równoległych), można obliczyć geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi, który wynosi:</p> $I_y = 82458 \text{ cm}^4$ <p>W przypadku oddziaływania stałego:</p> $n = 2E_a / E_{\text{cm}} = 20,31 \text{ dla obciążeń stałych } (G_k)$ <p>$\therefore b_{\text{equ}} = 2,25 / 20,31 = 0,111 \text{ m}$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi oblicza się jako:</p> $I_y = 62919 \text{ cm}^4$ <p>Ugięcie można wyliczyć, zestawiając geometryczny moment bezwładności powierzchni w przypadku oddziaływań zmiennych i stałych w następujący sposób:</p> $w_G = 27,3 \text{ mm}$ $w_{\text{partitions}} = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 62919 \times 10^4} \times 13500 = 2,6 \text{ mm}$ $w_Q = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 82458 \times 10^4} \times 45000 = 6,7 \text{ mm}$ <p>Zatem $w = w_G + w_{\text{partitions}} + w_Q = 27,3 + 2,6 + 6,7 = 36,6 \text{ mm}$</p> <p>Ugięcie pod obciążeniem ($G + Q$) jest równe $L/246$</p> <p>Uwaga 1: Wartości graniczne ugięcia powinny być określone przez klienta, a niektóre z nich mogą być podane w Załączniku krajowym.</p> <p>Uwaga 2: W Załączniku krajowym mogą być określone pewne graniczne wartości częstotliwości drgań.</p>		<p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2(11)</p> <p>EN 1994-1-1 § 7.3.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.3</p>

5. Słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego

W przykładzie pokazano sposób wykonania projektu słupa w budynku wielokondygnacyjnym. Słup zaprojektowano z dwuteownika HE 300 B wykonanego ze stali S235, a jego utwierdzenia rozmieszczone są jak pokazano na rysunku A.13.



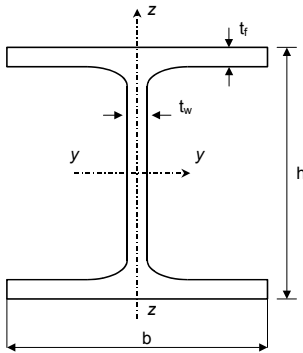
Rysunek A.13 Utwierdzenia końców rozpatrywanego słupa względem osi mocnej i słabej oraz współczynniki długości wyboczeniowej względem tych osi.

5.1. Współczynniki częściowe

- $\gamma_{M0} = 1,0$
- $\gamma_{M1} = 1,0$


SN008

EN 1993-1-1
§ 6.1 (1)

Tytuł	A.5 Przykład praktyczny — słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego	2 z 4
<p>5.2. Dane podstawowe</p> <ul style="list-style-type: none"> Obciążenie osiowe: $N_{Ed} = 2000 \text{ kN}$ Długość słupa: $8,00 \text{ m}$ Długość wyboczeniowa względem osi y-y: $1,0 \times 8,00 = 8,00 \text{ m}$ Długość wyboczeniowa względem osi z-z: $0,7 \times 8,00 = 5,60 \text{ m}$ Gatunek stali: S235 Klasyfikacja przekroju: Klasa 1 <p>5.3. Własności geometryczne przekroju</p> <p>HE 300 B — gatunek stali S235</p> <div style="display: flex; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;"> <p>Wysokość $h = 300 \text{ mm}$</p> <p>Szerokość $b = 300 \text{ mm}$</p> <p>Grubość środnika $t_w = 11 \text{ mm}$</p> <p>Grubość pasa $t_f = 19 \text{ mm}$</p> <p>Promień zaokrąglenia między pasem a środnikiem $r = 27 \text{ mm}$</p> <p>Pole powierzchni przekroju $A = 149 \text{ cm}^2$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi mocnej $I_y = 25170 \text{ cm}^4$</p> <p>Geometryczny moment bezwładności powierzchni względem osi słabej $I_z = 8560 \text{ cm}^4$</p> </div> <div style="flex: 1; text-align: center;">  </div> </div> <p>5.4. Granica plastyczności</p> <p>Gatunek stali S235</p> <p>Maksymalna grubość wynosi $19,0 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, zatem: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$</p> <p>5.5. Obliczeniowa nośność przy wyboczeniu elementu poddawanego ściskaniu</p> <p>Aby wyznaczyć nośność obliczeniową słupa przy wyboczeniu $N_{b,Rd}$, należy określić współczynnik redukcyjny χ, korzystając z odpowiedniej krzywej wyboczeniowej. Współczynnik ten wyznacza się, obliczając smukłość względną $\bar{\lambda}$ w oparciu o siłę krytyczną przy wyboczeniu sprężystym odpowiadającą danej postaci wyboczenia i nośność przekroju przy działających siłach normalnych.</p>		
		EN 1993-1-1 Tabela 3.1

Tytuł	A.5 Przykład praktyczny — słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego	3 z 4
<p>5.6. Siła krytyczna przy wyboczeniu sprężystym N_{cr}</p> <p>Siłę krytyczną przy wyboczeniu oblicza się w następujący sposób:</p> $N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 25170 \times 10^4}{8000^2} \times 10^{-3} = 8151,2 \text{ kN}$ $N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 8560 \times 10^4}{5600^2} \times 10^{-3} = 5657,4 \text{ kN}$ <p>E to moduł sprężystości podłużnej = 210000 N/mm²</p> <p>L_{cr} to długość wyboczeniowa w rozpatrywanej płaszczyźnie wyboczenia:</p> <p>$L_{cr,y} = 8,00 \text{ m}$</p> <p>$L_{cr,z} = 5,60 \text{ m}$</p> <p>5.7. Smukłość względna</p> <p>Smukłość względna wyraża się zależnością:</p> $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{149 \times 10^2 \times 235}{8151,2 \times 10^3}} = 0,655$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{149 \times 10^2 \times 235}{5657,4 \times 10^3}} = 0,787$ <p>W przypadku smukłości $\bar{\lambda} \leq 0,2$ lub gdy $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ wpływ wyboczenia można zignorować. Sprawdzić należy jedynie przekrój poprzeczny.</p> <p>5.8. Współczynnik redukcji</p> <p>W przypadku elementów ściskanych osiowo wartość współczynnika χ zależną od smukłości względnej $\bar{\lambda}$ należy wyznaczyć z odpowiedniej krzywej wyboczenia według zależności:</p> $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{but } \chi \leq 1,0$ <p>gdzie:</p> $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ <p>α to współczynnik niedoskonałości.</p> <p>Dla $h/b = 300/300 = 1,00 < 1,2$ oraz $t_f = 19,0 < 100 \text{ mm}$</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (4)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (1)</p>

Tytuł	A.5 Przykład praktyczny — słup połączony przegubowo, wykonany z tęgiego dwuteownika szerokostopowego	4 z 4
<p>Wyboczenie względem osi y-y:</p> <p>Krzywa wyboczenia b, współczynnik niedoskonałości $\alpha = 0,34$</p> $\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,34 (0,655 - 0,2) + 0,655^2 \right] = 0,792$ $\chi_y = \frac{1}{0,792 + \sqrt{0,792^2 - 0,655^2}} = 0,808$ <p>Wyboczenie względem osi z-z:</p> <p>Krzywa wyboczenia c, współczynnik niedoskonałości $\alpha = 0,49$</p> $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,787 - 0,2) + 0,787^2 \right] = 0,953$ $\chi_z = \frac{1}{0,953 + \sqrt{0,953^2 - 0,787^2}} = 0,671$ $\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,808; 0,671) = 0,671 < 1,0$ <p>(gdy $\chi > 1$, wówczas $\chi = 1$)</p> <p>5.9. Obliczeniowa nośność przy wyboczeniu elementu poddawanego ścisnaniu</p> $N_{b,Rd} = \chi \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,671 \frac{149 \times 10^2 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 2349,5 \text{ kN}$ <p>Należy sprawdzić następujący warunek:</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2000}{2349,5} = 0,85 < 1,0 \quad \text{OK}$		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.1 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.1 (1)</p>

<div><div></div><div>Steel Alliance</div></div> <div>Arkusz obliczeniowy</div>	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe rozciąganego zastrzału z blachą węzłową		1 z 7		
		Wykonał	ENM	Data	04/2009
		Sprawdził	JAC	Data	04/2009

6. Połączenie śrubowe rozciąganego zastrzału z blachą węzłową

Tego rodzaju połączenia są typowe dla krzyżulców stosowanych zarówno na elewacjach, jak i na dachach do przenoszenia obciążeń poziomych od wiatru wzdłuż osi podłużnej budynku jednokondygnacyjnego. Zostało to przedstawione w dokumencie SS048^[4].

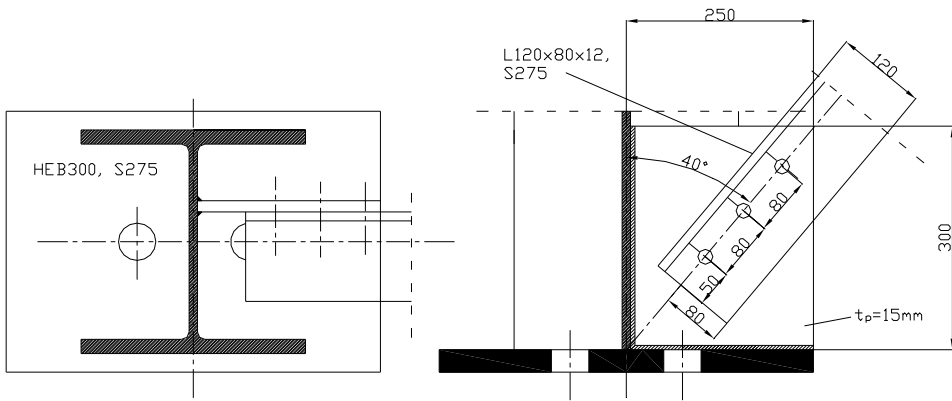
Aby uniknąć mimośrodków obciążeń przenoszonych na fundamenty, kątownik ustawiany jest na osi pionowej słupa przy blasze podstawy. Blachę węzłową umieszcza się jak najbliżej płaszczyzny osi mocnej słupa.

Tabela A.1 zawiera zestawienie możliwych modeli zniszczenia tego połączenia. Odpowiednie sprawdzenia przedstawiono w kolejnych częściach dokumentu.

Tabela A.1 Modele zniszczenia połączenia stężenia	
Model zniszczenia	Nośność elementu
Śruby poddawane ścinaniu	$N_{Rd,1}$
Śruby dociskane (na ramieniu kątownika)	$N_{Rd,2}$
Kątownik poddawany rozciąganiu	$N_{Rd,3}$
Projektowanie spoiny	a

6.1. Szczegóły połączenia stężenia

Rysunek A.14 przedstawia kątownik 120 × 80 mocowany dłuższym ramieniem do blachy węzłowej.



Rysunek A.14 Szczegóły połączenia śrubowego: widok z góry i rzut pionowy

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągany prętem stężenia wykonany z kątownika a blachą węzłową	2 z 7
<p>W praktyce minimalizuje się mimośród pomiędzy elementem usztywnienia a osią słupa. Blacha węzłowa zostaje przyspawana do środnika słupa i blachy podstawy przy użyciu podwójnych spoin pachwinowych (patrz Rysunek A.14). Mimo że istnieje pewien mimośród zastosowany po to, aby śruba kotwowa nie znajdowała się w osi słupa, to rozwiązanie jest korzystniejsze niż takie, w którym stężenie znajdowałoby się w płaszczyźnie pasa słupa.</p>		
6.1.1. Podstawowe dane połączenia		
Konfiguracja	Kątownik mocowany do blachy węzłowej przyspawanej do środnika słupa	
Słup	HEB 300, S275	
Stężenie	Kątownik 120 × 80 × 12, S275	
Typ połączenia	Połączenie stężenia przy użyciu kątownika mocowanego do blachy węzłowej i śrub niesprężanych	
	Kategoria A: typu dociskowego	
Blacha węzłowa	250 × 300 × 15, S275	
Śruby	M20, klasa 8.8	
Spoiny	Blacha węzłowa do środnika słupa: spoina pachwinowa, $a = 4$ mm (patrz 6.2.4)	
	Blacha węzłowa do blachy podstawy: spoina pachwinowa, $a = 4$ mm (patrz 6.2.4)	
6.1.2. Słup HEB 300, S275		
Wysokość	h_c	= 300 mm
Szerokość	b_c	= 300 mm
Grubość środnika	$t_{w,c}$	= 11 mm
Grubość pasa	$t_{f,c}$	= 19 mm
Promień zaokrąglenia	r	= 27 mm
Powierzchnia	A_c	= 149,1 cm ²
Moment bezwładności przekroju względem osi	I_y	= 25170 cm ⁴
Wysokość pomiędzy zaokrągleniami	d_c	= 208 mm
Granica plastyczności	$f_{y,c}$	= 275 N/mm ²
Wytrzymałość na rozciąganie	$f_{u,c}$	= 430 N/mm ²

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągającym prętem stężenia wykonanym z kątownika a blachą węzłową	3 z 7
<p>6.1.3. Kątownik 120 × 80 × 12, S275</p> <p>Wysokość $h_{ac} = 120 \text{ mm}$</p> <p>Szerokość $b_{ac} = 80 \text{ mm}$</p> <p>Grubość kątownika $t_{ac} = 12 \text{ mm}$</p> <p>Promień zaokrąglenia $r_1 = 11 \text{ mm}$</p> <p>Promień zaokrąglenia $r_2 = 5,5 \text{ mm}$</p> <p>Powierzchnia $A_{ac} = 22,7 \text{ cm}^2$</p> <p>Moment bezwładności przekroju względem osi $I_y = 322,8 \text{ cm}^4$</p> <p>Granica plastyczności $f_{y,ac} = 275 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Wytrzymałość na rozciąganie $f_{u,ac} = 430 \text{ N/mm}^2$</p> <p>6.1.4. Blacha węzłowa 250 × 300 × 15, S275</p> <p>Wysokość $h_p = 300 \text{ mm}$</p> <p>Szerokość $b_p = 250 \text{ mm}$</p> <p>Grubość $t_p = 15 \text{ mm}$</p> <p>Granica plastyczności $f_{y,p} = 275 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Wytrzymałość na rozciąganie $f_{u,p} = 430 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Kierunek przenoszenia obciążenia (1)</p> <p>Liczba rzędów śrub $n_1 = 3$</p> <p>Odległość krawędzi kątownika od pierwszego rzędu śrub $e_1 = 50 \text{ mm}$</p> <p>Skok (odstęp) pomiędzy rzędami śrub $p_1 = 80 \text{ mm}$</p> <p>Kierunek prostopadły do kierunku przenoszenia obciążenia (2)</p> <p>Liczba linii śrub $n_2 = 1$</p> <p>Odległość krawędzi umocowanego ramienia kątownika od linii śrub $e_2 = 80 \text{ mm}$</p> <p>6.1.5. Śruby M20, 8.8</p> <p>Całkowita liczba śrub $(n = n_1 \times n_2) \quad n = 3$</p> <p>Pole przekroju śruby, w której występują naprężenia rozciągające $A_s = 245 \text{ mm}^2$</p> <p>Średnica trzpienia $d = 20 \text{ mm}$</p> <p>Średnica otworów $d_0 = 22 \text{ mm}$</p> <p>Średnica podkładki $d_w = 37 \text{ mm}$</p> <p>Granica plastyczności $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Wytrzymałość na rozciąganie $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$</p>		

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągającym prętem stężenia wykonanym z kątownika a blachą węzłową	4 z 7
<p>6.1.6. Częstkowe współczynniki bezpieczeństwa</p> <p>$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M2} = 1,25$ (dla nośności śrub przy ścinaniu)</p> <p>6.1.7. Obliczeniowa osiowa siła rozciągająca przekazywana z zastrzału na blachę węzłową</p> <p>$N_{Ed} = 250 \text{ kN}$</p> <p>6.2. Nośność połączenia stężenia</p> <p>6.2.1. Śruby poddawane ścinaniu</p> <p>$N_{Rd,1} = nF_{v,Rd}$</p> $F_{v,Rd} = \alpha_v \frac{f_{ub} A}{\gamma_{M,2}} = 0,6 \times \frac{800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94,08 \text{ kN}$ <p>$N_{Rd,1} = 3 \times 94,08 = 282 \text{ kN}$</p> <p>6.2.2. Śruby dociskane (na ramieniu kątownika)</p> <p>$N_{Rd,2} = nF_{b,Rd}$</p> $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$ <p>Wszystkie śruby:</p> $k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; \quad 2,5 \right)$ $2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{80}{22} - 1,7 = 8,48$ <p>$\therefore k_1 = \min(8,48; \quad 2,5) = 2,5$</p> <p>Śruba końcowa:</p> $\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \quad \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; \quad 1,0 \right)$ $\frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,76$ $\frac{f_{ub}}{f_{u,ac}} = \frac{800}{430} = 1,86$ <p>$\therefore \alpha_b = \min(0,76; \quad 1,86; \quad 1,0) = 0,76$</p> $F_{b,Rd,end \text{ bolt}} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 156,9 \text{ kN}$		<p>EN 1993-1-8 Tabela 3.4.</p> <p>EN 1993-1-8 Tabela 3.4.</p>

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągany prętem stężenia wykonany z kątownika a blachą węzłową	5 z 7
<p>Śruby wewnętrzne:</p> $\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$ $\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96$ $\frac{f_{ub}}{f_{u,ac}} = \frac{800}{430} = 1,86$ $\therefore \alpha_b = \min(0,96; 1,86; 1,0) = 0,96$ $\therefore F_{b,Rd,interior \text{ bolt}} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 198,1 \text{ kN}$ <p>Wartość nośności śruby końcowej oraz śruby wewnętrznej jest większa niż wartość wytrzymałości tych śrub na ścinanie. Dla wszystkich śrub przyjmuje się najmniejszą wartość nośności spośród wszystkich śrub w połączeniu.</p> $\therefore N_{Rd,2} = 3 \times 156,9 = 471 \text{ kN}$ <p>Uwaga: Przyjmując, że grubość kątownika (12 mm) jest mniejszej niż grubość blachy węzłowej (15 mm), a odległość końcowa blachy węzłowej wynosi 50 mm lub więcej, tylko zamocowane ramię kątownika wymaga sprawdzenia pod względem nośności.</p> <p>6.2.3. Kątownik poddawany rozciąganiu</p> $N_{Rd,3} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$ $2,5d_0 = 2,5 \times 22 = 55 \text{ mm}$ $5d_0 = 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$ $2,5d_0 < p_1 < 5d_0$ <p>Współczynnik β_3 może być wyznaczony przez interpolację liniową:</p> $\therefore \beta_3 = 0,59$ $A_{net} = A - t_{ac} d_0 = 2270 - 12 \times 22 = 2006 \text{ mm}^2$ $\therefore N_{Rd,3} = \frac{0,59 \times 2006 \times 430}{1,25} \times 10^{-3} = 407 \text{ kN}$		<p>EN 1993-1-8 § 3.7(1)</p> <p>EN 1993-1-8 § 3.10.3</p>

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągany prętem stężenia wykonany z kątownika a blachą węzłową	6 z 7
<p>6.2.4. Projektowanie spoiny</p> <p>Projektowanie spoiny odbywa się w następujący sposób:</p> <p>Blacha węzłowa zostaje przyspawana do środniczka słupa i blachy podstawy przy użyciu podwójnych spoin pachwinowych.</p> <p>Procedura wyznaczania grubości spoiny w przypadku podwójnych spoin pachwinowych jest taka sama przy połączeniu blachy węzłowej ze środkiem słupa oraz przy połączeniu blachy węzłowej z blachą podstawy.</p> <p>Poniższe obliczenia stosuje się podczas projektowania spoin pomiędzy blachą węzłową a blachą podstawy.</p> <p>Stosując się do kilku prostych zaleceń, można zaprojektować podwójne spoiny pachwinowe o pełnej wytrzymałości, patrz dokument SN017^[4]. To podejście jest jednak zbyt zachowawcze i dlatego nie ma zastosowania w tym przypadku.</p> <p>Zalecaną procedurą jest przyjęcie grubości spoiny i sprawdzenie, czy zapewnia ona wystarczającą nośność:</p> <p>W tym przypadku zalecaną wartością jest $a = 4 \text{ mm}$.</p> <p>Nośność obliczeniowa spoiny podwójnej zgodnie z metodą uproszczoną:</p> $N_{\text{Rd,w,hor}} = 2F_{\text{w,Rd}}l$ $F_{\text{w,Rd}} = f_{\text{vw,d}}a$ $f_{\text{vw,d}} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w\gamma_{\text{M2}}} = \frac{430/\sqrt{3}}{0,85 \times 1,25} = 233,66 \text{ N/mm}^2$ $\therefore F_{\text{w,Rd}} = 233,66 \times 4 = 934,6 \text{ N/mm}$ $\therefore N_{\text{Rd,w,hor}} = 2 \times 934,6 \times 250 \times 10^{-3} = 467 \text{ kN}$ <p>Spoina przenosi składową poziomą siłę działającą w stężeniu:</p> $N_{\text{Ed,hor}} = N_{\text{Ed}} \sin 40^\circ = 250 \times \sin 40^\circ = 161 \text{ kN}$ <p>Zatem spoina pozioma jest poprawna.</p> <p>Takie samo podejście można zastosować do zaprojektowania spoiny pionowej (blacha węzłowa jest przyspawana do środniczka słupa).</p>		<p>SN017^[4]</p> <p>EN 1993-1-8 § 4.5.3.3</p>

Tytuł	A.6 Przykład praktyczny — połączenie śrubowe pomiędzy rozciągającym prętem stężenia wykonanym z kątownika a blachą węzłową	7 z 7												
<p>6.3. Podsumowanie</p> <p>Poniższa tabela zawiera zestawienie wartości nośności w przypadku krytycznych modeli zniszczenia. Wartość decydującą o nośności połączenia (czyli wartość minimalna) zaznaczono pogrubioną czcionką.</p> <p>Tabela A.2 Zestawienie wartości nośności w śrubowym połączeniu stężenia</p> <table> <tr> <th>Model zniszczenia</th><th colspan="2">Nośność elementu</th></tr> <tr> <td>Śruby poddawane ścinaniu</td><td>$N_{Rd,1}$</td><td>282 kN</td></tr> <tr> <td>Śruby dociskane na ramieniu kątownika</td><td>$N_{Rd,2}$</td><td>471 kN</td></tr> <tr> <td>Kątownik poddawany rozciąganiu</td><td>$N_{Rd,3}$</td><td>407 kN</td></tr> </table> <p>Niektóre modele zniszczenia, takie jak zniszczenia blachy węzłowej przy docisku i przy rozciąganiu, nie zostały sprawdzone w tym przykładzie. Sprawdzenia te nie są konieczne, ponieważ grubość blachy węzłowej jest większa niż grubość kątownika, a zatem łącznik kątowny uległby zniszczeniu przed blachą.</p>		Model zniszczenia	Nośność elementu		Śruby poddawane ścinaniu	$N_{Rd,1}$	282 kN	Śruby dociskane na ramieniu kątownika	$N_{Rd,2}$	471 kN	Kątownik poddawany rozciąganiu	$N_{Rd,3}$	407 kN	
Model zniszczenia	Nośność elementu													
Śruby poddawane ścinaniu	$N_{Rd,1}$	282 kN												
Śruby dociskane na ramieniu kątownika	$N_{Rd,2}$	471 kN												
Kątownik poddawany rozciąganiu	$N_{Rd,3}$	407 kN												