

# **KONSTRUKCJE STALOWE W EUROPIE**

**Jednokondygnacyjne  
konstrukcje stalowe  
Część 2: Projekt koncepcyjny**



**Jednokondygnacyjne  
konstrukcje stalowe  
Część 2: Projekt koncepcyjny**



## PRZEDMOWA

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

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

- Część 1: Poradnik architekta
- Część 2: Projekt koncepcyjny
- Część 3: Oddziaływania
- Część 4: Projekt wykonawczy ram portalowych
- Część 5: Projekt wykonawczy kratownic
- Część 6: Projekt wykonawczy słupów złożonych
- Część 7: Inżynieria pożarowa
- Część 8: Przegrody zewnętrzne budynku
- Część 9: Wprowadzenie do oprogramowania komputerowego
- Część 10: Wzorcowa specyfikacja konstrukcji
- Część 11: Połączenia zginane

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

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

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



## Spis treści

	Nr strony
PRZEDMOWA	iii
STRESZCZENIE	vi
1 WPROWADZENIE	1
1.1 Hierarchia decyzji projektowych	1
1.2 Projekt architektoniczny	2
1.3 Wybór typu budynku	7
1.4 Wymagania projektowe	10
1.5 Zrównoważony rozwój	13
2 ANALIZA PRZYPADKÓW DOTYCZĄCA BUDYNKÓW JEDNOKONDYGNACYJNYCH	15
2.1 Hala produkcyjna, Express Park, Wielka Brytania	15
2.2 Supermarket, Esch, Luksemburg	16
2.3 Stacja obsługi przy autostradzie, Winchester, Wielka Brytania	17
2.4 Hangar konsorcjum Airbus Industrie, Tuluza, Francja	18
2.5 Hala przemysłowa, Krimpen aan den IJssel, Holandia	19
2.6 Centrum dystrybucyjne i biuro, Barendrecht, Holandia	20
3 PROJEKT KONCEPCYJNY RAM PORTALOWYCH	21
3.1 Rama portalowa z dachem dwuspadowym	22
3.2 Stateczność ramy	24
3.3 Stateczność elementów konstrukcyjnych	25
3.4 Projekt wstępny	27
3.5 Połączenia	29
3.6 Inne typy ram portalowych	31
4 PROJEKT KONCEPCYJNY KONSTRUKCJI KRATOWNICOWYCH	37
4.1 Wprowadzenie	37
4.2 Elementy kratownicy	39
4.3 Stateczność ramy	41
4.4 Projekt wstępny	42
4.5 Kratownice ze sztywną ramą	43
4.6 Połączenia	44
5 KONSTRUKCJE Z BELEK SWOBODNIE PODPARTYCH	45
6 SŁUPY ZŁOŻONE	46
7 OKŁADZINY	48
7.1 Pojedynczy arkusz blachy trapezowej	48
7.2 System poszycia podwójnego	48
7.3 Pokrycie łączone na rąbek stojący	50
7.4 Panele kompozytowe lub warstwowe	50
7.5 Projektowanie ścian z uwagi na warunki pożarowe	51
8 PROJEKT WSTĘPNY RAM PORTALOWYCH	52
8.1 Wprowadzenie	52
8.2 Szacunkowe określanie wymiarów elementów	52
LITERATURA	55

## STRESZCZENIE

W niniejszej publikacji podano niezbędne informacje pomocne w wyborze i zastosowaniu konstrukcji stalowych na etapie projektu koncepcyjnego nowoczesnych budynków jednokondygnacyjnych. Głównym przedmiotem zainteresowania są budynki przemysłowe, ale te same informacje można również wykorzystać w innych sektorach, np. w odniesieniu do budynków handlowych, usługowych i rekreacyjnych. Informacje zostały przedstawione w postaci strategii projektowej, anatomii projektu budynku oraz systemów konstrukcyjnych istotnych z punktu widzenia budynków jednokondygnacyjnych. Inne części przewodnika zawierają informacje na temat obciążeń, projektu koncepcyjnego ram portalowych, projektu koncepcyjnego kratownic oraz okładzin.



# 1 WPROWADZENIE

W budynkach jednokondygnacyjnych stosowane są różnego rodzaju konstrukcje stalowe i okładziny metalowe. Pozwala to tworzyć duże, otwarte przestrzenie, które są praktyczne, łatwe w utrzymaniu i mogą być dostosowane od zmieniających się potrzeb. Budynki jednokondygnacyjne stanowią główny rynek zbytu stali. Jednak skala zastosowania stali w tego typu obiektach jest inna w każdym z krajów europejskich.

Budynki jednokondygnacyjne to zwykle duże obiekty zamknięte, może jednak zająć potrzeba wydzielenia w nich przestrzeni dla innych zastosowań, takich jak biura, przeładunek i transport, suwnice itd. Z tego względu przy ich projektowaniu należy wziąć pod uwagę wiele czynników.

Ponieważ coraz większą rolę odgrywają kwestie rozwiązań architektonicznych oraz wpływu na wygląd otoczenia, w projektowanie nowoczesnych budynków jednokondygnacyjnych angażuje się wielu znanych architektów.

W niniejszym rozdziale omówione zostaną powszechnie stosowane typy projektowanych budynków jednokondygnacyjnych oraz zakres ich zastosowania. Dopuszcza się występowanie lokalnych różnic w zależności od przyjętej praktyki, przepisów i możliwości łańcucha dostaw.

## 1.1 Hierarchia decyzji projektowych

Opracowanie rozwiązania projektowego dla budynku jednokondygnacyjnego, takiego jak duży obiekt zamknięty lub zakład przemysłowy, w większym stopniu niż w przypadku innego typu obiektów, np. budynków handlowych lub mieszkalnych, zależy od jego przeznaczenia i przyszłych wymagań odnośnie przestrzeni. Chociaż budynki tego typu pełnią głównie funkcje użytkowe, projektuje się je często z naciskiem na stronę architektoniczną, zgodnie z wymogami planowania przestrzennego i wizerunkiem klienta.

Na etapie projektu koncepcyjnego budynków przemysłowych i dużych obiektów zamkniętych, w zależności od formy i przeznaczenia budynku należy wziąć pod uwagę następujące ogólne wymagania projektowe:

- wykorzystanie przestrzeni, na przykład specjalne wymagania dotyczące obchodzenia się z materiałami i częściami w zakładzie produkcyjnym;
- elastyczność aktualnego i przyszłego wykorzystania przestrzeni;
- szybkość budowy;
- oddziaływanie na środowisko, w tym wymagania dotyczące instalacji i sprawność termiczna;
- estetyka i wpływ na wygląd otoczenia;
- izolacja akustyczna, szczególnie w zakładach produkcyjnych;
- dostęp i bezpieczeństwo;
- czynniki związane ze zrównoważonym rozwojem;
- wymagania dotyczące projektowanego okresu użytkowania i konserwacji, łącznie z kwestią zakończenia eksploatacji.

W celu opracowania projektu koncepcyjnego należy rozważyć te czynniki w oparciu o dany typ budynku jednokondygnacyjnego. Na przykład wymagania odnoszące się do centrum dystrybucji będą różne od tych stawianych zakładowi produkcyjnemu. Przegląd różnych kwestii projektowych dotyczących powszechnie stosowanych typów budynków oraz ich znaczenie przedstawiono w tabeli 1.1.

**Tabela 1.1 Istotne czynniki projektowe w odniesieniu do budynków jednokondygnacyjnych**

Typ budynku jednokondygnacyjnego	Wymagania przestrzenne	Elastyczność zastosowań	Szybkość budowy	Dostęp i bezpieczeństwo	Standaryzacja elementów	Oddziaływanie na środowisko	Estetyka i wpływ na wygląd otoczenia	Izolacja akustyczna	Projektowany okres użytkowania, konserwacja i ponowne wykorzystanie
Magazyn wysokiego składowania	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	✓		
Zakład produkcyjny	✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓		✓	✓✓	✓
Centrum dystrybucji	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓	✓		✓
Hipermarket	✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓		✓
Magazyn/chłodnia	✓	✓	✓	✓✓	✓	✓✓	✓		✓✓
Biuro i zakład produkcji lekkiej	✓	✓	✓	✓	✓	✓✓	✓	✓✓	✓
Zakład przetwarzania	✓		✓	✓✓	✓	✓		✓✓	✓
Centrum rekreacji	✓	✓✓	✓	✓	✓	✓✓	✓✓	✓	✓
Hala sportowa	✓✓	✓✓	✓	✓	✓	✓✓	✓✓		✓
Hala wystawowa	✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓
Hangar samolotowy	✓✓	✓	✓	✓✓	✓	✓	✓	✓	✓

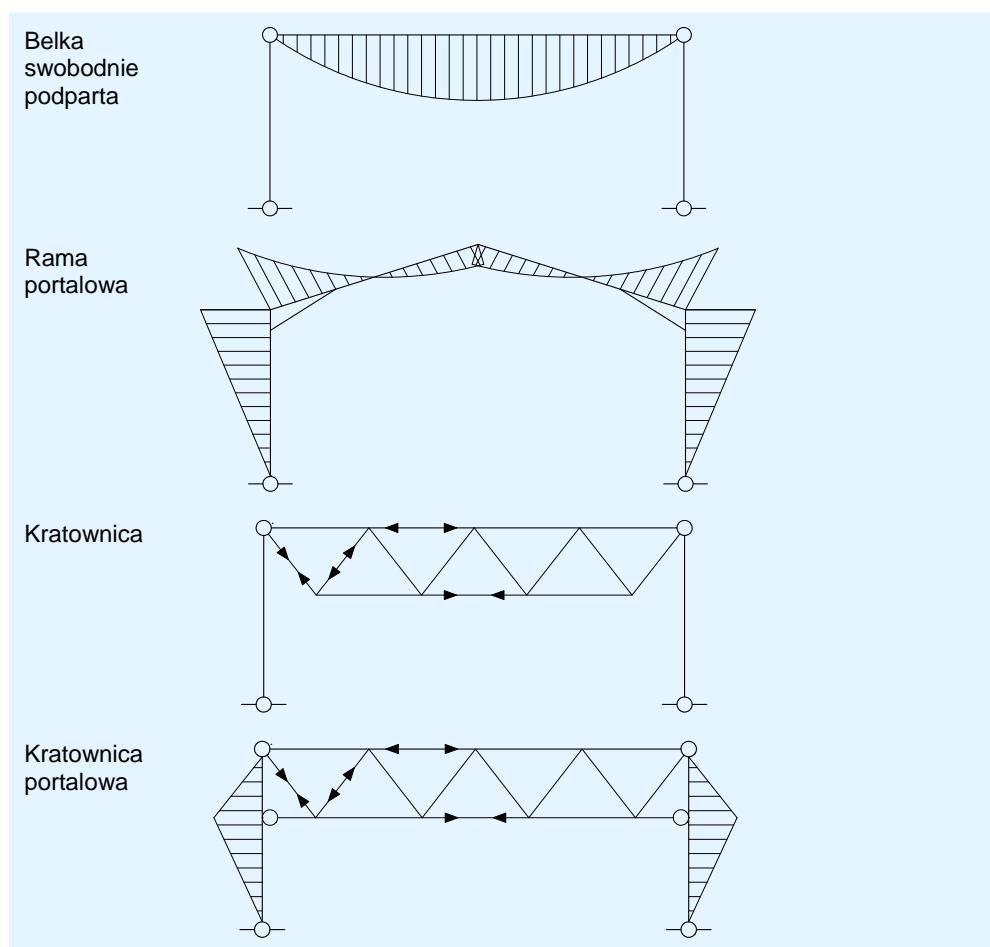
Legenda: Brak oznaczenia = nieważne ✓ = ważne ✓✓ = bardzo ważne

## 1.2 Projekt architektoniczny

Nowoczesne budynki jednokondygnacyjne wykonane przy zastosowaniu stali są zarówno funkcjonalne, jak i atrakcyjne pod względem architektonicznym. Poniżej przedstawiono różnego rodzaju przykłady wraz z krótkim opisem koncepcji projektowej. Możliwe jest zastosowanie różnych rozwiązań konstrukcyjnych, które przedstawiono w rozdziałach 2 i 3.

### 1.2.1 Forma budynku

Podstawowy układ konstrukcyjny budynku jednokondygnacyjnego może należeć do jednego z kilku różnych typów ogólnych, jak pokazano na rysunku 1.1. Rysunek przedstawia koncepcyjny przekrój poprzeczny każdego typu budynku, z uwagami dotyczącymi koncepcji konstrukcji, typowych sił i momentów wynikających z obciążeń grawitacyjnych.



Rysunek 1.1 Koncepcje konstrukcyjne

Poniżej opisano podstawowe koncepcje projektowe każdego typu konstrukcji:

### **Prosta belka dachowa podparta na słupach**

Stosuje się zwykle ograniczoną rozpiętość — do około 20 m. Belka dachowa może być wstępnie wygięta. Na dachu i wszystkich elewacjach wymagane jest zastosowanie stężeń, aby zapewnić stateczność w płaszczyźnie i stateczność wzdłużną.

### **Rama portalowa**

Rama portalowa to rama sztywna z połączeniami odpornymi na zginanie w celu zapewnienia stateczności w płaszczyźnie. Rama portalowa może być jednonawowa lub wielonawowa, jak pokazano na rysunku 1.2. Elementami konstrukcyjnymi są na ogół zwykle kształtowniki walcowane, przy czym nośność rygla jest podwyższona miejscowo dzięki zastosowaniu wzmocnień węzłów (skosów). W wielu przypadkach podstawy ramy są połączone przegubowo.

Stateczność wzdłużną gwarantuje kombinacja stężenia dachowego zastosowanego w jednej lub obu przęsłach końcowych i stężenia pionowego na elewacjach. Jeżeli na elewacjach nie można zastosować stężenia pionowego (np. ze względu na drzwi przemysłowe), stateczność zapewnia często sztywna rama umieszczona wewnątrz elewacji.

### Kratownice

Konstrukcje kratownicowe wyposażone są zwykle w stężenia dachowe i stężenia pionowe na każdej elewacji w celu zapewnienia stateczności w obu kierunkach ortogonalnych, jak pokazano na rysunku 1.4. Kratownice mogą mieć różne kształty, tworząc dachy zewnętrzne o niewielkim lub dużym spadku.

Konstrukcja kratownicowa może być również zaprojektowana jako konstrukcja sztywna w płaszczyźnie, chociaż w celu zapewnienia stateczności ramy częściej stosuje się stężenia.

### Inne formy konstrukcji

Słupy złożone (dwie belki proste połączone tak, aby tworzyły słup złożony) stosuje się często do przenoszenia dużych obciążeń, takich jak dźwignice. Takie słupy można stosować w konstrukcjach portalowych, ale zwykle stosuje się je ze sztywnymi podstawami i stężeniami dla zapewnienia stateczności w płaszczyźnie.

Można zastosować zewnętrzne lub podwieszane konstrukcje wsporcze, jak pokazano na Figure 1.6, lecz takie rozwiązania nie są zbyt popularne.



Rysunek 1.2 Wielonawowa konstrukcja ramy portalowej





Rysunek 1.3 Zastosowanie łukowych belek ażurowych w ramie portalowej



Rysunek 1.4 Kratownice dachowe i słupy złożone



Rysunek 1.5 Łukowe belki ażurowe zastosowane w centrum rekreacji



Rysunek 1.6 Konstrukcja zewnętrzna podpierająca budynek jednokondygnacyjny

### 1.3 Wybór typu budynku

Zastosowanie ram portalowych uważa się za bardzo ekonomiczny sposób wykonania konstrukcji jednokondygnacyjnego obiektu zamkniętego. Ich efektywność zależy od metody badawczej oraz założeń dotyczących utwierdzeń elementów konstrukcyjnych, jak pokazano w tabeli 1.2. Założenia dotyczące stateczności elementów mogą być różne w zależności od kraju.

**Tabela 1.2 Efektywny projekt ramy portalowej**

Najbardziej efektywny	Najmniej efektywny
Analiza przy użyciu programu do obliczania własności sprężystych i plastycznych	Analiza sprężysta
Okładzina, która ma utwierdzać pas płatwi i szyny boczne	Nieutwierdzone płatwie i szyny boczne
Płatwie i szyny boczne stosowane do utwierdzenia obu pasów konstrukcji stalowej z elementów walcowanych na gorąco	Nieutwierdzony pas wewnętrzny konstrukcji stalowej z elementów walcowanych na gorąco
Wykorzystana nominalna sztywność podstawy	Nieuwzględniona nominalna sztywność podstawy

Argumenty przemawiające za wyborem konstrukcji z belek swobodnie podpartych, ram portalowych lub kratownic podano w tabeli 1.3.

**Tabela 1.3 Porównanie podstawowych form konstrukcyjnych stosowanych w budynkach jednokondygnacyjnych**

Belka swobodnie podparta	Rama portalowa	Kratownica
<b>Zalety</b>		
Prosty projekt	Duża rozpiętość	Możliwe bardzo duże rozpiętości
	Projekt zapewniający stateczność względem wyboczenia w płaszczyźnie	Możliwość przenoszenia dużych obciążeń
	Istnieje możliwość dostosowania rozmiarów i skosów elementów konstrukcyjnych w celu zwiększenia efektywności	Nieznaczne ugięcie
<b>Wady</b>		
Stosunkowo niewielka rozpiętość	Wymagane oprogramowanie do efektywnego projektowania	Na ogół bardziej kosztowna produkcja
Stężenie potrzebne dla zapewnienia stateczności względem wyboczenia w płaszczyźnie	Ograniczenie do stosunkowo małych obciążeń pionowych i niewielkich dźwignic w celu uniknięcia zbyt dużych ugięć	Na ogół stosuje się stężenie dla zapewnienia stateczności względem wyboczenia w płaszczyźnie
Brak oszczędności ze względu na ciągłość		



### 1.3.1 Typy okładzin

Poniżej opisano główne typy pokryć dachowych i okładzin ściennych stosowanych w budynkach jednokondygnacyjnych.

#### Pokrycie dachowe

- Wielowarstwowe lub dwuwarstwowe pokrycie dachowe rozpostarte pomiędzy drugorzędnymi elementami konstrukcji, takimi jak płatwie.
- Panele kompozytowe (zwane także panelami warstwowymi) rozpostarte pomiędzy płatwiami.
- Wysoka blacha profilowana rozpostarta pomiędzy głównymi ramami i podtrzymująca izolację, z zewnętrznym pokryciem metalowym lub wodoszczelną membraną.

#### Ściany

- Arkusze blachy ułożone pionowo i wsparte na szynach bocznych.
- Arkusze blachy lub konstrukcyjne kasety wzdłużne rozpostarte poziomo pomiędzy słupami.
- Panele kompozytowe lub warstwowe rozpostarte poziomo pomiędzy słupami, bez konieczności stosowania szyn bocznych.
- Metalowe panele kasetonowe wsparte na szynach bocznych.

Na jednej elewacji można zastosować kilka różnych rodzajów okładzin w celu uzyskania pożądanego efektu wizualnego. Przykłady zilustrowano na rysunku 1.7, 1.8 oraz 1.9. Często jako ścianę cokołową poniżej poziomu okien stosuje się mur ceglany, aby zapewnić odporność na urazy mechaniczne, jak pokazano na rysunku 1.8.



Rysunek 1.7 Arkusze blachy rozłożone poziomo





**Rysunek 1.8** Duże okna i zastosowanie paneli kompozytowych z ceglaną ścianą cokołową



**Rysunek 1.9** Poziome panele kompozytowe i okna wstęgowe

## 1.4 Wymagania projektowe

Poniżej przedstawiono wymagania projektowe w odniesieniu do budynków jednoprzęsłowych.

### 1.4.1 Oddziaływania

#### Oddziaływania stałe

Oddziaływania stałe to ciężar własny konstrukcji, drugorzędnej konstrukcji stalowej oraz okładziny. Można je wyliczyć w oparciu o normę EN 1991-1-1.

Typowy ciężar materiałów stosowanych w pokryciach dachowych podano w tabeli 1.4.

Jeśli dach przenosi jedynie normalne obciążenia użytkowe (tj. bez podwieszanych urządzeń i tym podobnych), na powierzchni dachu w rzucie poziomym ciężar własny ramy stalowej wynosi zwykle od 0,2 do 0,4 kN/m<sup>2</sup>.

**Tabela 1.4** Typowe ciężary materiałów dachowych

Material	Ciężar (kN/m <sup>2</sup> )
Stalowe pokrycie dachowe (pojedyncze)	0,07 – 0,12
Aluminiowe pokrycie dachowe (pojedyncze)	0,04
Izolacja (płyty, na 25 mm grubości)	0,07
Izolacja (włókno szklane, na 100 mm grubości)	0,01
Kasety wzdłużne (0,4 mm – 0,7 mm grubości)	0,04 – 0,07
Panele kompozytowe (40 mm – 100 mm grubości)	0,1 – 0,15
Płatwie stalowe (rozmieszczone na powierzchni dachu)	0,03
Blacha stalowa	0,2
Trzy warstwy papy pokryte drobnym kruszywem	0,29
Płytką łupkowa	0,4 – 0,5
Dachówki (ceramiczne lub cementowe)	0,6 – 0,8
Dachówki (ceramiczne zakładkowe)	0,5 – 0,8
Drewniane łąty dachowe	0,1

#### Oddziaływania zmienne

Oddziaływania zmienne należy określić zgodnie z następującymi częściami Eurokodów:

EN 1991-1-1 w przypadku obciążeń użytkowych dachu,

EN 1991-1-3 w przypadku obciążenia śniegiem,

EN 1991-1-4 w przypadku oddziaływań wiatru.

Zgodnie z zaleceniem normy EN 1991-1-1 w przypadku dachów dostępnych jedynie w celu konserwacji i naprawy (kategoria H) obciążenie powinno być rozłożone równomiernie i wynosić 0,4 kN/m<sup>2</sup>. Zalecana jest również wartość obciążenia skupionego równa 1,0 kN, ale ma ono wpływ jedynie na projekt pokrycia, a nie na główne elementy konstrukcyjne.

Norma EN 1991-1-3 zawiera kilka przykładów możliwych przypadków obciążeń śniegiem, łącznie ze śniegiem rozłożonym równomiernie i śniegiem naniesionym, który występuje zwykle w koszach dachu, za attykami itd. Istnieje również możliwość wystąpienia wyjątkowych obciążeń śniegiem.

Wartość obciążenia śniegiem zależy od lokalizacji budynku i wysokości nad poziomem morza.

Do określania oddziaływań wiatru, które zależą od wysokości, odległości od morza i otaczającego terenu, stosuje się normę EN 1991-1-4.

Sposób określania obciążeń opisano szczegółowo w osobnym rozdziale niniejszego przewodnika.

Obciążenia związane z instalacjami mogą się znacznie różnić w zależności od przeznaczenia budynku. Typowe obciążenie instalacjami mierzone w rzucie poziomym może wynosić pomiędzy 0,1 a 0,25 kN/m<sup>2</sup> i zależy od przeznaczenia budynku. Jeśli uwzględnione mają być obciążenia urządzeniami obiegu powietrza lub innym większym sprzętem, należy dokładnie obliczyć obciążenie instalacjami.

### 1.4.2 Wpływ temperatury

W teorii ramy stalowe rozszerzają się i kurczą pod wpływem temperatury. Często zmiana temperatury samej konstrukcji stalowej jest o wiele mniejsza niż jakakolwiek zmiana temperatury zewnętrznej, ponieważ konstrukcja jest osłonięta. Przyjmuje się na ogół, że zakres ruchu przy zastosowaniu śrub w luźnych otworach wystarcza, aby zniwelować efekty zmian położenia wynikających z temperatury.

Zaleca się unikanie w miarę możliwości złączy kompensacyjnych, ponieważ są one kosztowne i trudne do uszczegółowienia w celu utrzymania odpornej na zmiany pogodowe przegrody zewnętrznej. Zamiast stosować złącza kompensacyjne, ramę można przeanalizować pod kątem wpływu zmiany temperatury na konstrukcję. Oddziaływania temperatury można określić na podstawie normy EN 1991-1-5, a kombinacje oddziaływań można zweryfikować zgodnie z normą EN 1990. W większości przypadków elementy konstrukcyjne zostaną uznane za odpowiednie.

Powszechna praktyka w przypadku budynków przemysłowych w Europie Północnej (przy braku obliczeń) pokazuje, że nie ma potrzeby stosowania złączy kompensacyjnych, jeśli długość budynku nie przekracza 150 m. W cieplejszych warunkach klimatycznych przyjętym sposobem postępowania jest ograniczenie długości do ok. 80 m. Chociaż zasady dobrej praktyki sugerują umieszczanie stężenia pionowego w połowie długości konstrukcji, tak aby umożliwić swobodne rozprężenie na obu jej krańcach, to rozwiązanie nie zawsze jest możliwe lub pożądane. Wiele konwencjonalnych budynków przemysłowych ma stężenia na każdym krańcu lub w odstępach wzdłuż całej konstrukcji bez stosowania złączy kompensacyjnych i takie rozwiązanie sprawdza się znakomicie.

### 1.4.3 Izolacyjność termiczna i szczelność powietrzna

Izolacyjność termiczna jednokondygnacyjnych budynków i obiektów zamkniętych jest szczególnie istotna ze względu na ich dużą powierzchnię. Pojęcie izolacyjności termicznej obejmuje także zapobieganie zbytnej utracie ciepła w wyniku przenikania powietrza, czyli tzw. szczelność powietrzną.

Istnieje silna zależność pomiędzy typami okładzin a izolacyjnością termiczną budynku. Nowoczesne systemy okładzin stalowych, jak np. panele kompozytowe, mogą osiągać wartości współczynnika  $U$  niższe niż  $0,2 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ .

Oceny szczelności powietrznej dokonuje się na podstawie badań w pełnej skali przeprowadzanych po zakończeniu budowy, podczas których wnętrze obiektu poddane jest próbie ciśnieniowej przy różnicy ciśnień wewnątrz i na zewnątrz budynku wynoszącej  $50 \text{ Pa}$  (wartość ta może się różnić w zależności od kraju). Dokonuje się pomiaru objętości powietrza utraconego, a zmierzona wartość powinna być mniejsza od określonego limitu — zwykle jest to  $10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{godzinę}$ .

### 1.4.4 Ognioodporność

Wymagania dotyczące ognioodporności zależą od wielu czynników, takich jak zawartość materiałów palnych w budynkach, efektywne sposoby ewakuacji i wskaźnik zagęszczenia (np. w miejscach publicznych). Budynki jednokondygnacyjne są zwykle dobrze przygotowane do ewakuacji a większość obiektów zamkniętych projektowana jest z uwzględnieniem okresów ognioodporności wynoszących 30 minut lub mniej. Wyjątkiem mogą być przestrzenie biurowe przy takich budynkach.

W przepisach krajowych nacisk kładziony jest zwykle na ograniczenie rozprzestrzeniania się ognia na przylegające obiekty, a nie na własności konkretnego budynku, zwłaszcza gdy jest to obiekt przemysłowy. Czynnikiem decydującym jest często odległość od sąsiedniej granicy. Jeśli takie przepisy mają zastosowanie, wybieranym zwykle rozwiązaniem jest zapewnienie odporności na zniszczenie elewacji sąsiadującej z granicą. W tym celu stosuje się zazwyczaj okładzinę ognioodporną i zapewnia się stateczność głównej konstrukcji nośnej — chroniąc konstrukcję stalową danej elewacji i projektując ją tak, aby była odporna na siły przyłożone przez części konstrukcji, które uległy zniszczeniu.

W przypadku wielu typów budynków, jak np. sale wystawowe, można — korzystając z inżynierii pożarowej — przeprowadzić analizę w celu wykazania, że zastosowane środki zaradcze skutecznie zmniejszają temperaturę pożaru do takiego poziomu, przy którym konstrukcja jest w stanie wytrzymać obciążenia przyłożone w sytuacji pożaru bez dodatkowej ochrony przeciwpożarowej.

## 1.5 Zrównoważony rozwój

Konstrukcja budowana zgodnie z zasadami zrównoważonego rozwoju musi uwzględniać trzy aspekty:

- Kryteria środowiskowe
- Kryteria ekonomiczne
- Kryteria społeczne

Konstrukcje stalowe spełniają trzy wymienione kryteria.

### Kryteria środowiskowe

Stal należy do materiałów, które są najczęściej odzyskiwane i ponownie przetwarzane. Około 84% stali przetwarza się ponownie bez utraty wytrzymałości ani jakości, a 10% powtórnie się wykorzystuje. Przedłużenie czasu eksploatacji budynku jest zwykle bardziej korzystne niż jego rozbiórka. Konstrukcja stalowa ułatwia to zadanie dzięki dużym przestrzeniom bez słupów, które zapewniają elastyczność podczas zmian w sposobie użytkowania obiektu. Postęp w produkcji surowców oznacza mniejsze zużycie wody i energii w procesie produkcji, a także pozwala na znaczną redukcję hałasu i zanieczyszczeń oraz ograniczenie emisji CO<sub>2</sub>.

### Kryteria ekonomiczne

W przypadku konstrukcji stalowej różne elementy konstrukcyjne łączą się, tworząc zintegrowany projekt. Materiały są produkowane, wytwarzane z części i konstruowane w wydajnych procesach produkcyjnych. Wykorzystanie materiału jest wysoce zoptymalizowane, a odpady praktycznie wyeliminowane. Konstrukcje tego typu są wykorzystywane we wszystkich obszarach współczesnego życia, w tym w logistyce, usługach, handlu oraz produkcji, tworząc infrastrukturę, od której zależne jest społeczeństwo. Konstrukcje stalowe charakteryzują się niskimi kosztami inwestycyjnymi, optymalnymi kosztami operacyjnymi i wyjątkową elastycznością użytkowania budynku, a także wysoką jakością, funkcjonalnością, estetyką i krótkim czasem budowy.

### Kryteria społeczne

Wysoki odsetek elementów budynków stalowych produkowanych poza miejscem budowy oznacza, że warunki pracy są bezpieczniejsze i kontrolowane, a obszar pracy jest chroniony przed zjawiskami atmosferycznymi. Stałe miejsce przebywania pracowników przyczynia się do rozwoju społeczności, życia rodzinnego i kwalifikacji. Stal nie uwalnia żadnych szkodliwych substancji do otoczenia, a budynki stalowe są solidnym, bezpiecznym rozwiązaniem.



### **Konstrukcje jednokondygnacyjne**

Projektowanie budynków niskich jest coraz bardziej zależne od doktryny zrównoważonego rozwoju, określonej przez takie kryteria jak:

- Efektywne wykorzystywanie materiałów i odpowiedzialne zaopatrywanie się w materiały
- Eliminacja odpadów w procesach produkcyjnych i budowlanych
- Efektywność energetyczna eksploatowanego budynku, łącznie z poprawą szczelności
- Środki mające na celu zmniejszenie zużycia wody
- Poprawa komfortu wewnątrz budynku
- Ogólne kryteria zarządzania i planowania, takie jak: powiązanie z transportem publicznym, estetyka oraz zachowanie wartości ekologicznych

Budynki wykonane w konstrukcji stalowej można tak zaprojektować, aby spełniały wszystkie powyższe kryteria. Niektóre uznane zalety stali z perspektywy zrównoważonego rozwoju to:

- Konstrukcje stalowe są solidne i mogą być długo eksploatowane. Konstrukcje stalowe, których szczegóły zostały prawidłowo ustalone i które są właściwie konserwowane mogą być wykorzystywane bez końca
- 10% kształtowników ze stali konstrukcyjnej trafia do ponownego użytku<sup>[1]</sup>
- Około 95% kształtowników ze stali konstrukcyjnej podlega ponownemu przetworzeniu
- Produkty stalowe, w szczególności komponenty modułowe lub ramy stalowe, mogą potencjalnie zostać zdemontowane i ponownie wykorzystane
- Konstrukcje stalowe są lekkie i wymagają mniejszych fundamentów niż inne materiały
- Stal jest efektywnie wytwarzana w przemysłowych, kontrolowanych procesach
- Wszystkie odpady są ponownie przetwarzane. Brak odpadów na miejscu budowy
- Wykonanie budynku w konstrukcji stalowej maksymalnie zwiększa możliwość i łatwość jego rozbudowy oraz zmiany sposobu jego wykorzystania
- Przegrody zewnętrzne budynku mogą charakteryzować się wysokim stopniem izolacji termicznej
- Prefabrykowane systemy konstrukcyjne są szybko montowane i są o wiele bezpieczniejsze w trakcie realizacji procesów budowlanych

W krajach europejskich istnieją różne środki oceny zgodności z zasadami zrównoważonego rozwoju<sup>[2]</sup>.

## 2 ANALIZA PRZYPADKÓW DOTYCZĄCA BUDYNKÓW JEDNOKONDYGNACYJNYCH

W poniższej analizie przypadków opisano wykorzystanie stali w budynkach jednokondygnacyjnych, takich jak salony wystawowe, zakłady produkcyjne, supermarkety i podobne obiekty.

### 2.1 Hala produkcyjna, Express Park, Wielka Brytania



**Rysunek 2.1 Rama portalowa w trakcie montażu**

Rama portalowa pokazana na rysunku 2.1 jest częścią nowego zakładu produkcyjnego firmy Homeseeker Homes wytwarzającej przenośne domy do montażu na specjalnych osiedlach mieszkaniowych. Projekt składa się z hali produkcyjnej o długości 150 m, przyległego obiektu biurowego i osobnego budynku magazynu materiałów.

Halę produkcyjną tworzy dwuspadowa rama portalowa o rozpiętości 35 m i wysokości 9 m do spodniej części skosu. Hala produkcyjna musi pomieścić cztery suwnice bramowe, każda o dopuszczalnym obciążeniu roboczym 5 t. Dwie suwnice mogą być używane razem i wówczas należy dokładnie obliczyć siły powstałe przy takim obciążeniu. Wzrost obciążenia wzdłużnego od suwnic jest przejmowany przez stężenie elewacji, które zapewnia także stateczność wzdłużną. W hali produkcyjnej nie ma złączy kompensacyjnych — stężenie zaprojektowano tak, by wytrzymało obciążenia wynikające z rozszerzalności cieplnej.

Dla lepszej kontroli ugięcia bocznego na wysokości szyn suwnicy, ramy, w odległościach co 6 m, są nieco sztywniejsze niż odpowiadające im konstrukcje bez suwnic. Wysokość słupów wynosi 762 mm, a rygli — 533 mm.

Aby zmniejszyć ugięcie różnicowe pomiędzy ramą końcową a ramą przedostatnią, na szczytach budynku stosuje się ramy portalowe zamiast stężanych ram szczytowych złożonych ze słupów i swobodnie podpartych rygli.

Zakład znajduje się stosunkowo blisko granicy działki budowlanej, co oznacza, że elewacje graniczne musiały zostać zaprojektowane z uwzględnieniem specjalnych czynników. Przeanalizowano przypadek obciążenia w warunkach pożaru, a podstawy słupów zaprojektowano w taki sposób, aby wytrzymały moment wywracający pochodzący od silnie zniekształconych rygli. Również okładzina na elewacjach granicznych została dobrana tak, aby zapobiec rozprzestrzenianiu się ognia.

Przewidziana w projekcie konstrukcja stalowa o wadze 380 t została wykonana w ciągu 6 tygodni.

## 2.2 Supermarket, Esch, Luksemburg



**Rysunek 2.2 Supermarket w mieście Esch w Luksemburgu — zastosowanie łukowych belek ażurowych**



Aby wykonać nieosłoniętą konstrukcję stalową w supermarkecie w Esch w Luksemburgu, zastosowano łukowe belki ażurowe o rozpiętości 20 m, jak pokazano na rysunku 2.2. Belki wykonano z kształtowników HEB 450, które zostały przycięte i ponownie zespane, aby uzyskać belki z otworami o średnicy 400 mm. Łukowe ramy ażurowe umieszczono w odległościach 7,5 m, przy czym wysokość słupów wynosi także 7,5 m, co pokazano na rysunku 2.3. Konstrukcję zaprojektowano zgodnie z zasadami inżynierii pożarowej, aby uzyskać ognioodporność 90 minut bez dodatkowej ochrony przeciwpożarowej.



Rysunek 2.3 Konstrukcja ramy portalowej z łukowych belek ażurowych

## 2.3 Stacja obsługi przy autostradzie, Winchester, Wielka Brytania

Belki ażurowe są atrakcyjnym rozwiązaniem w przypadku budynków użyteczności publicznej o dużej rozpiętości, takich jak restauracja na stacji obsługi przy autostradzie w Winchester w Wielkiej Brytanii pokazana na rysunku 2.4. W konstrukcji belki ażurowe o podwójnej krzywiznie i wysokości 600 mm rozciągają się na 18 m, przechodząc przez ażurowe belki główne o wysokości 1,2 m i rozpiętości 20 m umieszczone pomiędzy słupami z dwuteowników szerokostopowych. Dodatkowo belki te umożliwiają rozmieszczenie instalacji technicznej nad obszarem kuchennym.



Rysunek 2.4 Belki ażurowe o podwójnej krzywiźnie i belki główne

## 2.4 Hangar konsorcjum Airbus Industrie, Tuluza, Francja

Hala produkcyjna konsorcjum Airbus w Tuluzie ma powierzchnię 200 000 m<sup>2</sup>, jej wysokość wynosi 45 m, a rozpiętość 117 m. Składa się ona z wiązarów kratowych o wysokości 8 m, zbudowanych z dwuteowników szerokostopowych. Przekroje słupów złożonych zapewniają stateczność konstrukcji dachu. Budynek w trakcie montażu pokazano na rysunku 2.5. Drzwi przesuwne zapewniają otwór o wymiarach 117 m × 32 m na szczycie budynku. Zamontowano dwie równoległe dźwignice jezdne, każda o rozpiętości 50 m i udźwigu 20 ton.



Rysunek 2.5 Widok hangaru konsorcjum Airbus Industrie w trakcie montażu

## 2.5 Hala przemysłowa, Krimpen aan den IJssel, Holandia

Omawiana hala produkcyjna ma 85 m długości, 40 szerokości i 24 m wysokości. Na szczycie budynku znajdują się drzwi o pełnej wysokości, jak pokazano na rysunku 2.6. Konstrukcja dachu składa się z kratownicy skośnej. Ze względu na brak stężenia w ścianach szczytowych, konstrukcję zaprojektowano w taki sposób, aby stateczność zapewniały słupy oraz stężenia płaskie w dachu i ścianach bocznych.



Rysunek 2.6 Montaż drzwi w budynku firmy Hollandia w mieście Krimpen aan den IJssel



## 2.6 Centrum dystrybucyjne i biuro, Barendrecht, Holandia

Omawiane centrum dystrybucyjne jednej z wiodących sieci supermarketów w Holandii ma powierzchnię 26 000 m<sup>2</sup> i składa się z tradycyjnej konstrukcji stalowej obejmującej powierzchnię dystrybucyjną oraz z powierzchni biurowej o wysokości dwóch kondygnacji, zawieszanej nad drogą dojazdową, jak pokazano na rysunku 2.7. Wspomniany budynek biurowy o długości 42 m obejmuje wspornik o długości 12 m, który opiera się na wewnętrznej konstrukcji stalowej wysokiej na dwie kondygnacje i wyposażonej w stężenie ukośne. Konstrukcja składa się z belek z dwuteowników szerokostopowych oraz słupów ze stężeniem rurowym.

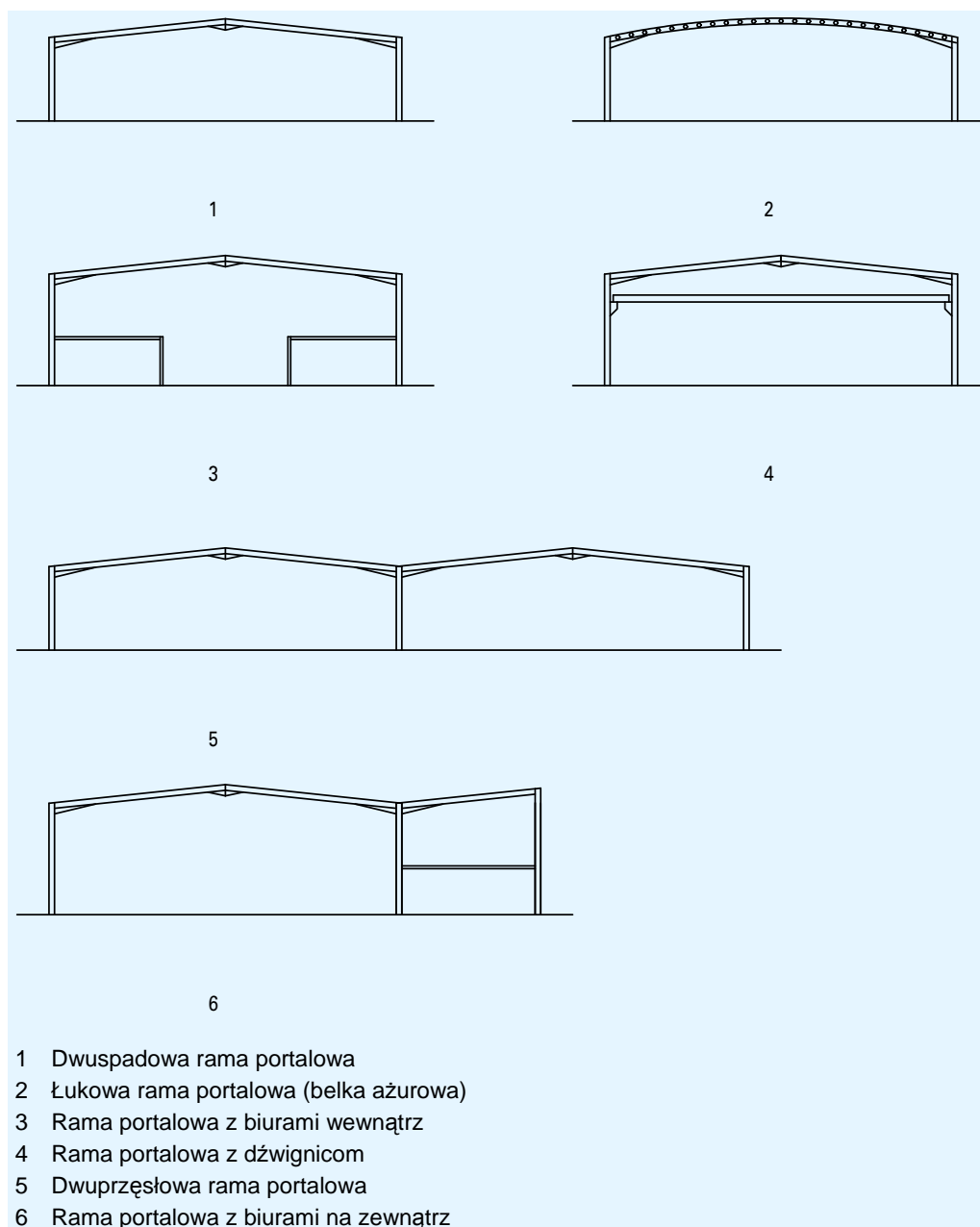
Zarówno magazyn, jak i budynki biurowe wyposażono w instalację tryskaczową w celu zmniejszenia ryzyka pożaru, a konstrukcję stalową pokryto przeciwogniową powłoką ochronną, aby mogła pozostać nieosłonięta wewnątrz budynku. Temperatura wewnątrz magazynu wynosi 2°C, a konstrukcja stalowa obiektu biurowego jest izolowana termicznie od części magazynowej.



Rysunek 2.7 Centrum dystrybucyjne, Barendrecht, Holandia — konstrukcja biura z wspornikiem stężonym

### 3 PROJEKT KONCEPCYJNY RAM PORTALOWYCH

Stalowe ramy portalowe są powszechnie stosowane, ponieważ łączą efektywność konstrukcyjną z funkcjonalnością formy. Korzystając z tej samej koncepcji konstrukcyjnej, można zaprojektować różne konfiguracje ram portalowych, jak pokazano na rysunku 3.1.

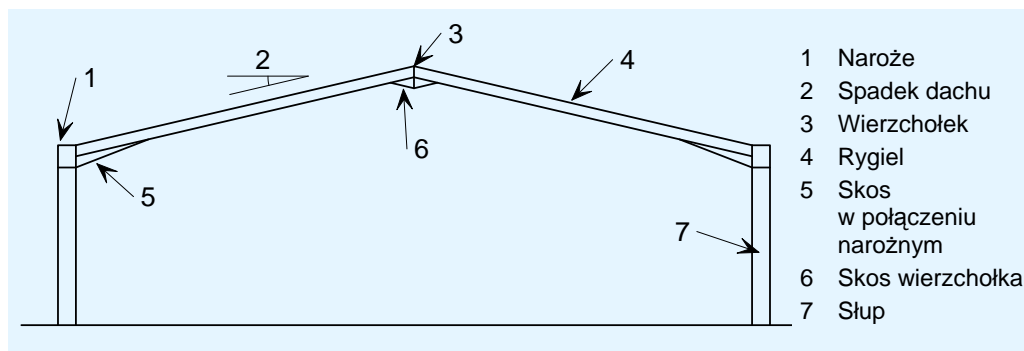


Rysunek 3.1 Różne typy ram portalowych

### 3.1 Rama portalowa z dachem dwuspadowym

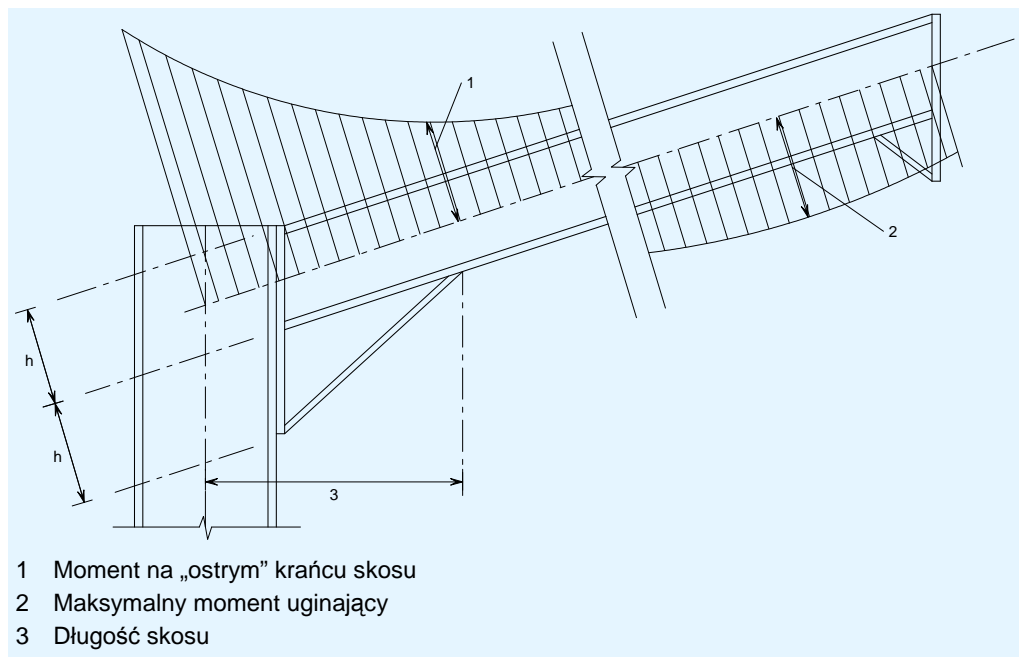
Jednoprzęsłowa symetryczna rama portalowa (jak pokazano na rysunku 3.2) ma zwykle następujące cechy:

- Jej rozpiętość mieści się w zakresie od 15 m do 50 m (najbardziej efektywna jest rozpiętość pomiędzy 25 m a 35 m).
- Wysokość naroża (od podstawy do linii środkowej rygla) wynosi od 5 m do 10 m (zwykle przyjmuje się 7,5 m). Wysokość naroża zależy od określonej wysokości pomiędzy górną powierzchnią stropu a spodnią częścią skosu.
- Spadek dachu mieści się w zakresie od  $5^{\circ}$  do  $10^{\circ}$  (zwykle przyjmuje się  $6^{\circ}$ ).
- Rozstaw ram wynosi od 5 m do 8 m (większy rozstaw stosuje się przy ramach portalowych o większej rozpiętości).
- Jako elementy konstrukcyjne stosuje się raczej dwuteowniki niż dwuteowniki szerokostopowe, ponieważ muszą one przenosić duże momenty zginające i zapewnić sztywność w płaszczyźnie.
- Zwykle stosuje się kształtowniki S235 lub S275. W związku z tym, że ugięcia mogą być krytyczne, stal o podwyższonej wytrzymałości nie ma zwykle zastosowania.
- W ryglach stosuje się skosy przy narożu, aby zwiększyć nośność rygli przy zginaniu i ułatwić połączenie śrubowe ze słupem.
- Przy wierzchołku stosuje się niewielkie skosy, aby ułatwić zastosowanie połączenia śrubowego.



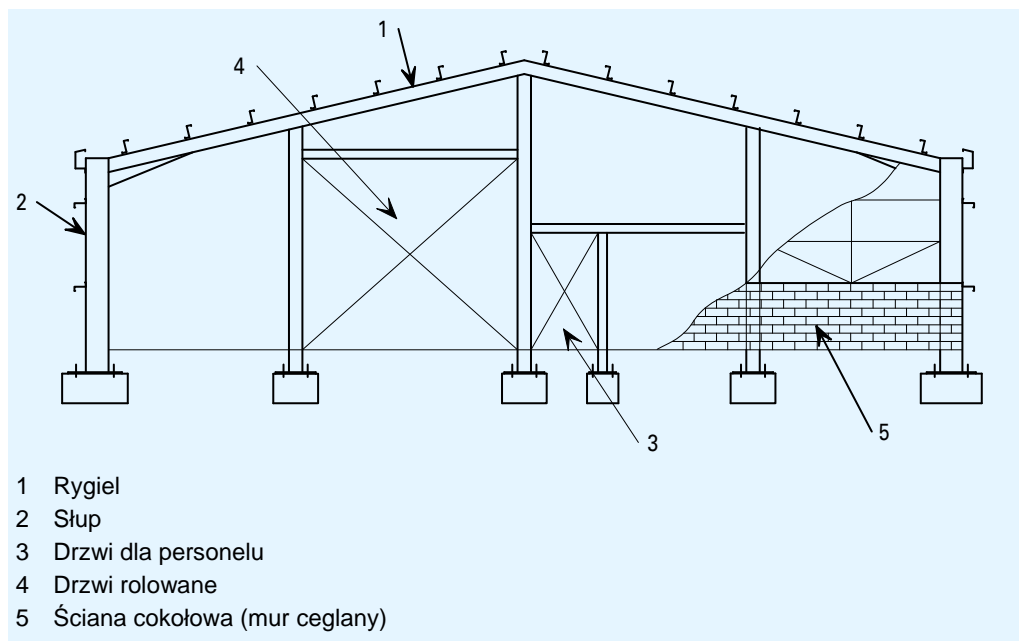
**Rysunek 3.2 Jednoprzęsłowa symetryczna rama portalowa**

Skos w połączeniu narożnym wycina się zwykle z kształtownika walcowanego o tym samym lub nieznacznie większym rozmiarze co rygiel, a następnie łączy metodą spawania do spodniej części rygla. Długość skosu w połączeniu narożnym wynosi zwykle 10% rozpiętości. Oznacza to, że moment zginający przy przeginianiu na „ostrym” krańcu skosu jest w przybliżeniu równy maksymalnemu momentowi zginającemu przy ugięciu bliżej wierzchołka, jak pokazano na rysunku 3.3.



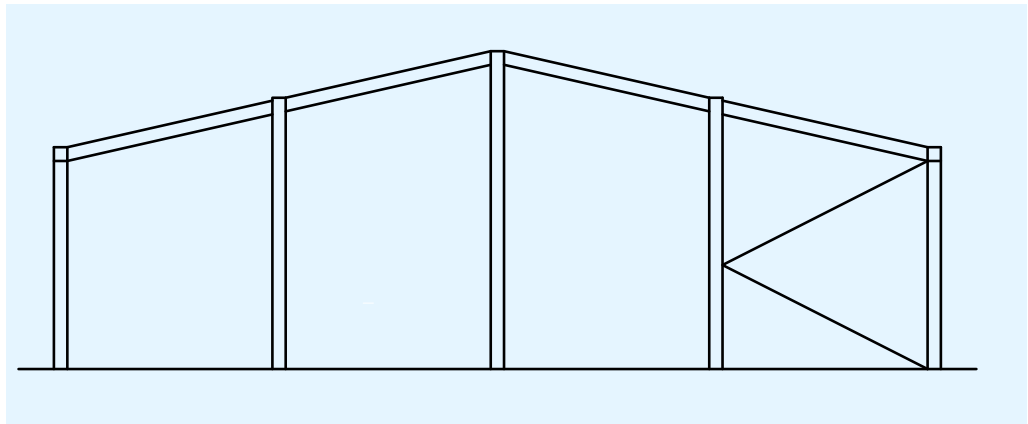
**Rysunek 3.3 Moment zginający ryglu i długość skosu**

Ramy końcowe ramy portalowej nazywa się zwykle ramami szczytowymi. Ramy szczytowe mogą być takie same jak ramy wewnętrzne, chociaż przenoszą lżejsze obciążenia. Jeśli planowana jest rozbudowa obiektu, jako ram szczytowych używa się ram portalowych, aby zredukować wpływ prac konstrukcyjnych. Typową ramę szczytową pokazano na rysunku 3.4.



**Rysunek 3.4 Typowe szczegóły ramy szczytowej budynku o konstrukcji portalowej**

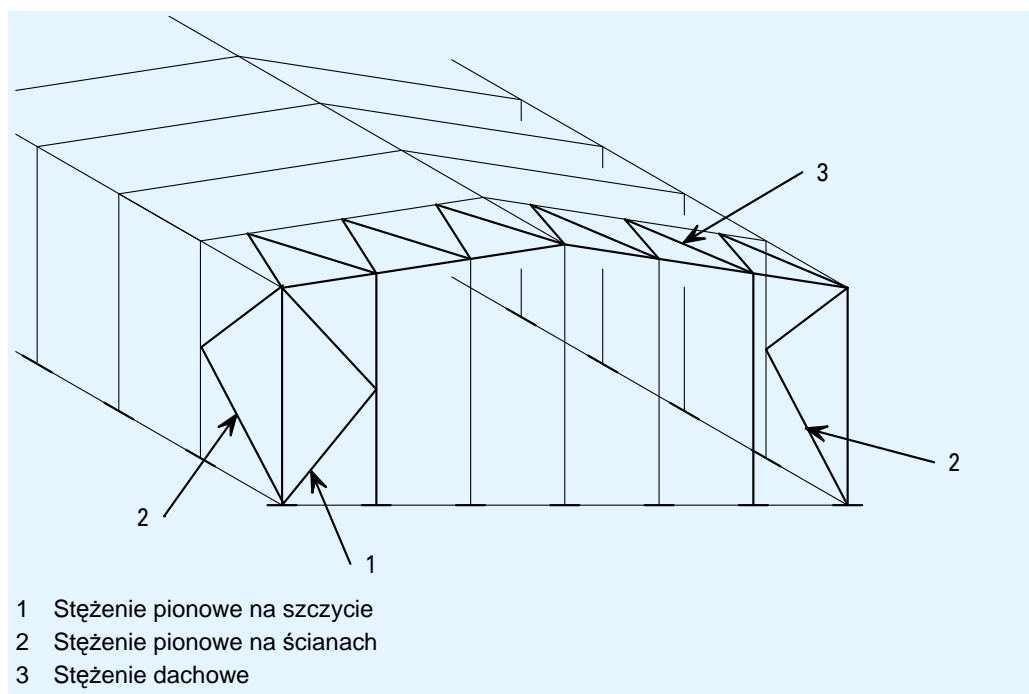
Ramy szczytowe mogą być również wykonane ze słupów i krótkich rygli podpartych swobodnie pomiędzy słupami, jak pokazano na rysunku 3.5. W tym przypadku wymagane jest stężenie szczytowe widoczne na rysunku.



Rysunek 3.5 Rama szczytowa (nie jako rama portalowa)

### 3.2 Stateczność ramy

Ciągłość ramy zapewnia jej stateczność w płaszczyźnie. Stateczność wzdłużną gwarantuje stężenie pionowe w elewacjach. Stężenie pionowe może być zastosowane na obu szczytach budynku lub tylko w jednej nawie. Każda rama jest połączona na poziomie naroża ze stężeniem pionowym przy pomocy elementu walcowanego na gorąco. Typowy układ stężeń pokazano na rysunku 3.6.

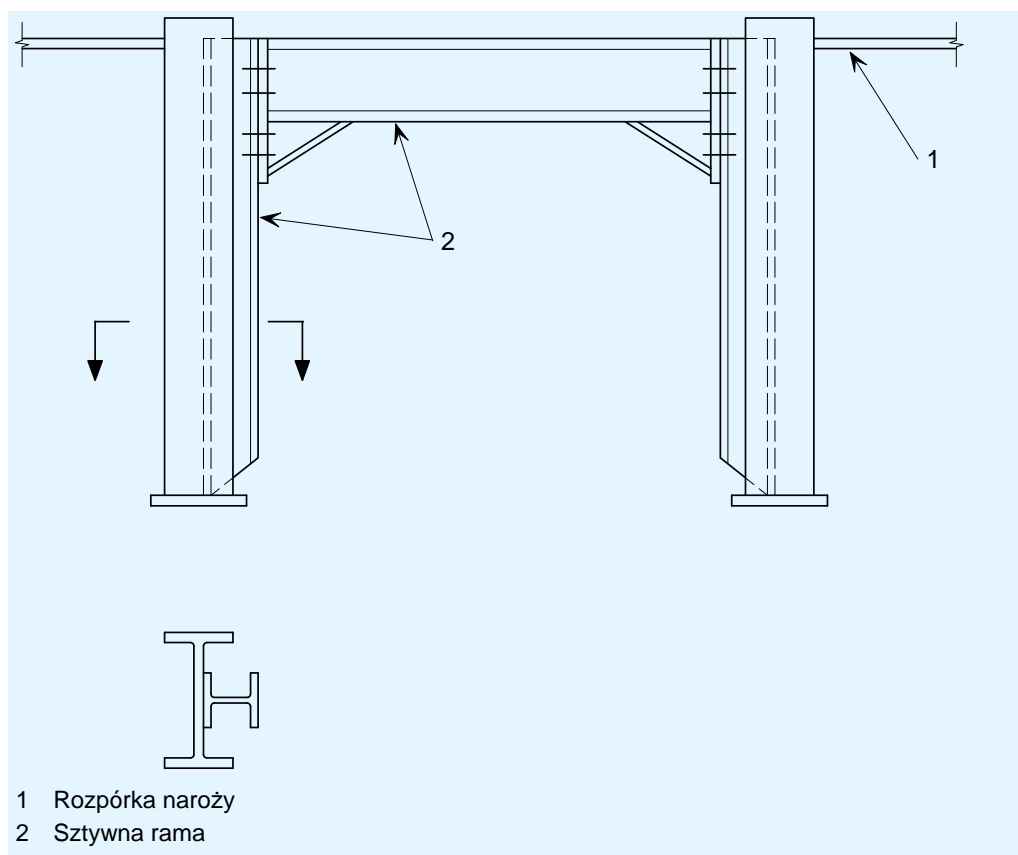


Rysunek 3.6 Typowe stężenia w ramie portalowej

Słupy szczytowe sięgają od podstawy do rygla, gdzie reakcja przenoszona jest przez stężenie umieszczone w płaszczyźnie dachu z powrotem na poziom naroża i przez stężenie pionowe do fundamentów.



Jeśli nie można zastosować stężenia ukośnego w elewacjach, stateczność wzdłużną może zapewnić sztywna rama na elewacji, jak pokazano na rysunku 3.7.



Rysunek 3.7 Sztywna rama jako alternatywa dla stężenia pionowego

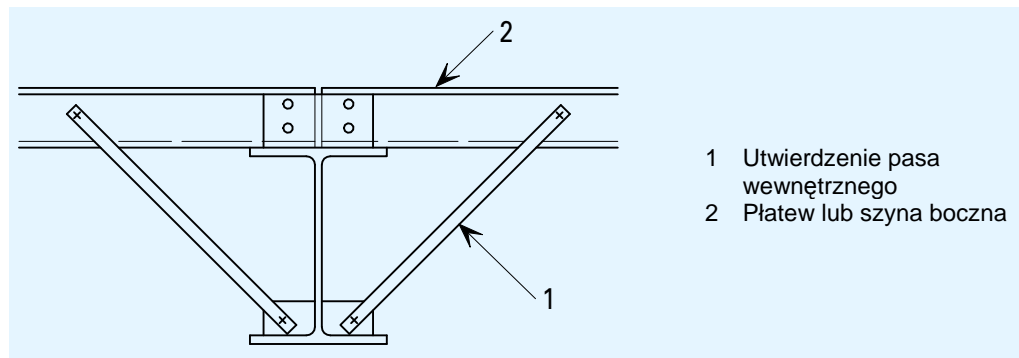
### 3.3 Stateczność elementów konstrukcyjnych

Stateczność elementów konstrukcyjnych należy sprawdzić, stosując wyrażenia 6.61 i 6.62 z normy EN 1993-1-1. Aby projekt był efektywny ekonomicznie, należy rozważyć zastosowanie utwierdzeń rygla i słupa. Płatwie i szyny boczne mogą służyć do utwierdzenia pasa, z którym są połączone. Jednak gdy nie zastosuje się specjalnych środków, płatwie i szyny boczne nie zapewniają utwierdzenia pasa wewnętrznego. Utwierdzenie pasa wewnętrznego zwykle uzyskuje się przy pomocy stężeń z płatwi i szyn bocznych, jak pokazano na rysunku 3.8. Stężenie wykonuje się zazwyczaj z cienkich pasków metalowych zaprojektowanych w taki sposób, aby działały na rozciąganie, lub też z kątowników zaprojektowanych na ściskanie, w przypadku gdy stężenie możliwe jest tylko z jednej strony.

Jeśli stężenie pokazane na rysunku 3.8 nie jest dopuszczalne zgodnie z przepisami krajowymi, utwierdzenie można wykonać przy pomocy systemu elementów walcowanych na gorąco.

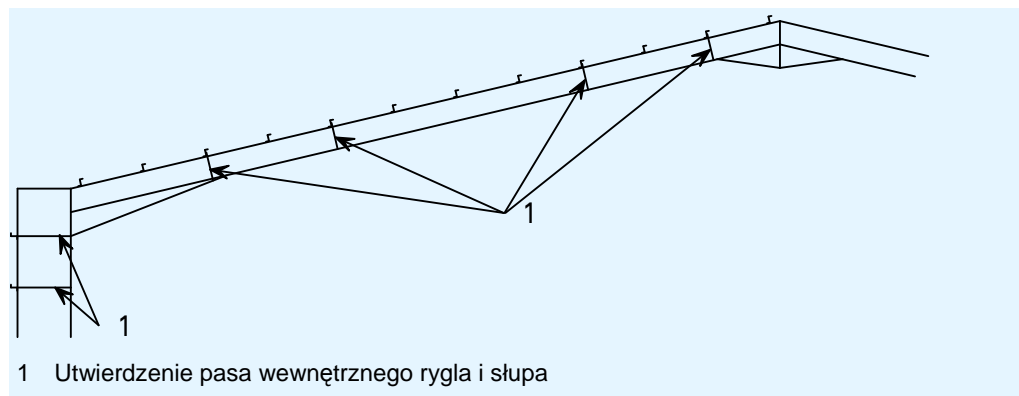
Ta forma stężenia jest wymagana wszędzie tam, gdzie pas wewnętrzny poddawany jest ściskaniu. Taka sytuacja ma miejsce:

- po wewnętrznej stronie słupa i wewnętrznej stronie rygla w rejonie skosu, przy kombinacji obciążeń grawitacyjnych;
- w okolicach wierzchołka rygla, przy kombinacji z wiatrem wznoszącym.



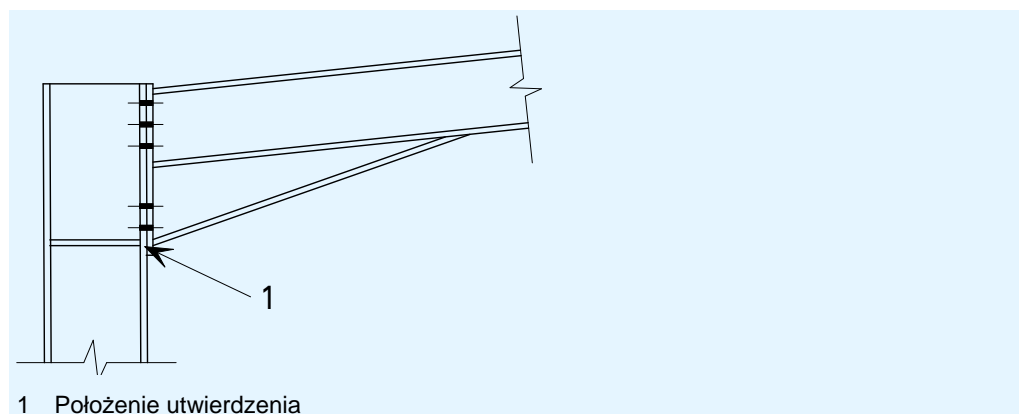
**Rysunek 3.8** Typowe stężenie pasa wewnętrznego

Układ utwierdzeń pasa wewnętrznego jest zwykle podobny do układu pokazanego na rysunku 3.9. W niektórych przypadkach utwierdzenie wnętrza pasa słupa może być niemożliwe. W takiej sytuacji konieczne może okazać się zastosowanie słupa o większym przekroju, który zapewni stateczność pomiędzy spodnią stroną skosu i podstawą.



**Rysunek 3.9** Ogólny układ utwierdzeń pasa wewnętrznego

We wszystkich przypadkach połączenie lica wewnętrznego słupa i spodniej strony skosu, jak pokazano na rysunku 3.10, musi być utwierdzone. Utwierdzenie może mieć kształt pokazany na rysunku 3.8 lub może być wykonane z kształtownika walcowanego na gorąco przeznaczonego do tego celu.



**Rysunek 3.10** Utwierdzenia w połączeniu skos/słup

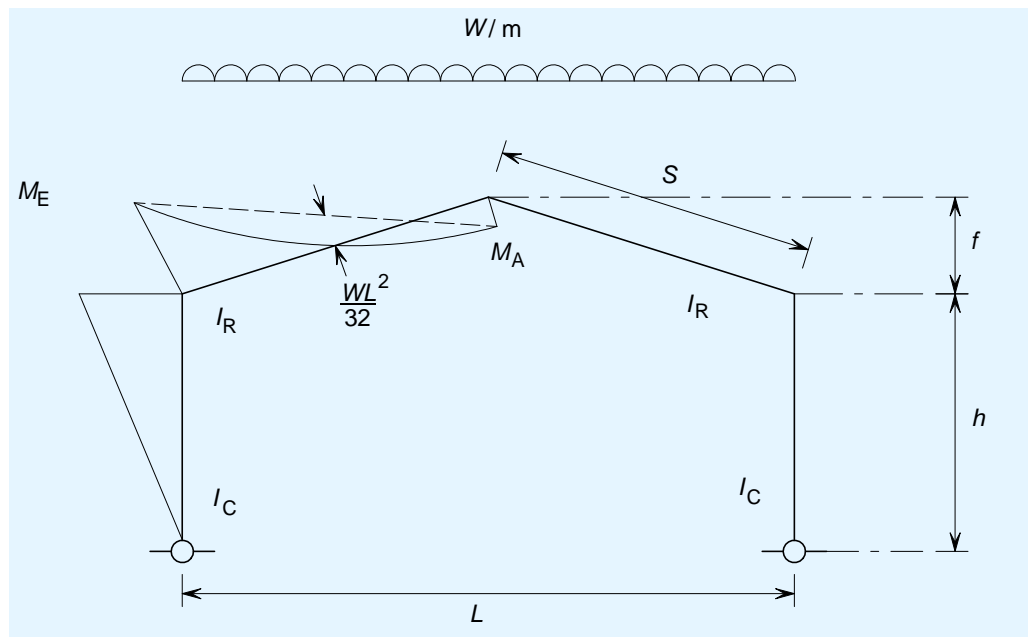
### 3.4 Projekt wstępny

#### 3.4.1 Ramy główne

Chociaż w celu wykonania efektywnej analizy i projektu ramy portalowej wykorzystuje się oprogramowanie tworzone na zamówienie, projekt wstępny jest prosty. W większości przypadków zasadne oszacowanie maksymalnych momentów zginających można uzyskać, rozpatrując jedynie obciążenia pionowe. Kombinacje oddziaływań, wraz z oddziaływaniami wiatru, muszą być sprawdzone w projekcie końcowym, ale mogą też mieć znaczenie w projekcie wstępnym, jeśli oddziaływania wiatru są uciążliwe (np. na obszarze nadmorskim lub gdy rama portalowa jest wysoka).

Tabele wymiarów początkowych uwzględniające jedynie obciążenie pionowe podano w rozdziale 8.

Rozwiązaniem alternatywnym do korzystania z wymiarów podanych w części 8 jest obliczenie momentu zginającego w narożach i w wierzchołku w oparciu o analizę sprężystą.



Rysunek 3.11 Szczegóły ramy portalowej połączonej przegubowo z podstawą

W przypadku ramy połączonej przegubowo z podstawą, rysunek 3.11, moment zginający w narożach  $M_E$  oraz w wierzchołku  $M_A$  można obliczyć w następujący sposób:

$$M_E = \frac{wL^2(3+5m)}{16N} \text{ i } M_A = \frac{wL^2}{8} + m \times M_E$$

gdzie:

$$N = B + mC$$

$$C = 1 + 2m$$

$$B = 2(k + 1) + m$$

$$m = 1 + \phi$$

$$\phi = \frac{f}{h}$$

$$k = \frac{I_R}{I_C} \frac{h}{s}$$

Na potrzeby projektu wstępnego można przyjąć, że  $I_C = 1,5 \times I_R$

Uwzględniając momenty zginające w ramie, rygiel należy dobrać tak, aby wartość momentu przy zginaniu przekraczała zarówno moment na „ostrym” krańcu skosu, jak i maksymalny moment uginający (o wartości nieznacznie większej niż moment przy wierzchołku).

### 3.4.2 Słupy szczytowe

Słupy szczytowe projektuje się zwykle jako swobodnie podparte od podstawy do rygla. Głównym obciążeniem są oddziaływania wiatru. Wpływ na obciążenie słupa szczytowego ma także ciśnienie wewnętrzne lub siła ssąca. Krytycznym przypadkiem obliczeniowym jest często występowanie ciśnienia wewnątrz i siły ssącej na zewnątrz budynku, gdy pas wewnętrzny słupka ściany szczytowej jest nieutwierdzony. Jeśli przepisy krajowe na to zezwalają, pas wewnętrzny może być utwierdzony przez szynę blachy okładzinowej, aby zwiększyć nośność przy wyboczeniu.

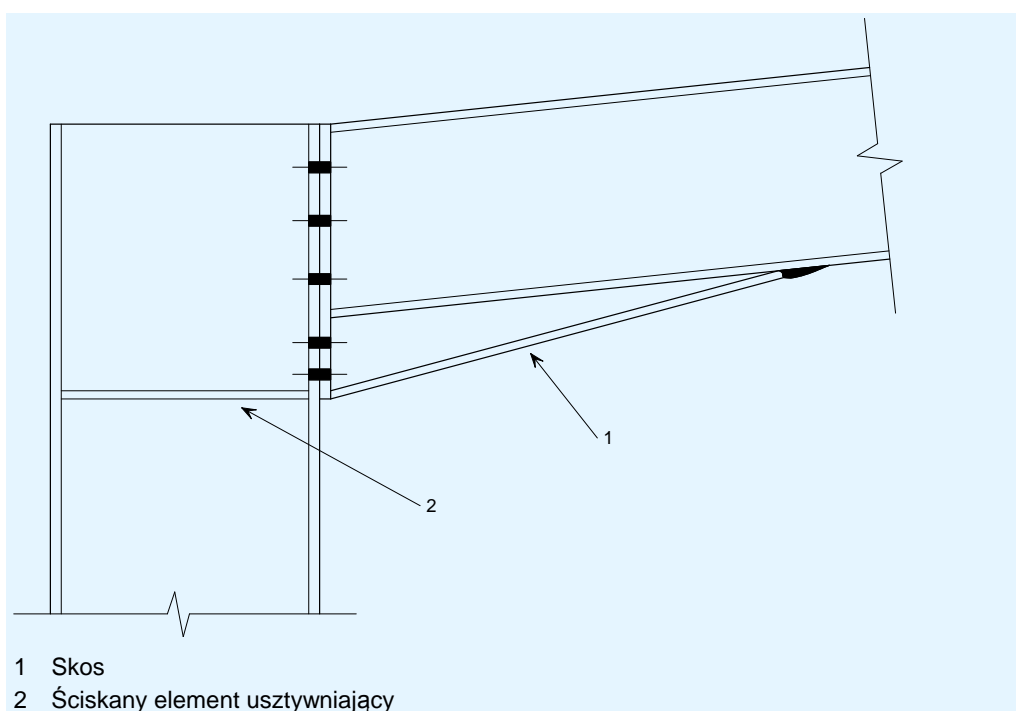
### 3.4.3 Stężenie

Na etapie projektu wstępnego wygodnie jest wyliczyć całkowite obciążenie wzdłużne konstrukcji. Tę siłę ścinającą należy przyjąć jako składnik poziomy obciążenia przenoszonego przez stężenie pionowe. Najbardziej obciążonym stężeniem dachowym jest element znajdujący się najbliżej naroża. Wzdłużny element naroża przenosi obciążenie ze stężenia dachowego na stężenie pionowe. Elementami stężącymi mogą być kształtowniki zamknięte, kątowniki lub płaska blacha stalowa. Przyjmuje się, że płaska blacha stalowa jest odporna jedynie siły rozciągające.

## 3.5 Połączenia

### 3.5.1 Połączenie narożne

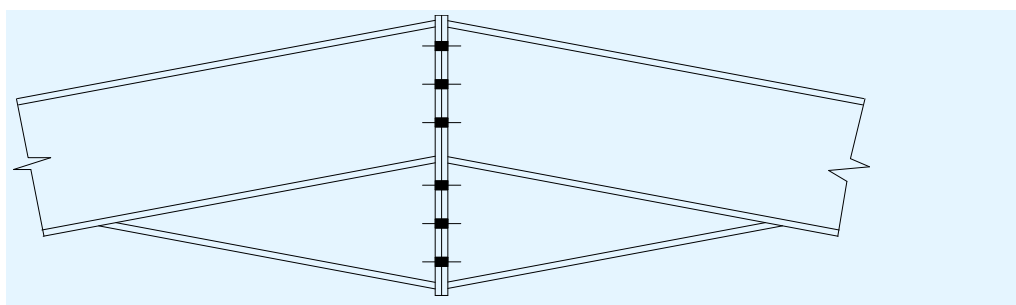
Typowe połączenie narożne pokazano na rysunku 3.12. Niemal we wszystkich przypadkach wymagane jest umieszczenie w słupie ściskanego elementu usztywniającego (w dolnej części skosu — jak widać na rysunku). Inne elementy usztywniające mogą być wymagane w celu zwiększenia nośności przy zginaniu pasa słupa (w sąsiedztwie śrub napinających), a także zwiększenia nośności przy ścinaniu płyty środkowej słupa. Skos wykonywany jest zwykle z belki o rozmiarze podobnym do rozmiaru rygla (lub większym) bądź z odpowiadającej jej blachy. Zwykle można stosować śruby M24 8.8 oraz blachę doczołową S275 o grubości 25 mm.



Rysunek 3.12 Typowe połączenie narożne

### 3.5.2 Połączenie wierzchołkowe

Typowe połączenie wierzchołkowe pokazano na rysunku 3.13. Połączenie wierzchołkowe służy przede wszystkim do zwiększenia wysokości elementu, tak aby powstało odpowiednie połączenie śrubowe. Skos wierzchołka wykonuje się zazwyczaj z tego samego elementu, z którego zrobiony jest rygiel, lub z odpowiadającej mu blachy. Zwykle można stosować śruby M24 8.8 oraz blachę doczołową S275 o grubości 25 mm.



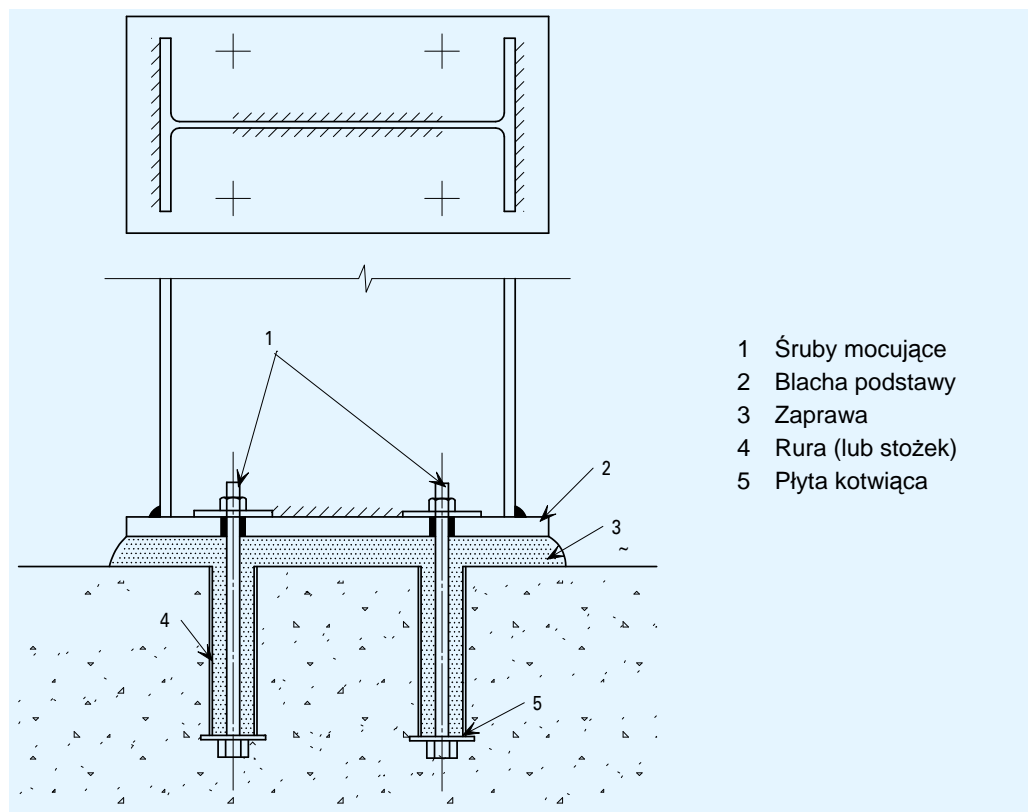
Rysunek 3.13 Typowe połączenie wierzchołkowe

### 3.5.3 Podstawy

Typową podstawę połączoną przegubowo pokazano na rysunku 3.14. Blacha doczołowa ma zwykle grubość co najmniej taką jak pas słupa. Większość instytucji przyjmuje, że nawet przy czterech śrubach mocujących, jak pokazano na rysunku 3.14, podstawa jest wciąż połączona przegubowo. Rozwiązaniem alternatywnym jest zastosowanie tylko dwóch śrub mocujących na osi słupa, jednak może to utrudnić montaż konstrukcji stalowej.

Słupy umieszcza się zwykle na kilku stalowych przekładkach, aby konstrukcja stalowa znajdowała się na odpowiednim poziomie, a szczelinę pomiędzy fundamentami a konstrukcją wypełnia się zaprawą cementową. Duże podstawy należy wyposażyć w otwór wentylacyjny, aby ułatwić całkowitą cementację.

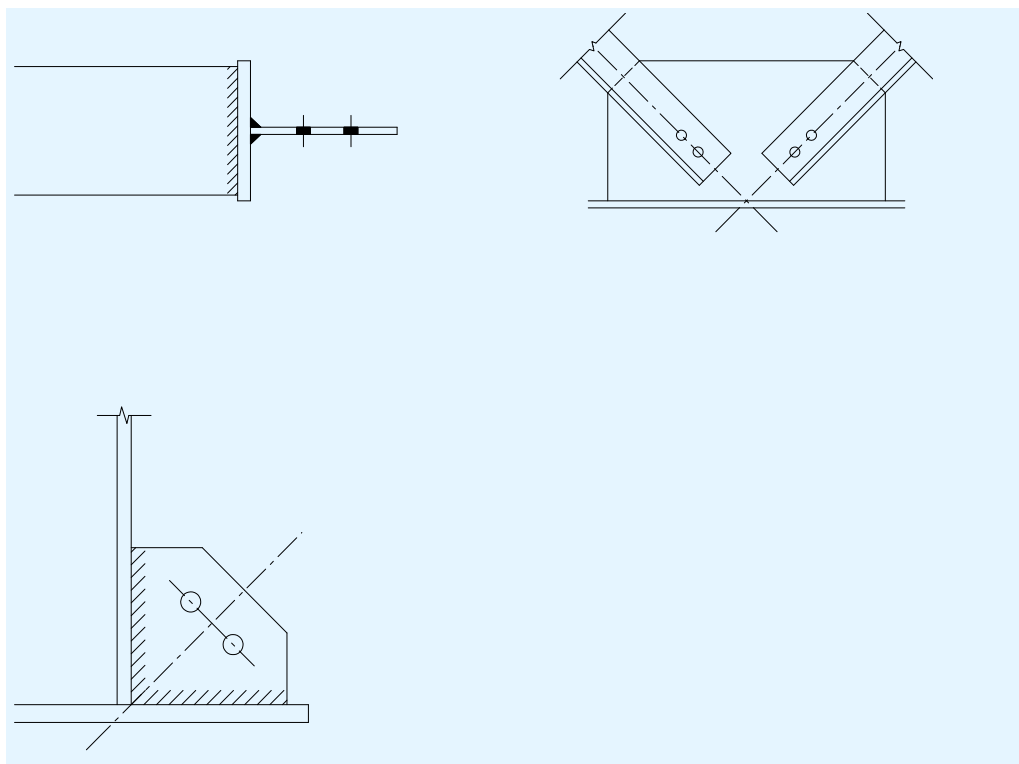
Śruby mocujące są zwykle wbudowane w fundamenty. Pozostawia się jednak pewną swobodę ruchu poprzecznego (rury lub stożki), tak aby można było precyzyjnie wyrównać konstrukcję stalową. Otwory w blasze podstawy są zwykle o 6 mm większe niż średnica śruby, aby ułatwić wyrównanie poprzeczne.



Rysunek 3.14 Szczegół typowej podstawy ramy portalowej

### 3.5.4 Połączenia stężenia

Siły działające w stężeniu ramy portalowej są zwykle niewielkie. Typowe połączenia pokazano na rysunku 3.15. Jeśli jest to możliwe, blachy węzłowe powinny być podparte na dwóch krawędziach.

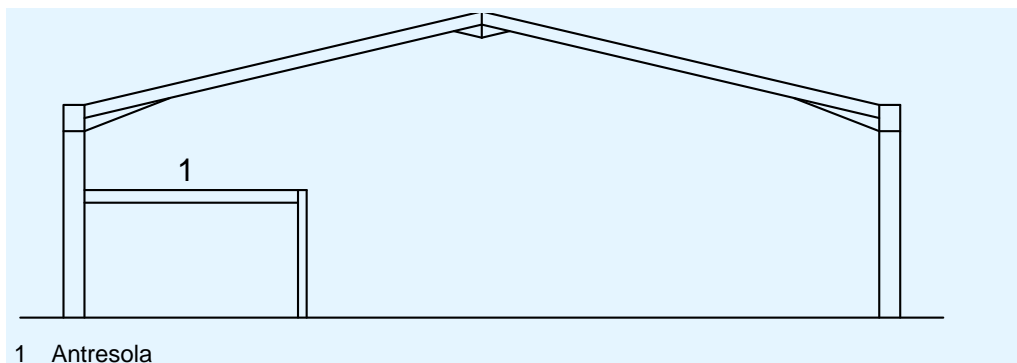


Rysunek 3.15 Typowe połączenie stężenia

## 3.6 Inne typy ram portalowych

Cechy charakterystyczne konwencjonalnej ramy portalowej opisano w punktach od 3.1 do 3.5. Podstawową koncepcję konstrukcyjną można modyfikować na wiele sposobów w celu uzyskania najbardziej opłacalnego rozwiązania, jak pokazano poniżej.

### 3.6.1 Rama portalowa ze stropem międzykondygnacyjnym



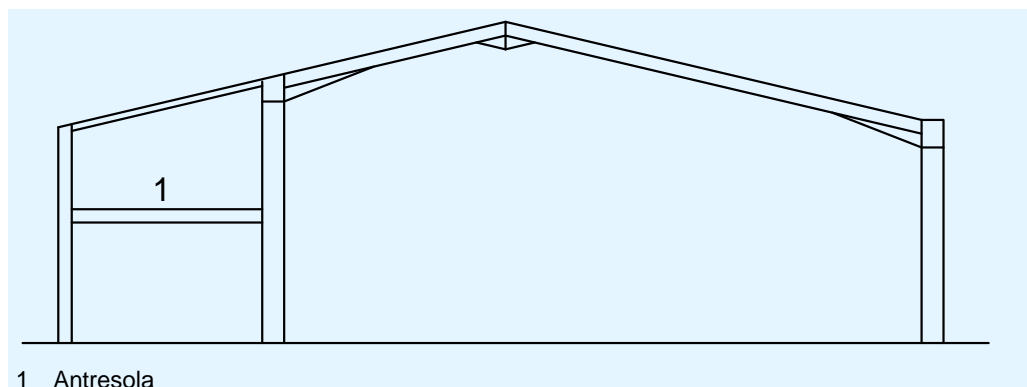
Rysunek 3.16 Rama portalowa z wewnętrznym stropem międzykondygnacyjnym

Powierzchnię biurową w konstrukcji z ramą portalową uzyskuje się często przez zastosowanie stropu międzykondygnacyjnego (jak pokazano na rysunku 3.17). Strop międzykondygnacyjny może mieć pełną szerokość konstrukcji lub jej część. Może być zaprojektowany taki sposób, aby zapewniał stateczność ramy. Strop wewnętrzny przestrzeni biurowej wymaga często ochrony przeciwpożarowej.



Rysunek 3.17 Rama portalowa ze stropem pośrednim

### 3.6.2 Rama portalowa z zewnętrzną antresolą

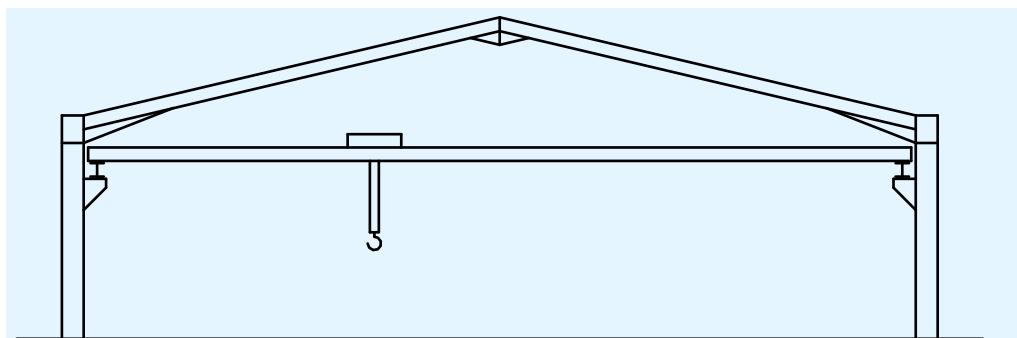


Rysunek 3.18 Rama portalowa z zewnętrzną antresolą

Biura mogą się znajdować po zewnętrznej stronie ramy portalowej, w wyniku czego powstaje asymetryczna konstrukcja portalowa (jak pokazano na rysunku 3.18). Główną zaletą takiego układu jest to, że przestrzeń biurowa nie jest ograniczona przez duże słupy i skosy. Stateczność tej dodatkowej konstrukcji zależy na ogół od stateczności ramy portalowej (elementy konstrukcyjne są często połączone nominalnie przegubowo z ramą główną), a elementy mogą być stosunkowo lekkie.



### 3.6.3 Rama portalowa z suwnicą

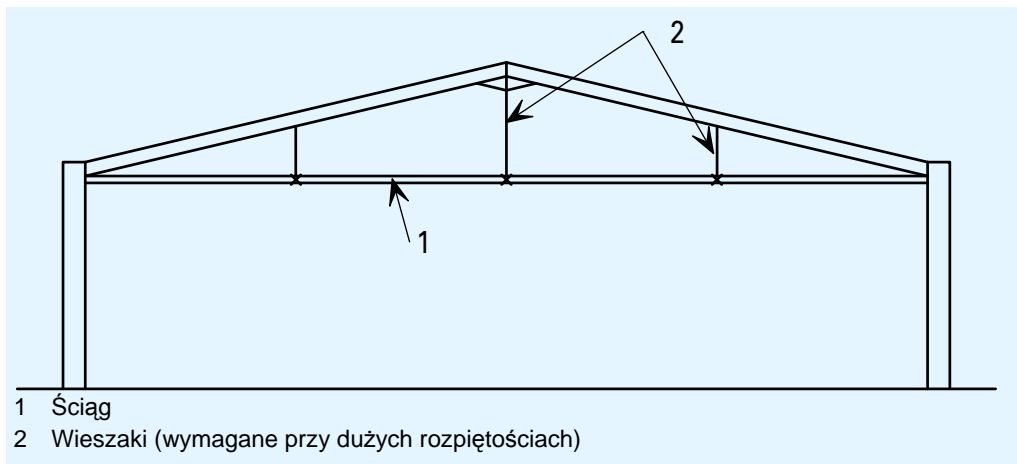


Rysunek 3.19 Rama portalowa z suwnicą ze wspornikami słupowymi

W przypadku suwnic o stosunkowo niewielkim udźwigu (do około 20 ton) do podparcia belki i szyny suwnicy można wykorzystać ramy portalowe, jak pokazano na rysunku 3.19. Przesunięcie ramy w kierunku zewnętrznym (rozchodzenie się ramy) na poziomie szyny suwnicy może mieć istotne znaczenie. Aby zapobiec tego typu rozchodzeniu, konieczne może być zastosowanie poziomego ściągu lub utwierdzonych podstaw słupów.

W przypadku dużych suwnic odpowiednia będzie konstrukcja z wiązarem dachowym (patrz rozdział 4), przy której rozchodzenie się słupów jest ograniczone do minimum. Przy dużych obciążeniach należy stosować słupy złożone, jak opisano w rozdziale 6. Projekt wykonawczy zawiera omówienie zarówno projektu kratownic<sup>[3]</sup>, jak i słupów złożonych<sup>[4]</sup>.

### 3.6.4 Rama portalowa ze ściągiem

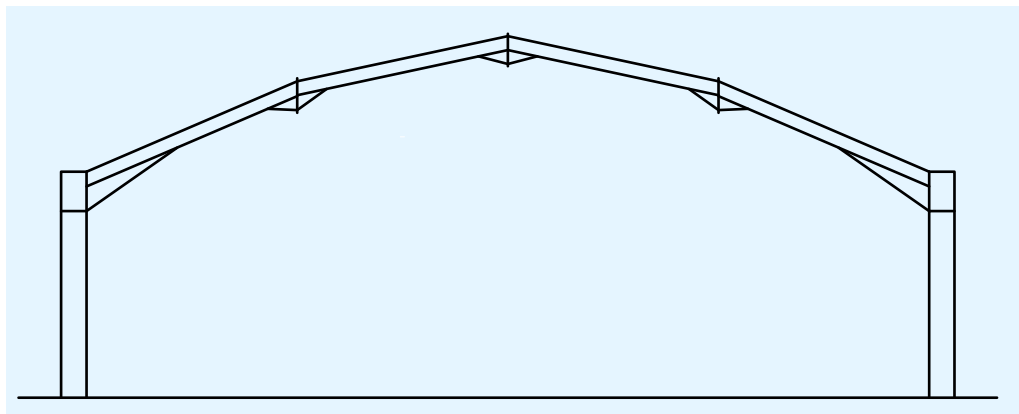


1 Ściąg  
2 Wieszaki (wymagane przy dużych rozpiętościach)

Rysunek 3.20 Rama portalowa ze ściągiem

W przypadku ramy portalowej ze ściągiem, jak pokazano na rysunku 3.20, rozchodzenie się naroża i momenty zginające w ramie są znacznie zmniejszone. W ryglach zaczną działać duże siły ściskające, co zmniejsza stateczność elementów konstrukcyjnych. Do projektowania portali ze ściągiem wymagane jest oprogramowanie do obliczeń drugiego rzędu.

### 3.6.5 Mansardowe lub łukowe ramy portalowe



**Rysunek 3.21 Mansardowa rama portalowa**

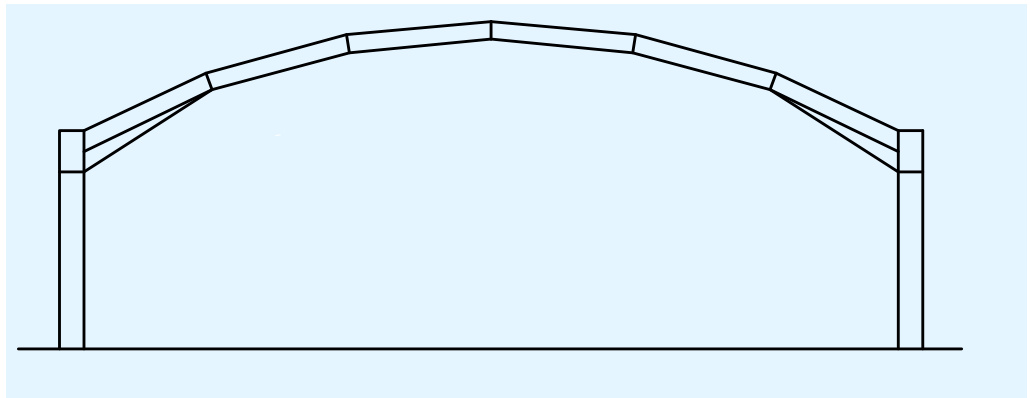
Mansardowa rama portalowa składa się z szeregu rygli i skosów, jak pokazano na rysunku 3.21, które tworzą ramę pseudołukową. Połączenia pomiędzy elementami mogą być również wyposażone w niewielkie skosy ułatwiające zastosowanie połączeń śrubowych.

Ramy portalowe z rygli łukowych pokazane na rysunku 3.22 są często stosowanym rozwiązaniem architektonicznym. Rygiel można wygiąć do uzyskania określonego promienia, stosując zginanie na zimno. W przypadku rozpiętości większych niż około 18 m, ze względu na ograniczenia dotyczące transportu, może być konieczne zastosowanie styków w ryglu.

Rozwiązaniem alternatywnym jest wykonanie zewnętrznego dachu łukowego przez zróżnicowanie długości wsporników płatwi podpartych na ryglu złożonym z szeregu elementów prostych, jak pokazano na rysunku 3.23.



Rysunek 3.22 Belki łukowe zastosowane w ramie portalowej



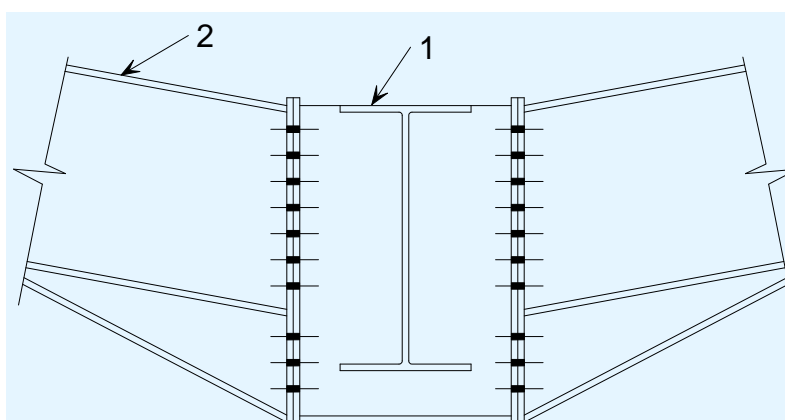
Rysunek 3.23 Pozornie łukowa rama portalowa

### 3.6.6 Wielonawowa rama portalowa

Wielonawowe ramy portalowe można projektować, stosując słupy pośrednie, jak pokazano na rysunku 3.24. Gdy wymagane jest ograniczenie liczby słupów wewnętrznych, można usunąć co drugi słup wewnętrzny lub pozostawić tylko jeden słup wewnętrzny w co trzeciej nawie. W miejscu, w którym usunięto słup wewnętrzny, projektuje się wysoką belkę (zwaną często belką koszową) łączącą pozostałe słupy. Ciągłość rygli uzyskuje się, stosując połączenie skosowe z belką koszową, jak pokazano na rysunku 3.25.



Rysunek 3.24 Wielonawowa rama portalowa



- 1 Belka koszowa
- 2 Rygiel

Rysunek 3.25 Połączenie z belką koszową

## **4 PROJEKT KONCEPCYJNY KONSTRUKCJI KRATOWNICOWYCH**

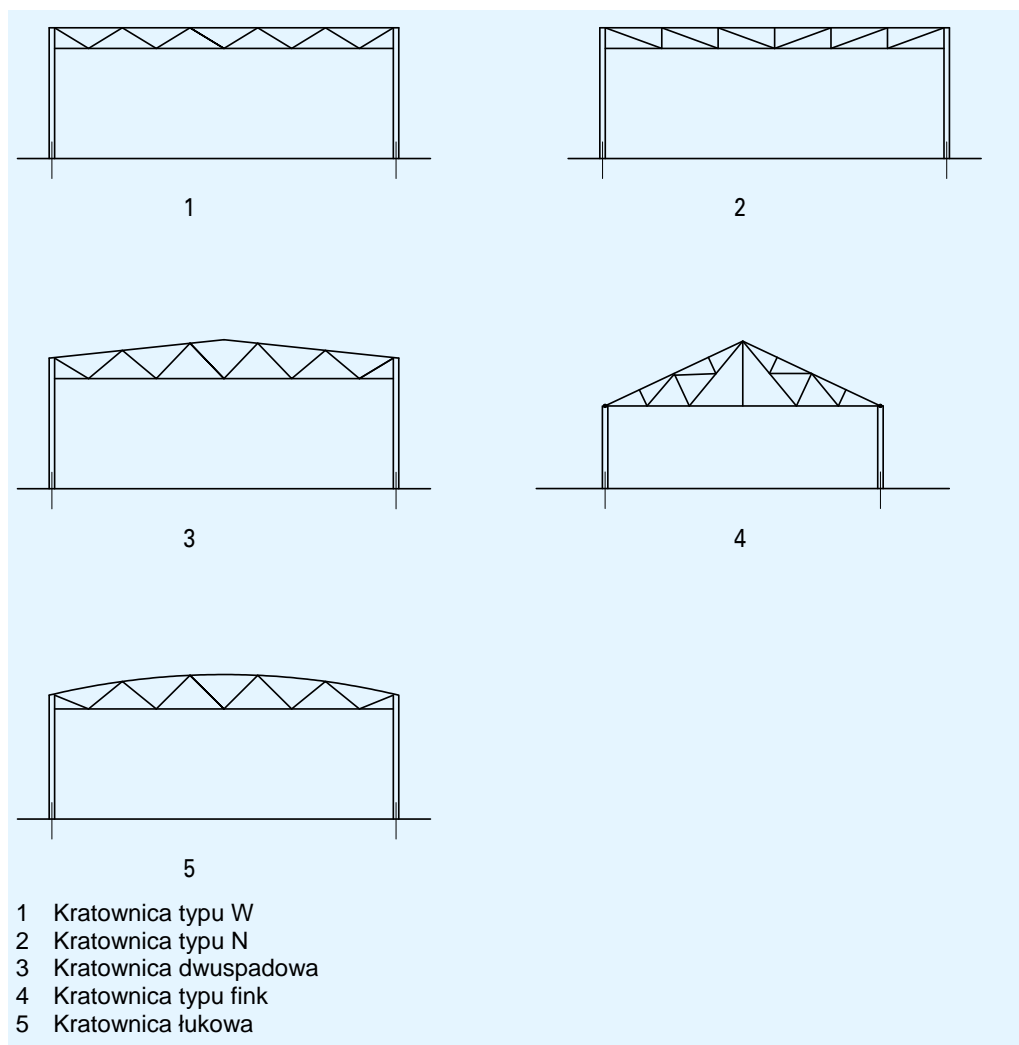
### **4.1 Wprowadzenie**

Istnieje wiele form kratownic. Niektóre z typów kratownic stosowanych powszechnie w budynkach jednokondygnacyjnych pokazano na rysunku 4.1.

Kratownice stosuje się w przypadku dużych rozpiętości, a szczególnie wtedy, gdy konstrukcja dachu musi przenosić duże obciążenia, wówczas ugięcie pionowe można kontrolować, stosując różne wymiary elementów konstrukcyjnych.

W przypadku budynków przemysłowych stosuje się zwykle kratownice typu W, typu N oraz kratownice dwuspadowe. Przy mniejszych rozpiętościach wykorzystywane są kratownice typu fink. Porównując kratownice typu W i typu N:

- kratownica typu W ma więcej wolnej przestrzeni pomiędzy elementami wewnętrznymi,
- elementy wewnętrzne kratownicy typu W mogą być większe, ponieważ długi element ukośny musi przenosić obciążenia ściskające — elementy ściskane w kratownicy typu N są krótkie.



**Rysunek 4.1 Różne formy wiązarów kratowych stosowane w budynkach przemysłowych**

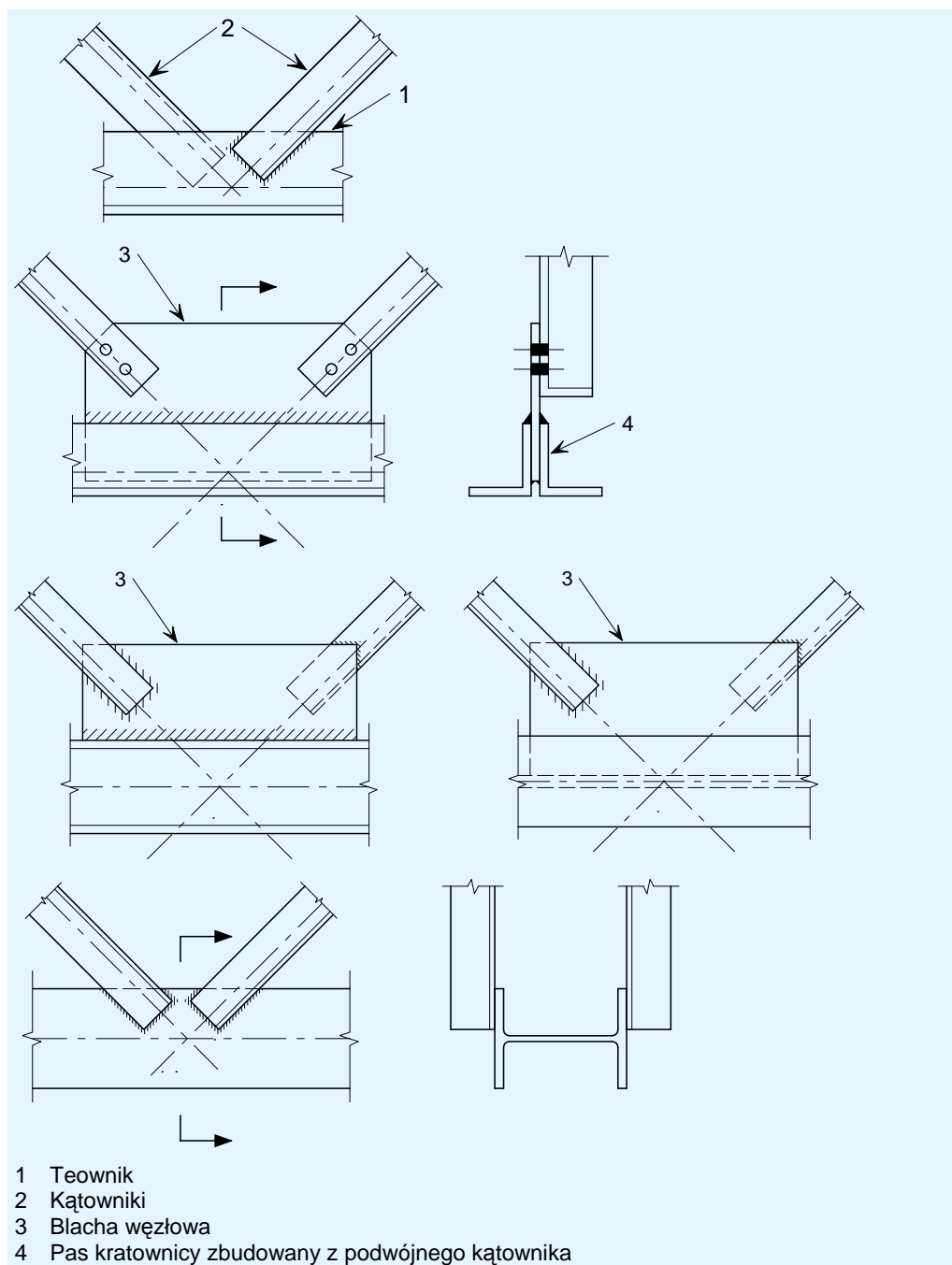
## 4.2 Elementy kratownicy

Jeżeli nie ma szczególnych wymagań architektonicznych, proste połączenie pomiędzy pasami a elementami wewnętrznymi wykonuje się przy pomocy elementów kratownicy. Powszechnie stosowanymi kombinacjami, jak pokazano na rysunku 4.2, są:

- Teowniki stosowane jako pasy kratownicy z kątownikami stosowanymi jako elementy usztywniające. Kątowniki mogą być przyspawane lub przykręcone za pomocą śrub do trzonu teownika.
- Podwójne kątowniki jako pasy kratownicy i pojedyncze (lub podwójne) kątowniki jako elementy wewnętrzne. Połączenia wykonuje się przy użyciu blachy węzłowej przyspawanej pomiędzy kątownikami tworzącymi pasy kratownicy.
- Kształtowniki walcowane stosowane jako pasy kratownicy ze środkiem w płaszczyźnie kratownicy. Elementami wewnętrznymi są zwykle kątowniki połączone przez blachę węzłową przyspawaną do pasa kratownicy.
- Kształtowniki walcowane stosowane jako pasy kratownicy, lecz ze środkiem prostopadłym do płaszczyzny kratownicy. Połączenia z elementami pasa kratownicy mogą być wykonane przy użyciu blach węzłowych przyspawanych do środka, chociaż ten typ połączeń wymaga dokładnego uszczegółowienia. Prostą i skuteczną alternatywą jest wybór pasów kratownicy o tej samej wysokości całkowitej i połączenie elementów wewnętrznych do zewnętrznej strony obu pasów — zwykle za pomocą spawania.
- W przypadku kratownic przenoszących duże obciążenia jako elementów wewnętrznych można użyć walcowanych dwuteowników lub dwuteowników szerokostopowych bądź ceowników. W przypadku tak dużych kratownic bardzo istotne jest, aby połączenia były jak najbardziej wydajne, zatem wybór zarówno prętów, jak i elementów wewnętrznych powinien być podyktowany tym właśnie względem.

Projekt wykonawczy kratownic omówiono w dokumencie *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 5: Projekt wykonawczy kratownic*<sup>3</sup>.





**Rysunek 4.2 Typowe elementy kratownicy**

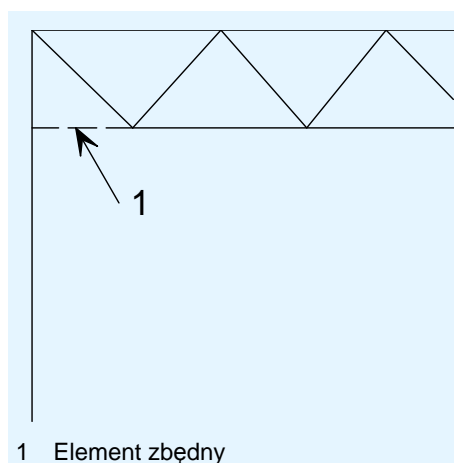
Kratownicę wykonaną z kształtowników walcowanych pokazano na rysunku 4.3.



Rysunek 4.3 Kratownica wykonana z kształtowników walcowanych

### 4.3 Stateczność ramy

W większości przypadków stateczność ramy zapewniają stężenia w obu kierunkach ortogonalnych, przy czym kratownica jest po prostu połączona przegubowo ze słupami podpierającymi. Przy wykonywaniu połączenia przegubowego jeden z elementów pasa kratownicy staje się zbędny, jak pokazano na rysunku 4.4, w związku z czym można pozwolić na to, aby jego połączenie ze słupem zostało przesunięte w kierunku osi pasa kratownicy.



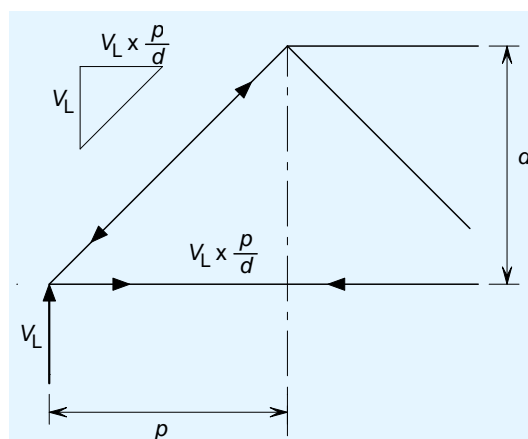
Rysunek 4.4 Element zbędny w kratownicy swobodnie podpartej

Stateczność wzdłużną zapewnia zwykle stężenie pionowe.

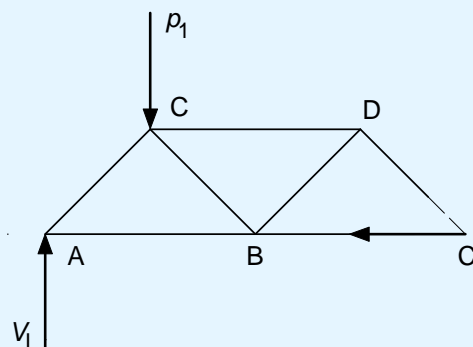
## 4.4 Projekt wstępny

Na etapie projektu wstępnego zaleca się następującą procedurę:

1. Ustalić obciążenie kratownicy. Patrz punkt 1.4.1. Na etapie projektu wstępnego wystarczy przeliczyć wszystkie obciążenia, łącznie z ciężarem własnym, na obciążenia skupione przyłożone w węzłach i przyjąć, że cała kratownica jest połączona przegubowo. To założenie stosuje się na ogół również do projektu końcowego. Ewentualnie można przyjąć, że obciążenia dachowe przyłożone są w miejscu płatwi, a pasy kratownicy są ciągłe ponad elementami wewnętrznymi połączonymi przegubowo, jednak ze względu na dokładność rozwiązanie to rzadko znajduje zastosowanie.
2. Określić wysokość kratownicy i rozmieszczenie elementów wewnętrznych. Typowa rozpiętość: współczynnik wysokości wynosi w przybliżeniu 20 zarówno w przypadku kratownic typu W, jak i typu N. Elementy wewnętrzne mają największą wydajność pomiędzy  $40^\circ$  a  $50^\circ$ .
3. Określić siły działające w pasach kratownicy i elementach wewnętrznych, przyjmując, że cała kratownica jest połączona przegubowo. Można to zrobić przy użyciu oprogramowania lub ręcznie, stosując proste metody obliczania sił w połączeniach bądź korzystając z momentów w okolicy przegubu, jak pokazano na rysunku 4.5.



Obliczanie sił w połączeniach



Wykorzystanie momentów w okolicy węzła D do określenia siły CB

**Rysunek 4.5 Obliczanie sił w kratownicy z połączeniami przegubowymi**

Bardzo prostym podejściem jest obliczenie maksymalnego momentu zginającego w kratownicy przyjmując, że zachowuje się ona jak belka, a następnie podzielenie tego momentu przez odległość pomiędzy pasami kratownicy, tak aby wyznaczyć siłę osiową działającą w pasie kratownicy.

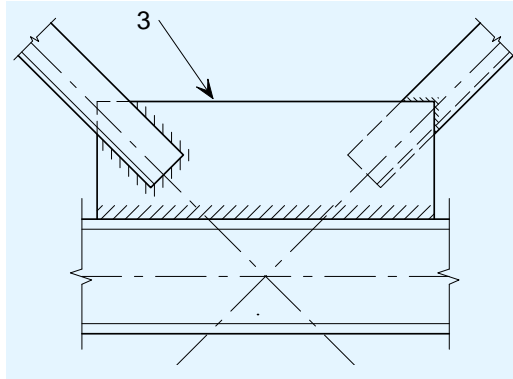
4. Wybrać ściskany element pasa kratownicy. Nośność na wyboczenie określa się na podstawie odległości pomiędzy punktami węzłowymi przy wyboczeniu w płaszczyźnie. Wyboczenie z płaszczyzny zależy od odległości pomiędzy utwierdzeniami ograniczającymi takie wyboczenie — zwykle płatwiami dachowymi lub innymi elementami.
5. Wybrać rozciągany element pasa kratownicy. Krytycznym przypadkiem obliczeniowym może być unoszenie, gdy dolny pas kratownicy poddany jest ściskaniu. Wyboczenie z płaszczyzny może często być krytyczne. Na ogół stosuje się specjalny system stężeń na poziomie dolnego pasa kratownicy, aby zapewnić utwierdzenie w kombinacji zakładającej odwrócenie kierunku obciążenia. To dodatkowe stężenie nie jest stosowane w każdym węźle kratownicy, lecz tylko tam, gdzie jest to wymagane, aby wyrównać nośność przy rozciąganiu z nośnością przy ściskaniu.
6. Wybrać elementy wewnętrzne, dbając przy tym, aby połączenia nie były skomplikowane.
7. Sprawdzić ugięcia kratownicy.

## 4.5 Kratownice ze sztywną ramą

Konstrukcje opisane w punktach 4.1 i 4.4 są stateczne w każdym kierunku ortogonalnym dzięki stężeniom. Ramy mogą być stateczne również w płaszczyźnie przez zapewnienie ciągłości kratownicy ze słupami. Oba pasy kratownicy są przytwierdzone do słupów (tj. brak połączeń przesuwnych). Połączenia wewnątrz kratownicy oraz ze słupami mogą być połączeniami przegubowymi. Rama jest wówczas podobna do ramy portalowej. W przypadku tego typu ramy analizę przeprowadza się zwykle przy użyciu oprogramowania. Należy zwrócić szczególną uwagę na projekt słupów, ponieważ długość wyboczeniowa w płaszczyźnie jest zwykle znacznie większa niż rzeczywista długość elementu.

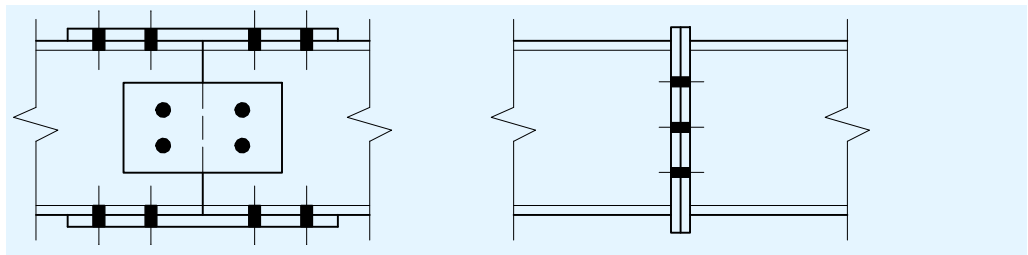
## 4.6 Połączenia

Kratownice są połączone z elementami pasa przy użyciu śrub lub metodą spawania, bezpośrednio do pasa lub przez blachy węzłowe, jak pokazano na rysunku 4.6.



Rysunek 4.6 Połączenia kratownic

Kratownice są na ogół prefabrykowane w zakładzie produkcyjnym, natomiast wykonanie styków może być wymagane na placu budowy. Na miejscu budowy wymagane jest nie tylko wykonanie styków w pasach kratownic, ale również połączenia w miejscu styku elementu wewnętrznego. Styki mogą być przedstawione z nakładkami lub jako połączenia typu „blacha doczołowa”, jak pokazano na rysunku 4.7.

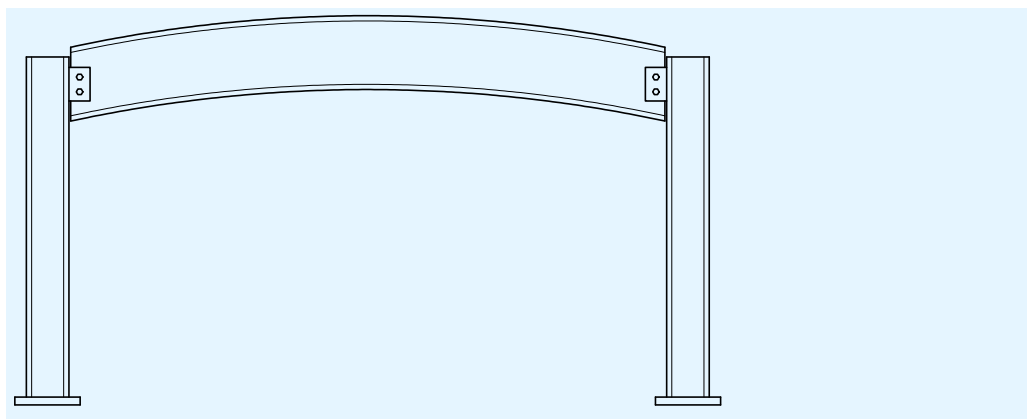


Rysunek 4.7 Szczegóły styku

Zastosowanie zwykłych śrub (niesprężanych) w luźnych otworach może spowodować nieznaczne przesunięcie w połączeniu. Jeśli tego rodzaju przesunięcie występuje w wielu połączeniach, ugięcie kratownicy może być większe niż wynika to z obliczeń. Jeśli ugięcie jest czynnikiem krytycznym, należy zastosować śruby sprężające lub połączenia spawane.

## 5 KONSTRUKCJE Z BELEK SWOBODNIE PODPARTYCH

W przypadku niewielkich rozpiętości (do około 20 m) można zastosować konstrukcję złożoną z belek swobodnie podpartych i słupów, jak pokazano na rysunku 5.1. Belka dachowa to pojedynczy kształtownik walcowany, połączony ze słupami przy pomocy połączeń nominalnie przegubowych. Belka dachowa może być prosta, wstępnie wygięta, perforowana lub łukowa. Dach może być płaski lub, częściej, o niewielkim spadku w celu ułatwienia odpływu wody. Aby zapobiec powstawaniu zastoisk wody na dachu, należy zastosować spadek dachu lub belkę wstępnie wygiętą.



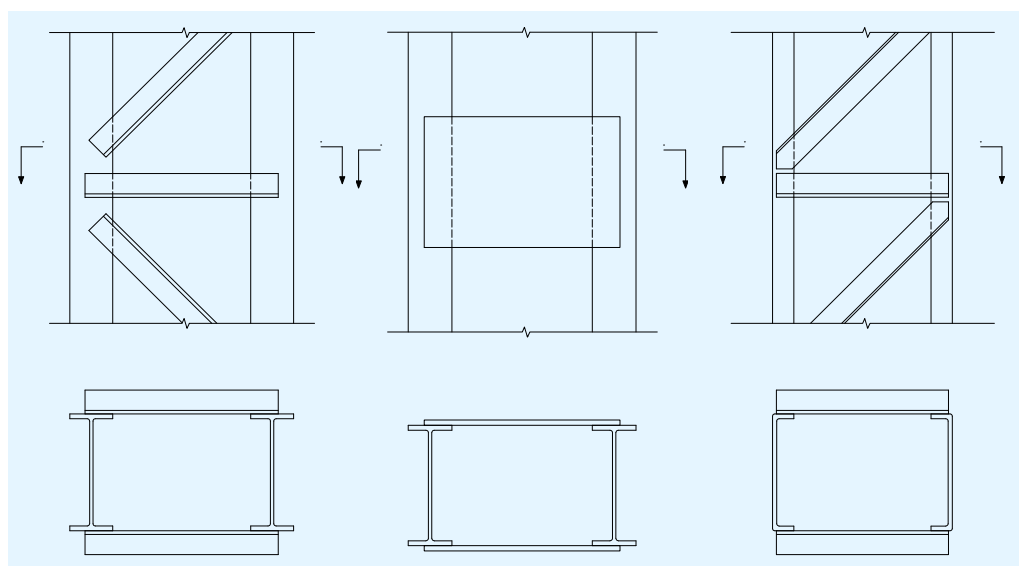
**Rysunek 5.1 Konstrukcja z belek swobodnie podpartych i słupów**

Stateczność ramy tego typu konstrukcji w każdym kierunku ortogonalnym zapewniają stężenia. Belkę zaprojektowano jako swobodnie podpartą, a słupy jako rozpórki proste, z momentem nominalnym przyłożonym przez połączenie belki. Powszechnie przyjmuje się, że siła ścinająca z belki przyłożona jest w odległości 100 mm od lica słupa.

## 6 SŁUPY ZŁOŻONE

Słupy przenoszące duże obciążenia lub słupy w wysokich budynkach przemysłowych mogą być zbudowane z kształtowników złożonych. Słupy złożone często składają się z kształtowników HE lub UPE, w których przewiązki (płaskowniki) lub kratowanie (zazwyczaj kątowniki) są przyspawane w poprzek pasów, jak pokazano na rysunku 6.1.

Słupy złożone nie są stosowane w ramach portalowych, ale często znajdują zastosowanie w budynkach poddanych obciążeniom od ciężkich dźwignic. Konstrukcję dachu mogą tworzyć rygle dwuspadowe, jednak częściej stosuje się kratownice, jak pokazano na rysunku 1.4.

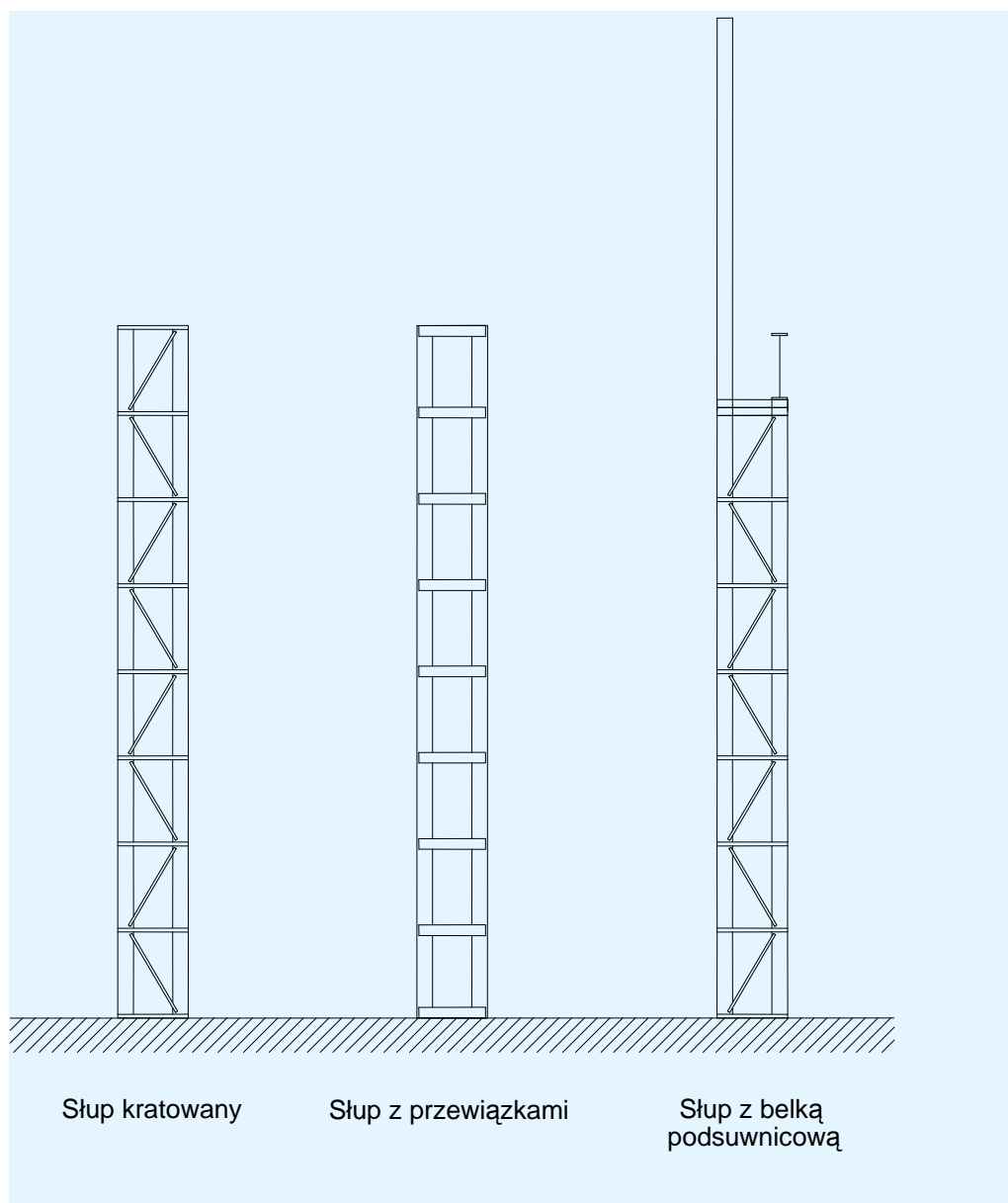


**Rysunek 6.1 Przekroje poprzeczne słupów złożonych**

W celu zapewnienia podparcia dachu ponad poziomem suwnicy, pojedynczy element może wystawać na długości kilku metrów. Ten typ słupa zwany jest często bagnetowym („bayonet”). Wystający element może być kontynuacją jednego z dwóch kształtowników głównych elementu złożonego lub też osobnym kształtownikiem umieszczonym centralnie w stosunku do kształtownika złożonego. Przykłady słupów złożonych pokazano na rysunku 6.2. Budynki, w których stosuje się słupy złożone stale przenoszą duże obciążenia i często poddane są obciążeniom ruchomym związanym z pracą suwnic. Tego typu budynki są wyposażone w dużą ilość stężeń w dwóch kierunkach ortogonalnych.



Projekt wykonawczy słupów złożonych omówiono w dokumencie *Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 6: Projekt wykonawczy słupów złożonych*<sup>4</sup> niniejszego przewodnika.



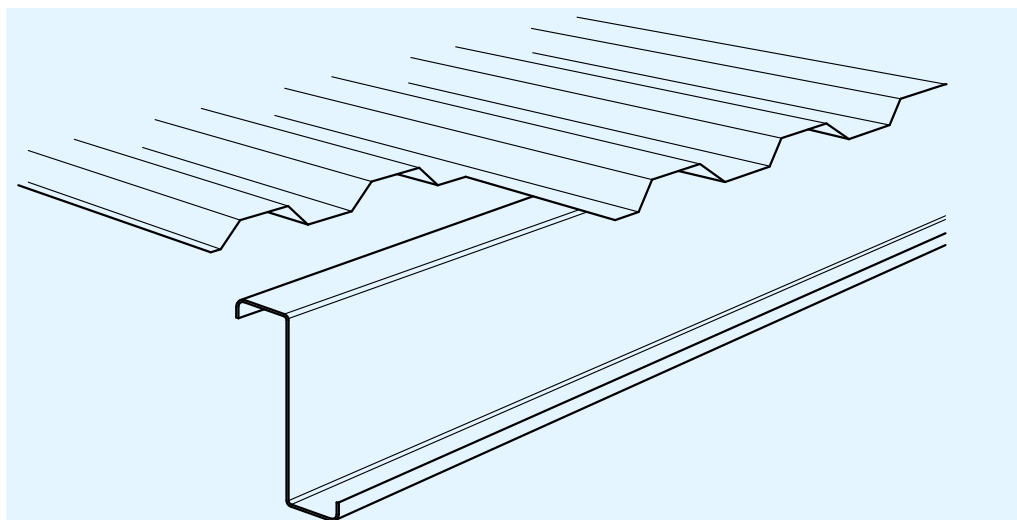
**Rysunek 6.2** Przykłady słupów złożonych w budynkach jednokondygnacyjnych

## 7 OKŁADZINY

Istnieje wiele ogólnych rodzajów okładzin, które można stosować w budynkach jednokondygnacyjnych w zależności od ich przeznaczenia. Należą one do czterech obszernych kategorii, które opisano w poniższych punktach.

### 7.1 Pojedynczy arkusz blachy trapezowej

Poszycie w postaci pojedynczych arkuszy blachy profilowanej jest szeroko stosowane w konstrukcjach rolniczych i przemysłowych nie wymagających izolacji termicznej. Można je zwykle stosować na dachach o spadku wynoszącym zaledwie 4°, pod warunkiem, że zastosuje się zakłady i szczeliwa zalecane przez producentów w przypadku niewielkich spadków. Arkusze blachy mocowane są bezpośrednio do płatwi i szyn bocznych, jak pokazano na rysunku 7.1, i zapewniają odpowiednie utwierdzenie. W niektórych przypadkach izolacja zawieszona jest bezpośrednio pod arkuszami poszycia.



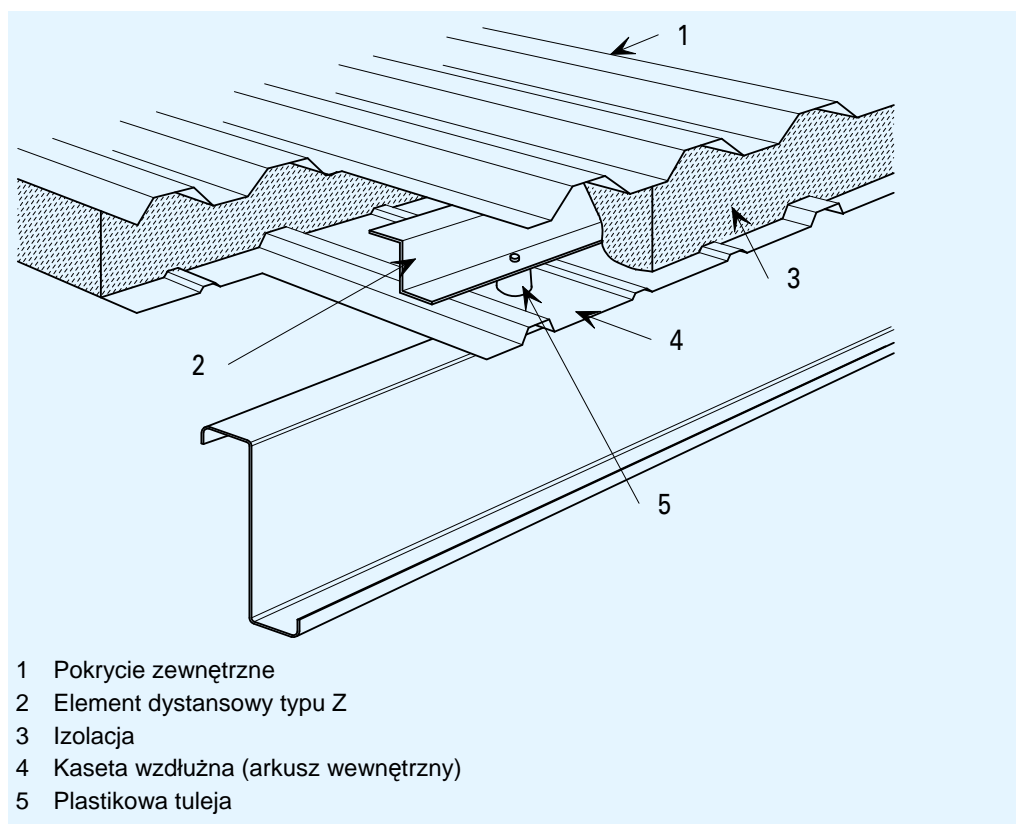
Rysunek 7.1 Pojedynczy arkusz blachy trapezowej

### 7.2 System poszycia podwójnego

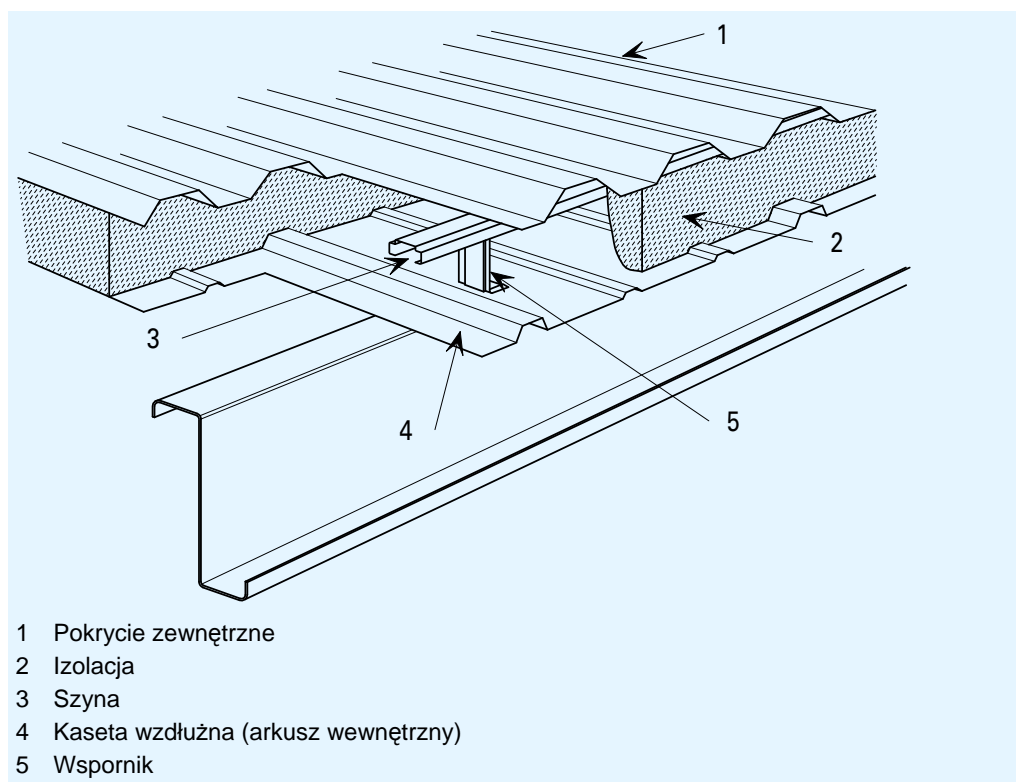
W dachowych systemach poszycia podwójnego lub wielowarstwowego stosuje się zwykle stalową kasetę wzdłużną mocowaną do płatwi, następnie system elementów dystansowych (plastikowa tuleja i element dystansowy lub szyna i wspornik dystansowy), izolację i poszycie zewnętrzne z blachy profilowanej. Ponieważ połączenie pomiędzy poszyciem zewnętrznym a wewnętrznym może nie być wystarczająco sztywne, należy wybrać odpowiednią kasetę wzdłużną i mocowania, które same zapewnią wymagany poziom utwierdzenia płatwi. Tego typu konstrukcję z plastikowymi tulejami przedstawiono na rysunku 7.2.

Wraz ze wzrostem wysokości izolacji zaczęto skłaniać się ku rozwiązaniom wykorzystującym szyny i wsporniki, które zapewniają większe utwierdzenie boczne płatwi. System ten przedstawiono na rysunku 7.3.

Przy odpowiednim uszczelnieniu połączeń kasety wzdłużne można zastosować jako elementy tworzące szczelną powietrzną barierę. Innym rozwiązaniem jest wykorzystanie nieprzepuszczalnej membrany umieszczonej na kasecie wzdłużnej.



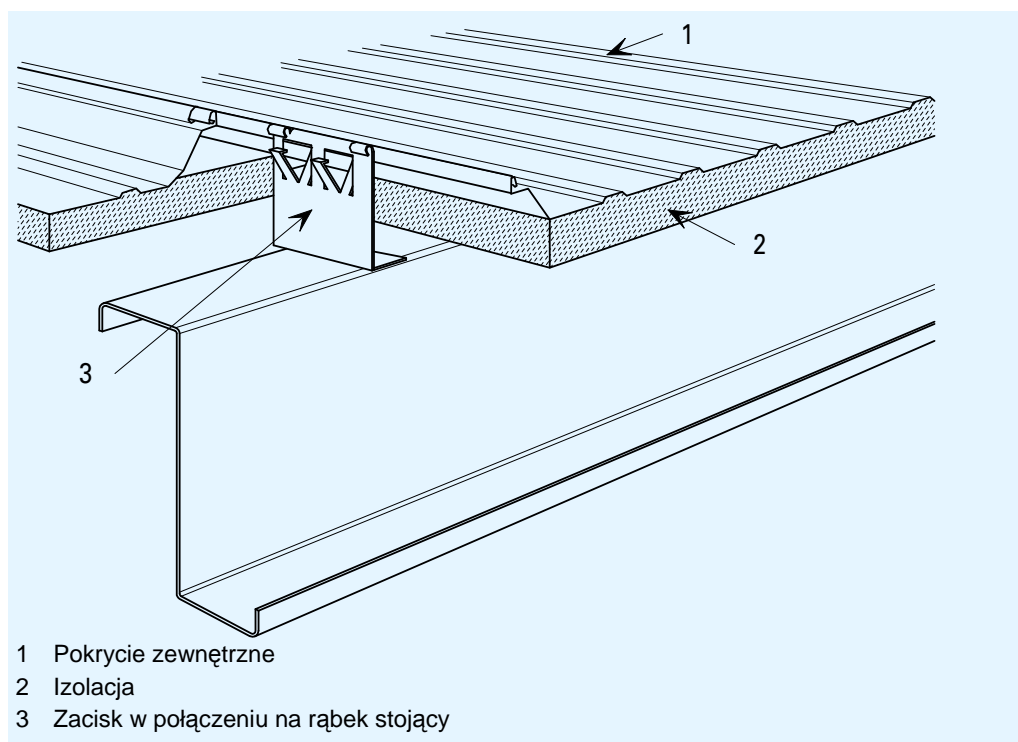
**Rysunek 7.2 Konstrukcja podwójna z plastikową tuleją i elementami dystansowymi typu Z**



**Rysunek 7.3 Konstrukcja podwójna z szyną i wspornikami dystansowymi**

### 7.3 Pokrycie łączone na rąbek stojący

Pokrycie łączone na rąbek stojący jest wyposażone w kryte elementy złączne i może być mocowane na długościach do 30 m. Zaletą tego rozwiązania jest brak otworów w pokryciu, przez które mogłaby przedostawać się woda, a także szybki montaż pokrycia dachowego. Mocowania mają kształt zacisków, które przytrzymują pokrycie, pozwalając mu jednocześnie przesuwać się w kierunku poziomym (patrz rysunek 7.4). Wadą tego systemu jest zmniejszenie utwierdzenia płatwi w porównaniu z konwencjonalnym systemem mocowania. Niemniej prawidłowo umocowana kaseta wzdłużna powinna zapewnić odpowiednie utwierdzenie.



Rysunek 7.4 Panele łączone na rąbek stojący z kasetami wzdłużnymi

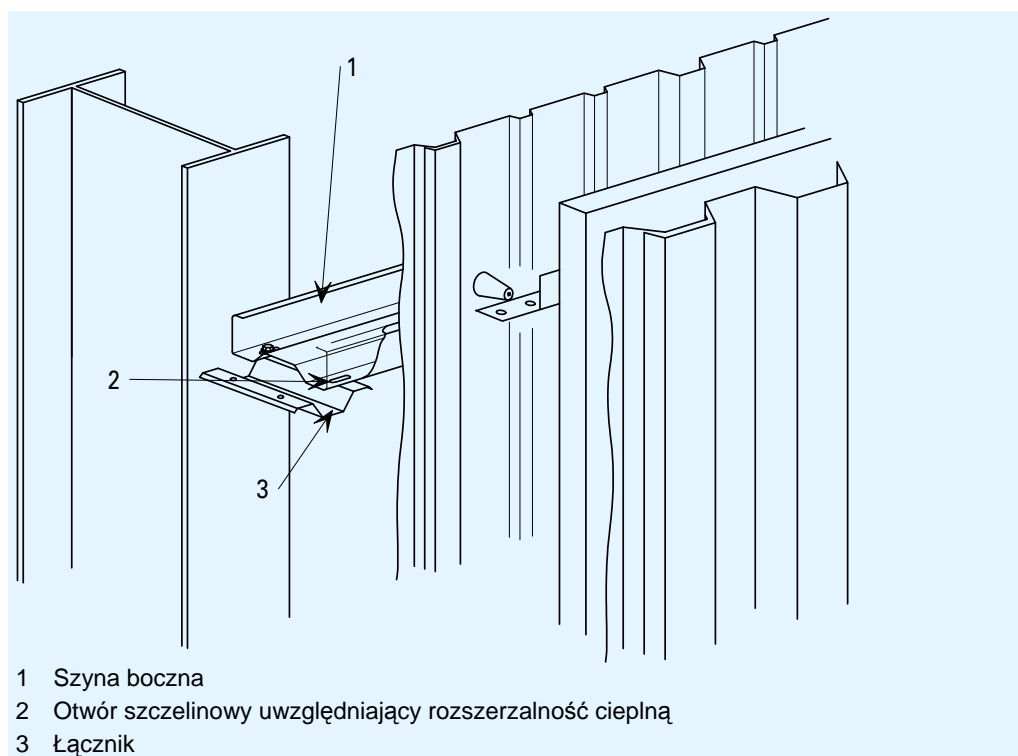
### 7.4 Panele kompozytowe lub warstwowe

Panele kompozytowe lub warstwowe uzyskuje się umieszczając warstwę izolacji piankowej pomiędzy zewnętrzną a wewnętrzną warstwą pokrycia. Panele kompozytowe mają dobre właściwości przesklepiające dzięki złożonemu oddziaływaniu rdzenia z blachami stalowymi. Dostępne są systemy łączenia na rąbek stojący (patrz rysunek 7.4) i system łączenia bezpośredniego. Zapewniają one duże zróżnicowanie poziomów utwierdzeń płatwi. Dodatkowe informacje można uzyskać u producentów.

## 7.5 Projektowanie ścian z uwagi na warunki pożarowe

Zgodnie z wymaganiami większości krajowych przepisów budowlanych ściana konstrukcji znajdująca się w pobliżu granicy działki budowlanej musi być zaprojektowana w taki sposób, aby zapobiegać rozprzestrzenianiu się ognia na sąsiednią nieruchomość. Badania ogniowe wykazały, że można w tym celu stosować wiele typów paneli, pod warunkiem, że pozostaną one przytwierdzone do konstrukcji. Dodatkowe wskazówki można uzyskać u producentów.

Niektórzy producenci wykonują otwory szczelinowe w połączeniach szyn bocznych, uwzględniając w ten sposób rozszerzalność cieplną. Aby się upewnić, że takie działanie prowadzące do niwelacji utwierdzenia w warunkach normalnych nie ma negatywnego wpływu na stateczność słupa, na otwory szczelinowe nakładane są podkładki z materiału, który topi się w wysokiej temperaturze. Dzięki temu szyna boczna może przesuwać się względem słupa jedynie w warunkach pożaru. Szczegóły dotyczące tego typu systemu przedstawiono na rysunku 7.5.



**Rysunek 7.5** Szczegóły typowej ściany ogniowej z uwzględnieniem otworów szczelinowych kompensujących rozszerzalność cieplną w warunkach pożaru

## 8 PROJEKT WSTĘPNY RAM PORTALOWYCH

### 8.1 Wprowadzenie

Na etapie projektu wstępnego można zastosować następujące metody określenia wymiarów słupów i rygli jednoprzęsłowych ram portalowych. Dalsze obliczenia szczegółowe będą wymagane na etapie projektu końcowego. Należy pamiętać, że metoda ta nie uwzględnia:

- wymagań dotyczących ogólnej stateczności,
- ugięć w stanie granicznym użytkowalności.

### 8.2 Szacunkowe określanie wymiarów elementów

Wskazówki dotyczące ram portalowych odnoszą się do zakresu rozpiętości pomiędzy 15 a 40 m i zostały przedstawione w tabeli 8.1. Do opracowania poniższej tabeli przyjęto następujące założenia:

- Spadek dachu wynosi  $6^\circ$ .
- Gatunek stali to S235. Jeśli projekt zależy od warunków użytkowalności, zastosowanie mniejszych kształtowników ze stali wyższego gatunku może nie być zalecane. Kiedy ugięcia nie są problemem, na przykład przy konstrukcjach całkowicie obłożonych okładziną metalową, można zastosować wyższe gatunki stali.
- Obciążenie rygla to całkowite obliczeniowe oddziaływania stałe (łącznie z ciężarem własnym) oraz obliczeniowe oddziaływania zmienne, a jego zakres wynosi od 8 do 16 kN/m.
- Ramy rozmieszczono w odległości od 5 do 7,5 m.
- Długość skosu to 10% rozpiętości ramy.
- Słup uznany jest za utwierdzony, gdy na jego długości zapewnione są utwierdzenia ograniczające skręcanie (słupy te są zatem lżejsze niż odpowiadające im słupy nieutwierdzone).
- Słup uznaje się za nieutwierdzony, gdy nie można utwierdzić jego pasa wewnętrznego.

Wymiary elementów konstrukcyjnych podane w tabelach są odpowiednie do szybkiego projektu wstępnego. Jednak gdy określono rygorystyczne wartości graniczne ugięcia, może być konieczne zwiększenie wymiarów elementów konstrukcyjnych.

W każdym przypadku należy wykonać pełny projekt i sprawdzić elementy zgodnie z normą EN 1993-1-1.



Tabela 8.1 Wymiary elementów jednoprzęsłowej ramy portalowej z dachem o spadku 6°

	Obciążenie rygla (kN/m)	Wysokość naroża (m)	Rozpiętość ramy (m)					
			15	20	25	30	35	40
Rygiel	8	6	IPE 240	IPE 330	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 450
	8	8	IPE 240	IPE 330	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 450
	8	10	IPE 240	IPE 330	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 450
Utwierdzony słup	8	6	IPE 300	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 550	IPE 600
	8	8	IPE 300	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 600
	8	10	IPE 300	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137
Nieutwierdzony słup	8	6	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137
	8	8	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173
	8	10	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
Rygiel	10	6	IPE 270	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 600	IPE 550
	10	8	IPE 270	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 600	IPE 550
	10	10	IPE 270	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 600	IPE 550
Utwierdzony słup	10	6	IPE 360	IPE 450	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137
	10	8	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137
	10	10	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 600	IPE 750 × 173
Nieutwierdzony słup	10	6	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 137
	10	8	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
	10	10	IPE 450	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800
Rygiel	12	6	IPE 270	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 550
	12	8	IPE 270	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 550
	12	10	IPE 270	IPE 60	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 600

Tabela 8.1 (Ciąg dalszy) Jednoprzęsłowa rama portalowa z dachem o spadku 6°

	Obciążenie rygla (kN/m)	Wysokość naroża (m)	Rozpiętość ramy (m)					
			15	20	25	30	35	40
Utwierdzony słup	12	6	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173
	12	8	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173
	12	10	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173
Nieutwierdzony słup	12	6	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173
	12	8	IPE 450	IPE 600	IPE 600	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800
	12	10	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800	HE 900
Rygiel	14	6	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 450	IPE 550	IPE 600
	14	8	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 450	IPE 550	IPE 600
	14	10	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 450	IPE 550	IPE 600
Utwierdzony słup	14	6	IPE 360	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 173	IPE 750 × 173
	14	8	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 173	HE 800
	14	10	IPE 400	IPE 450	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
Nieutwierdzony słup	14	6	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
	14	8	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800
	14	10	IPE 550	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800	HE 900
Rygiel	16	6	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 550	IPE 600
	16	8	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 600
	16	10	IPE 330	IPE 400	IPE 450	IPE 50	IPE 600	IPE 600
Utwierdzony słup	16	6	IPE 400	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
	16	8	IPE 400	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
	16	10	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	HE 800	HE 800
Nieutwierdzony słup	16	6	IPE 450	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 137	IPE 750 × 173	HE 800
	16	8	IPE 550	IPE 600	IPE 750 × 173	HE 800	HE 800	HE 900
	16	10	IPE 600	IPE 750 × 137	HE 800	HE 800	HE 900	HE 900

## LITERATURA

- 1 SANSOM, M. i MEIJER, J.  
Life-cycle assessment (LCA) for steel construction  
Komisja Europejska, 2002
- 2 Stosuje się szereg metod oceny. Na przykład:
  - BREEAM w Wielkiej Brytanii
  - HQE we Francji
  - DNGB w Niemczech
  - BREEAM-NL, Greencalc+ oraz BPR Gebouw w Holandii
  - Valideo w Belgii
  - Casa Clima w Trydencie-Górnej Adydze we Włoszech (w każdym regionie wykorzystuje się własną metodę)
  - LEED, stosowana w różnych krajach
- 3 Konstrukcje stalowe w Europie  
Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 5: Projekt kratownic
- 4 Konstrukcje stalowe w Europie  
Jednokondygnacyjne konstrukcje stalowe. Część 6: Projekt słupów złożonych