JCEEA

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury

Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture

Kwartalnik
tom XXX
zeszyt 60 (nr 2/2013)
kwiecień-czerwiec

(e-ISSN 2300-8903)

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Števulová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočak (Słowacja)
prof. Zinoviy Blikharskyy (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

K o m i t e t R e d a k c y j n y
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny
dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (*naukowi*)
prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny
dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji
mgr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie
dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA
dr inż. Zdzisław PISAREK, dr inż. Lucjan ŚLĘCZKA

R e d a k t o r
James RICHARDS – native English speaker (UK)

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
Zdzisław PISAREK

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl//pl/zeszyty--naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpiet@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 301

SPIS TREŚCI

Maciej CWYL, Katarzyna OSTAPSKA, Lesław KWAŚNIEWSKI: Numeryczno – doświadczalna analiza nośności zakotwień cięgien stosowanych w metalowo - szklanych ścianach osłonowych 5

Tomasz DOMAŃSKI: Probabilistyczna ocena nośności łącznika w połączeniu zakładkowym, w klasie niezawodności RC3, w temperaturach normalnych i pożarowych 17

Marian A. GIŻEJOWSKI, Albashir Ali K. SALEH, Wioleta BARCEWICZ, Jacek UZIAK: Effect of postlimiting behaviour of isolated beam-to-column joints observed in force controlled experiments 27

Marian A. GIŻEJOWSKI, Aleksander SZWED, Albashir Ali K. SALEH, Wioleta BARCEWICZ: Joint moment-rotation characteristic in light of experimental simulations of frame column loss 51

Lukáš GÖDRICH, František WALD, Zdeněk SOKOL: To advanced modelling of end plate joints 77

Bronisław GOSOWSKI, Paweł LORKOWSKI, Michał REDECKI: Analiza węzłów świetlików hali wykonanych wadliwie oraz poprawnie z rur prostokątnych 87

Marcin GÓRSKI, Aleksander KOZŁOWSKI: Podatność podparcia płatwi na podporze a jej moment krytyczny 99

Paweł KAWECKI, Jan ŁAGUNA, Aleksander KOZŁOWSKI: Analiza nośności doczołowego styku belki dwuteowej z wieloma szeregami śrub 117

Paweł KAWECKI, Wojciech KAWECKI, Jan ŁAGUNA: Wykorzystanie właściwości połączeń płyt warstwowych na wkręty w obliczeniach współpracy poszycia z elementami konstrukcji 137

Paweł A. KRÓL, Magdalena PAPADOPOULOS-WOŹNIAK, Jarosław WÓJT: Badania podatnych węzłów zaczepowych rygiel-słup w stalowych regałach magazynowych wysokiego składowania 153

Witold KUCHARCZUK, Sławomir LABOCHA: Analiza nośności i sztywności belek zespolonych w zależności od stopnia zespolenia 175

Mariusz MAŚLAK, Małgorzata SNELA: Redystrybucja siły podłużnej w stalowym ryglu o narastającej w pożarze zdolności do wydłużenia 189

Krzysztof OSTROWSKI, Aleksander KOZŁOWSKI: Analiza długości współpracujących króćców teowych 203

Zdzisław PISAREK: Obliczanie doczołowych połączeń śrubowych zginanych ukośnie..... 219

Bogdan STANKIEWICZ: Parametryczna analiza podatności śrubowych styków doczołowych dwuteowych belek stalowych metodą elementów skończonych 231

Szymon SWIERCZYNA, Walter WUWER: Wstępne badania nośności na docisk zakładkowych połączeń na sworznie jednostronne. 243

Elżbieta SZMIGIERA: Wpływ sposobu przekazywania obciążenia na nośność słupów stalowo-betonowych 253

Lucjan ŚLĘCZKA: Zachowanie śrubowych węzłów doczołowych obciążonych w sposób powtarzalny..... 269

Izabela TYLEK, Krzysztof KUCHTA: Wpływ podatności węzłów na przechył zastępczy w pozasprężystej analizie szkieletów stalowych..... 285

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 5 - 16

MaciejCWYL[1]
Katarzyna OSTAPSKA[2]
LesławKWAŚNIEWSKI[3]

NUMERYCZNO – DOŚWIADCZALNA ANALIZA NOŚNOŚCI ZAKOTWIEŃ CIĘGIEN STOSOWANYCH W METALOWO - SZKLANYCH ŚCIANACH OSŁONOWYCH.

Ustroje metalowo – szklane projektuje się z zachowaniem odrębnego schematu statyczno – wytrzymałościowego względem podstawowej konstrukcji nośnej realizowanego budynku. Ściany osłonowe podlegają sprawdzeniom, według niezależnych (bardziej restrykcyjnych) warunków nośności i użytkowania (SGN i SGU). Szkielet metalowy ściany osłonowej nie powinien przenosić sił generowanych w trzonie budynku a jedynie w sposób właściwy przekazywać na konstrukcję obiektu oddziaływania od obciążeń klimatycznych, obciążeń stałych oraz technologicznych występujących w powłoce metalowo – szklanej. Szczególną rolę w tych układach konstrukcyjnych pełnią połączenia układów słupowo ryglowych i połączenia elementów usztywniających – cięgien. Są one jednym z podstawowych elementów zapewniających właściwą pracę konstrukcji nośnych ścian metalowo – szklanych. W przypadku systemowych rozwiązań odpowiednie własności i sposób pracy połączeń w układach stężających ścian zapewniają również spełnienie wymogów szczelnościna przenikanie wody opadowej, szczelności na infiltrację powietrza i wielu innych cech warunkujących prawidłową pracę przegród. W niniejszym referacie rozpatrzono zastosowania układów cięgnowych w konstrukcjach fasadowych i analizowano pracę wybranych detali cięgien, które wpływają na sztywność całych układów prętowych przeszkleń.W szczególności skupiono się na sposobie pracy i rozkładzie naprężeń na powierzchni gwintowanej połączenia zestawu cięgnowego. Wyznaczono minimalną liczbę uzwojeń przenoszącą gwarantowaną przez producenta systemowych rozwiązańwartość siły osiowej i przedstawiono przebieg procesu zniszczenia elementu w uzwojeniu z poszczególnymi fazami ścięcia kolejnych skrajnych nitek uzwojenia. Dla przebiegu procesu zniszczenia wyznaczono wartości kolejnych, granicznych skoków siły niszczącej zakotwienie.

[1] Autor do korespondencji: Maciej Cwyl, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel: +48 22 234 65 56, mc@il.pw.edu.pl

[2] Katarzyna Ostapska, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 234 65 56, k.ostapska@il.pw.edu.pl

[3] Lesław Kwaśniewski, Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 234 65 56, l.kwasniewski@il.pw.edu.pl

Słowa kluczowe: cięgna prętowe, zakotwienia metalowe, zakotwienia z gwintem wewnętrznym, połączenia sworzniowe, rektyfikacja cięgien, układy metalowo – szklane.

1. Wprowadzenie

Podstawowym obszarem zastosowań stopów aluminiowych w budownictwie są ustroje słupowo-ryglowe ścian metalowo – szklanych. W największym stopniu materiał ten wykorzystywany jest na konstrukcje fasad budynków użyteczności publicznej, budynków biurowych, hal wystawienniczych i różnego rodzaju obiektów sportowych. Obecnie szacowane, światowe zużycie pierwotnego materiału sięga 40,0 mln t/rocznie.

Współczesne rozwiązania architektoniczne zwiększają zapotrzebowania na rozwiązania konstrukcyjne fasad o znacznych rozpiętościach i dużej sztywności ustrojów powłokowych. Specyfika stosowanych materiałów, warunki normowe szczelności [1] i ograniczeń ugięć przęsłowych (w wielu przypadkach nawet do L/480 [2] (L-rozpiętość przęsła)) wymuszają stosowanie układów stężających, cięgien prętowych, które umożliwiają spełnienie granicznych wymogów wynikających z SGN i SGU dla układów nośnych konstrukcji metalowo – szklanych.

1.1. Własności ogólne ścian metalowo - szklanych

W Polsce pierwsze realizacje obiektów z wykorzystaniem lekkich ścian osłonowych oddano do użytku na przełomie lat sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Powszechność stosowania tego typu rozwiązań konstrukcyjnych w naszym kraju przypada jednak na początek lat dziewięćdziesiątych. Jest to czas, gdy rozwiązania systemowe wprowadzane są na rynek poprzez uzyskiwanie odpowiednich Aprobat Technicznych dla konkretnych rozwiązań proponowanych przez przedsiębiorstwa specjalizujące się w przegrodach metalowo – szklanych. Dopiero w roku 2005 zostaje opublikowana i wprowadzona norma PN-EN 13830:2005 [1], w której określono podstawowe właściwości ścian osłonowych i podano informacje techniczne o wymaganiach eksploatacyjnych w całej Europie. Norma [1] podaje kryteria oraz zakres badań do potwierdzania parametrów technicznych przegród metalowo – szklanych. Podstawowe kryterium dotyczące przegród narzuca, aby maksymalne ugięcie poziome elementów szkieletu nie przekraczało L/200 lub 15 mm, w zależności od tego, który z warunków w pierwszej kolejności będzie wyczerpany. Dla układów słupowo – ryglowych z wypełnieniem materiałami przeziernymi wrażliwymi na kruche pękanie ugięcie graniczne przyjmuje się o wartości L/480. Wymagania sztywności odnoszą się zawsze do konstrukcyjnego elementu ściany osłonowej (ustroju nośnego) bez współpracy z wypełnieniami

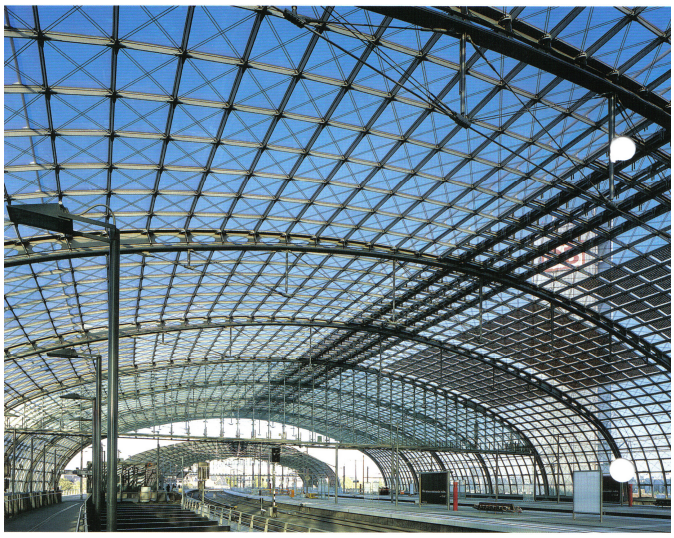
lub innymi elementami szklanymi – stosowanymi żebrami, belkami lub słupami szklanymi.

Kolejne wymagania dotyczą nośności elementów konstrukcyjnych ze względu na występujące obciążenia pionowe. Ciężar typowych przegród metalowo–szklanych wynosi 1,0÷3,5 kN/m^2. Oprócz podstawowych wymagań dotyczących elementów metalowych fasad, norma [1] wymaga, aby maksymalne ugięcie każdego poziomego elementu konstrukcyjnego fasady podpierającego taflę szyby, nie przekraczało L/500 lub 3,0mmpod wpływem obciążeń pionowych.

Rozpatruje się również szczelność powłok metalowo - szklanych ze względu na przepuszczalność (infiltrację) powietrza i przepuszczalność wody opadowej.

Ograniczenia przemieszczeń elementów układów prętowych fasad staje się jednym z podstawowych warunków, od których zależą wszystkie inne parametry użytkowe fasady.

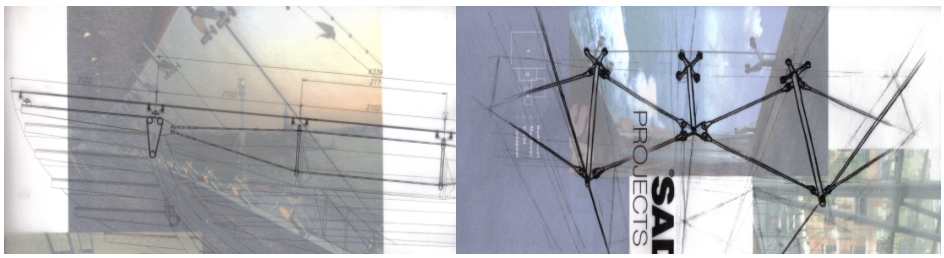
W niniejszym referacie rozpatrzono zastosowania układów cięgnowych w konstrukcjach fasadowych i analizowano pracę wybranych detali cięgien, które wpływają na sztywność całych układów prętowych przeszkleń. Na rys. 1 pokazano jedno z popularniejszych zastosowań układów cięgnowych w hali dworca kolejowego, zapewniające należytą sztywność układu słupowo – ryglowego przeszklenia obiektu.



Rys. 1. Dworzec kolejowy w Berlinie, zastosowane układy stężające „X” w każdym polu przeszklonym(według materiałów PFEIFER)

Fig. 1. Railway station in Berlin. Structural bracing system “X”(by PFEIFER)

Szerokie zastosowanie znalazły również elementy cięgnowe w projektowaniu tzw. układów kratownic cięgnowych, w których poprzez nadanie wstępnych sił naciągu, wykorzystując sprężanie elementów stalowych, uzyskuje się znaczące ograniczenia ugięć dla układów konstrukcyjnych powłok. Przykład tego typu rozwiązań obrazują rys. 2 i 3.



Rys. 2. Przykłady rozwiązań kratownic cięgnowych płaskich, wykorzystujących cięgna prętowe, jako elementy pełno - nośne
Fig. 2. Example of a flat tension trusses. Cables as a part of the full load-bearing structure

Jako najpopularniejsze cięgna dla tego typu obiektów użyteczności publicznej rekomendowane są elementy prętowe z zakotwieniami trzpieniowymi. Są proste w użyciu a zastosowane detale połączeń pozwalają na ich montaż przy maksymalnej redukcji luzów technologicznych.



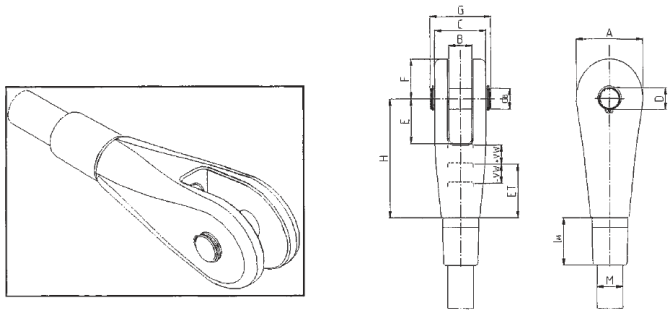
Rys. 3. Przykłady rozwiązań układu cięgnowego przestrzennego z pokazaniem detali węzła utrzymującego tafle przeszklenia
Fig. 3. Example of a three-dimensional tension trusses. Mounting detail with elements of glass sheets

Badania tego typu elementów odniesiono do prefabrykowanych zestawów cięgien prętowych na bazie systemu Pfeifer 860 [3]. Są one obecnie stosowane w budownictwie na podstawie Europejskiej Aprobaty Technicznej ETA-04/0039 [4] wydanej w roku 2004 i obowiązującej do roku 2014. Do badań

i analizy zagadnień związanych z zakotwieniami cięgien prętowych, przyjęto elementy o średnicy 16mm. Podstawowym elementem zestawu cięgnowego jest pręt okrągły ze stali S460N o granicy plastyczności ($R_p0,2$) o wartości 460N/mm^2 i wytrzymałości na rozciąganie wynoszącej 625 N/mm^2. Pręty cięgien łączone są w obrębie węzłów z zakotwieniami poprzez obustronnie gwintowane końce prętów (gwint metryczny ISO w zakresie cięgien M10 do M100).

Układy cięgnowe łączy się w węzłach konstrukcyjnych przy użyciu systemowych zakotwień widłowych – głowic widlastych. Głowice wyposażone są w gwint wewnętrzny i składają się z dwóch ramion otworowanych dla mocowania sworznia tworzącego połączenie przegubowe cięgna. Głowice widlaste wykonywane są, jako sferoidalne odlewy z żeliwa o charakterystyce materiałowej EN-GJS-400-18-LT, zgodnie z EN 1563. Sam trzpień połączenia wykonany jest z materiału oznaczanego, jako 34CrNiMo 6+QT o charakterystyce wytrzymałościowej zgodnie z EN 10083-3. Pozostałe elementy zakotwienia wykonywane są ze stali oznaczanej, jako S355J2. Schemat zakotwienia cięgna przedstawiono na rys. 4. Ten element cięgna poddano analizie numerycznej i badaniom doświadczalnym, w celu opisu sposobu jego pracy, jako element powłokowych konstrukcji fasad.

System cięgien jest wykorzystywany do wykonywania konstrukcji nośnych dachów, sprężonych konstrukcji cięgnowych, konstrukcji podstawowej i usztywniającej fasad. Zalecany jest również w układach kratownic cięgnowych płaskich o rozpiętościach do kilkunastu metrów, przekryć trybun, ogrodów zimowych, i innych obiektów użytku publicznego.



Rys. 4. Detal zakotwienia cięgna mocowanego na pręcie poprzez gwint metryczny
Fig. 4. Details of anchor mounting system with metric thread

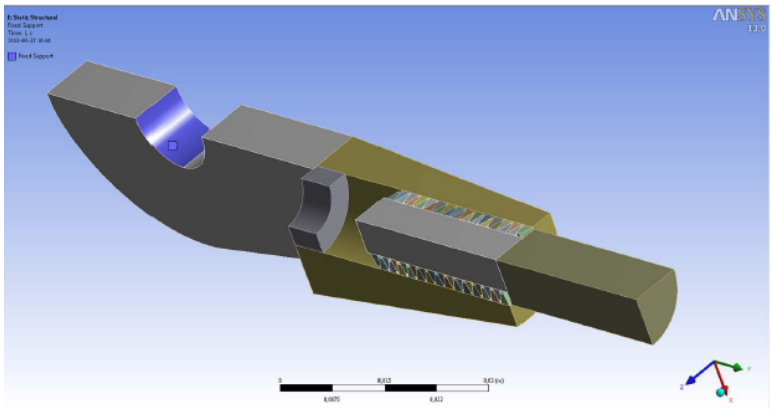
Zgodnie z Aprobatą techniczną pokazane na rys. 4 zakotwienia cięgien mogą pracować również, jako połączenia prętów ściskanych. Pozwala to na wykorzystywanie ich w układach kratownic cięgnowych z dużymi wartościami sił ściskających w prętach (siły ściskające nawet do 80 – 85 [%] nośności elementu).

Badane elementy mają gwarantowaną żywotność systemów cięgnowych wynoszącą 25 lat i są zalecane w konstrukcjach obciążonych w przeważający sposób statycznie.

1.2. Analiza numeryczna zakotwienia cięgnowego

O poprawności pracy elementów cięgnowych w duże mierze decyduje sposób pracy ich zakotwień metalowych. Elementy cięgnowe w konstrukcjach metalowo – szklanych wymagają detali umożliwiających ich rokroczną rektyfikację w zakresie długości. By w jak najmniejszym stopniu komplikować schemat montażowy cięgnowych elementów prętowych lub linowych, przyjęto, że miejsce rektyfikacji wyznaczono na zakotwieniach w obrębie połączeń. Zakotwienia te nakręca się na gwintowane pręty cięgien w ten sposób regulując ich długość. Przyjmuje się, że poprawnie zamontowane cięgno dla układu konstrukcji fasady posiada wstępny naciąg w przedziale 5 do 10-ciu procent nośności przekrojowej pręta. Ta wygenerowana siła zapobiega tzw. zwieszeniu swobodnemu i niweluje luzy na połączeniach trzpieniowych. Brak luzów i zwieszeń jest gwarantem właściwej pracy ustroju metalowo – szklanego i zapewnia dotrzymanie warunków użytkowych fasady związanych z określonymi klasami szczelności oraz infiltracji.

Z tego względu w szczególny sposób zajęto się analizą pracy samych elementów w obrębie połączenia cięgna z konstrukcją metalową. W tym celu zamodelowano element zakotwienia z odwzorowaniem części gwintowanej, części stożkowej odlewu zakotwienia i części gwintowanej cięgna. Ze względu na dużą liczbę elementów bryłowych wykorzystano dwie osie symetrii. Pozwoliło to jednocześnie na lepsze zobrazowanie rozkładu stanu naprężenia w poszczególnych fazach pracy zakotwienia metalowego. Schemat analizowanego zakotwienia przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Detal zakotwienia cięgna poddany analizie numerycznej
Fig. 5. Computer model of anchor mounting system

Przyjęto uproszczoną geometrię głowicy oraz pierścieniowe uzwojenia gwintu metrycznego. Gwint o przekroju trapezowym, symetryczny. Dane materiałowe cięgna i jego nagwintowanej części przyjęto zgodnie z oznaczeniami dla stali S460. Dla odlewu zakotwienia i jego gwintu parametry przyjęto na podstawie charakterystyki materiałowej podanej przez producenta, zgodnej z jego oznaczeniem EN-GJS-400-18-LT. Do obliczeń modelu połączenia przyjęto odcinkowo – liniową aproksymację materiału sprężysto plastycznego ze wzmocnieniem z typami analizy 2D i 3D.

Do analizy w stanie osiowo symetrycznym zastosowano elementy skończone czterowęzłowe z dwoma stopniami swobody dla każdego z nich. Każdy z elementów miał, zatem osiem stopni swobody z zastosowaniem ich do analiz osiowosymetrycznych w modelu trójwymiarowym elementu zakotwienia. Symulacja ta umożliwiła przeprowadzenie analizy nieliniowej ze względu na parametry materiałowe i uwzględniania kontaktu z tarciem. Przyjęto współczynnik tarcia równy 0,15. Na tym etapie obliczeń możliwe było również uwzględnienie występowania dużych deformacji elementów zakotwienia pod przyrostami osiowych sił rozciągających w pręcie cięgna.

Założono zgodnie z rzeczywistym elementem zakotwienia dwanaście uzwojeń gwintu i wygenerowano model ćwiartki połączenia wykorzystując 133,5 tys. elementów skończonych. Podczas obliczeń określono dokładny rozkład naprężeń na kolejnych uzwojeniach rozpatrując różną liczbę współpracujących uzwojeń gwintu. Głębokość wkręcenia cięgna w zakotwienie na realizowanych konstrukcjach zależy od wielu czynników, wygenerowanej – żądanej siły naciągu, rektyfikacji długości uwzględniającej odchyłki montażowe układu konstrukcyjnego, wpływy pełzania i relaksacji w trakcie użytkowania ustrojów prętowych ścian metalowo – szklanych.

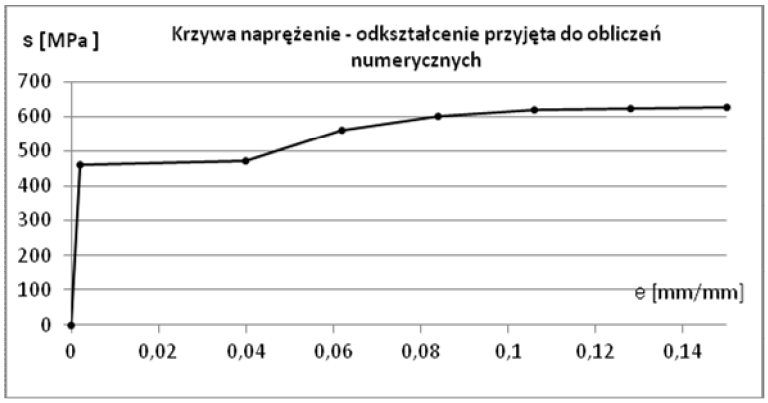
Wyniki analiz odnoszono każdorazowo do wartości naprężeń odpowiadających odpowiednio 80 i 100 procentom siły zrywającej cięgno.

Drugi typ analizy wykorzystywał model ćwiartki zakotwienia (bisymetrycznej głowicy) z tzw. analizą globalną, wykorzystującą zasady submodelingu samego gwintu z elementami bezpośrednio przyległymi. W tej analizie wykorzystano przestrzenne, ośmiowęzłowe elementy bryłowe. Zastosowano ten sam współczynnik tarcia i zastosowano siatkę ze 133 tys. elementów bryłowych. Lokalnie uzyskane zawyżone wartości naprężeń w miejscach karbów (ze względu na niedoskonałości zagęszczeń siatki MES) świadczą o uplastycznianiu materiału współpracującego w obrębie tych fragmentów zakotwienia. Wyniki deformacji są jednak miarodajne (0,3 mm dla submodelingu w stosunku do 0,5 dla modelu globalnego) i odwzorowują w pełni zachowanie się zakotwienia podczas badań laboratoryjnych.

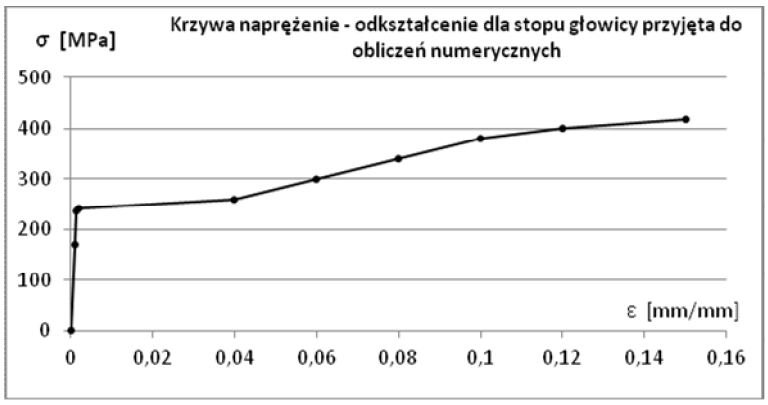
Analiza trójwymiarowa pozwoliła na określenie warunków brzegowych, wyjściowych dla analizy płaskiej, osiowosymetrycznej. Jednak możliwości obliczeniowe nie pozwoliły na uzyskanie w tej analizie dokładnych map naprężeń w obszarach uzwojeń w modelu trójwymiarowym, podlegających

oddziaływaniom kontaktowym. W tym celu niezbędne było podparcie się obliczeniami z wykorzystaniem analizy 2D. W trakcie obliczeń porównano warunki brzegowe, wyjściowe z modelu przestrzennego dla różnych głębokości wkręcenia gwintu i odniesiono do analizy powierzchniowej. Uzyskano kompatybilny pod względem przemieszczeń model płaski i na podstawie prowadzonych analiz określono sposób rozkładu naprężeń i wartości obciążenia poszczególnych uzwojeń. Na podstawie obliczeń stwierdzono, że najbardziej obciążone są pierwsze cztery, krańcowe uzwojenia. Kolejny ważny wniosek dotyczy liczby sześciu uzwojeń, które przenoszą siłę zrywającą w cięgnie określoną w trakcie badań laboratoryjnych na 125,0kN. Nośność cięgna na podstawie badań określono na 93,0kN (spełnienie warunku nośności obliczeniowej cięgna).

a)



b)



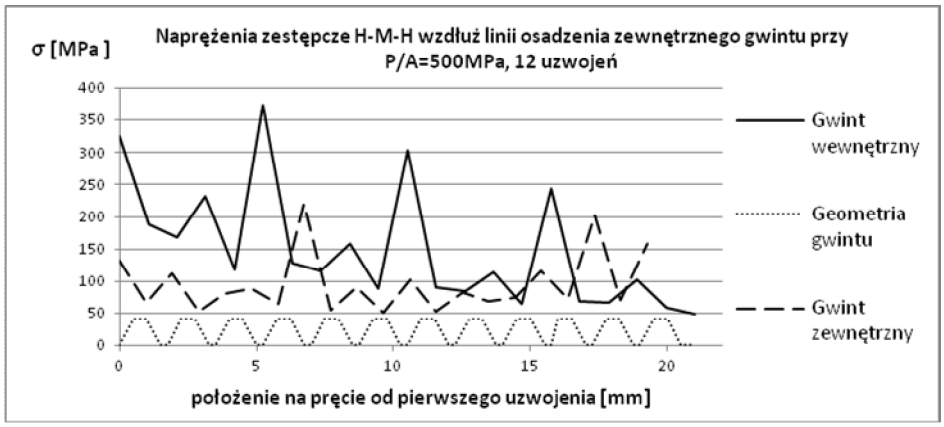
Rys. 6. Zależności σ-ε, przyjęte w analizie numerycznej: a) – dla materiału pręta, b) dla odlewu zakotwienia połączenia

Fig. 6. Stress –strain relationship σ-ε applied in numerical analysis: a) – for rod material, b) – for joint material

Zastosowane dwanaście uzwojeń w zakotwieniach i stożkowy charakter odlewu elementu węzłowego pozwalają na ponad 100% rezerwę głębokości wkręcenia prętów w stosunku do ich nośności obliczeniowej uzyskiwanej przy wykorzystaniu, co najmniej sześciu uzwojeń gwintowanej części odlewu połączenia. Zniszczenie w obrębie gwintowanej części połączenia następuje poprzez jednoczesne, częściowe uplastycznienie dla pierwszych dwóch zwojów przy sile równej sile zrywającej cięgno. Głębokość wkręcenia cięgna w zakotwienie wynosi wtedy pięć uzwojeń. W pozostałych, pracujących pierścieniach gwintów nie występują wówczas wartości naprężeń przewyższające granicę sprężystości dla analizowanego materiału zakotwienia. Większa liczba wykorzystanych zwojów wpływa na odciążenie pierwszych dwóch uzwojeń. W części graficznej (powyżej) przedstawiono przyjęte charakterystyki materiałowe, jako wieloodcinkowe zależności σ-ε, rys. 6.

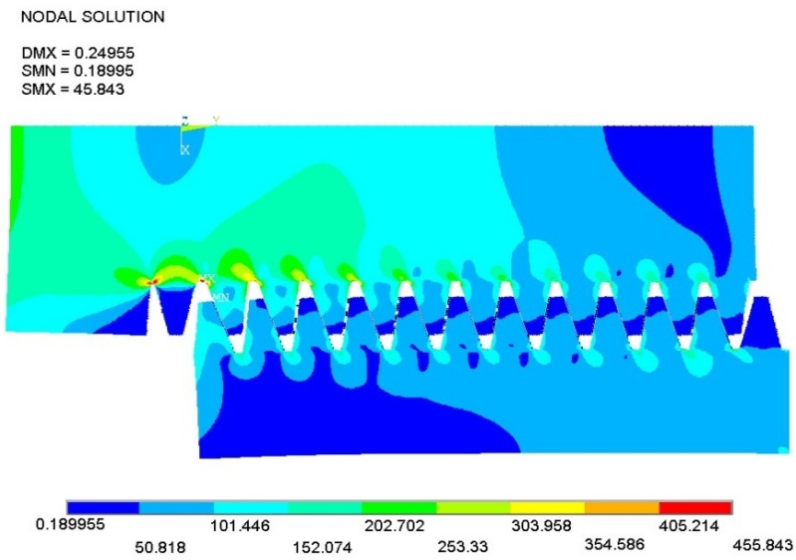
Poniżej przedstawiono również rozkład naprężeń zastępczych wzdłuż linii osadzenia gwintu zewnętrznego (odlewu zakotwienia połączenia) przy zastosowaniu siły niszczącej dla pełnego wkręcenia cięgna w stożkowe gniazdo zakotwienia. Rozkład naprężeń pokazano na rys. 7. Obraz deformacji przy pracujących wszystkich uzwojeniach (w odniesieniu do rys. 7) przedstawiono na rys. 8.

Wywołana deformacja dla pracujących wszystkich uzwojeń odwzorowana została przy zastosowaniu siły w pręcie odpowiadającej naprężeniu 625 MPa - tj. wartości wytrzymałości na rozciąganie wynikającej z zastosowanej stali S460. Opracowane modele MES pozwalają zobrazować sposób pracy i rozkład naprężeń w pracującym elemencie gwintowanym cięgna.



Rys. 7. Rozkłady naprężeń na poszczególnych uzwojeniach przy maksymalnej sile zrywającej przy pracujących dwunastu uzwojeniach

Fig. 7. Stress distribution in the threadsfor the maximum loading of twelve threads



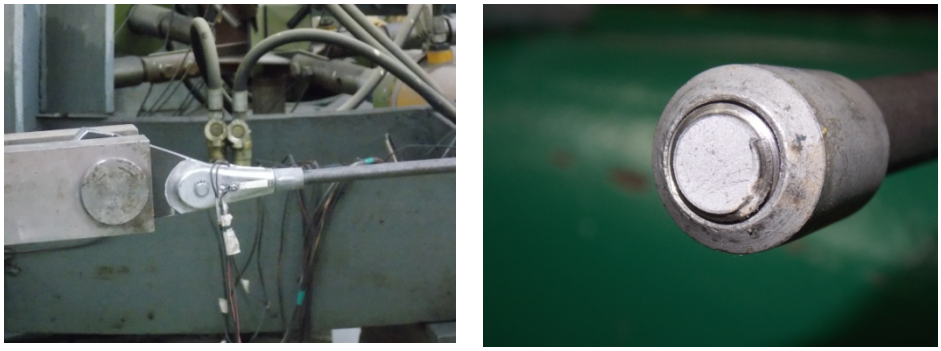
Rys. 8. Obraz deformacji i naprężeń w przekrojach uzwojeń przy gwincie w pełni obciążonym (całkowite wkręcenie) siłą rozciągającą w pręcie odpowiadającą naprężeniu 625 MPa
Fig. 8. Distribution of stresses anddeformationin the threadsfor the tensile force equivalent to the stress of 625 MPa

1.3. Badania laboratoryjne

Dla porównań i potwierdzenia prowadzonych analiz numerycznych wykonano zestaw badań niszczących z wykorzystaniem odwzorowanych układów cięgnowych. Do badań przyjęto zestawy cięgnowe na bazie systemuPfeifer 860, ze średnicą pręta 16, 0 mm [3] i [4], długość zestawu 3,0m, otrzymane od ich producenta, firmy Pfeifer. Do badań wykorzystano siedem zestawów cięgien. Z badaniami numerycznymi porównywano otrzymywane wartości odkształceń na elementach zakotwienia i na powierzchni pręta cięgien. Badania wykonywane były do uzyskania sił zrywających z jednoczesnym pomiarem odkształceń w sześciu niezależnych punktach zestawu. Zarejestrowana siła zrywająca wynosiła 147,3 kN, (125 kN podana przez producenta wartość nośności obliczeniowej pręta).Wartość siły zrywającej równa 147,3 kN jest najmniejszą z otrzymanych wartości sił zrywających dla zestawów poddanych badaniom laboratoryjnym. Ze względu na ograniczoną liczbę badanych elementów nie wyznaczano wartości uśrednionej a odniesiono się do wyniku minimalnej siły zrywającej otrzymanej w trakcie prowadzonych badań. Różnice wartości siły zrywającej otrzymanej dla poszczególnych zestawów układów cięgnowych były zaskakująco małe i sięgały dziesiątych części kN. Delta pomiędzy minimalną i maksymalną wartością siły zrywającej otrzymanej w trakcie badań wyniosła niespełna 1,2 kN, co stanowi jedynie 0,81% rozbieżności. Zgodność wyników badania potwierdza dużą jednorodność

i dobrą jakość wykonania elementów cięgnowych oraz bardzo dobre parametry materiałowe elementów użytych cięgien.

Badano również liczbę uzwojeń równoważącą nośność obliczeniową pręta. Przy głębokości wkręcenia 5 – 6 ciu uzwojeń uzyskiwano wartość siły równą 125 kN (podawana przez producenta nośność zestawu), przy której pracujące uzwojenia ulegały ścięciu. Ścięcie następowało w elemencie zakotwienia, w którym wykonywane jest dwanaście uzwojeń gwintu. Obraz badanego cięgna przedstawiono na rys. nr 9. Na przywołanym zdjęciu widać również powierzchnię zerwanego elementu cięgnowego.



Rys. 9.Obraz elementuw trakcie badań (z lewej). Zerwaniegwintowanej części (z prawej)
Fig. 9. Test set up (left).Breaking the threaded portion (right)

Literatura

[1] PN-EN 13830:2005 Ściany osłonowe – Norma wyrobu.

[2] Cwyl M.:, Rozwój konstrukcji powłokowych fasad metalowo–szklanych. „Świat Szkła”, nr 1 (159) styczeń 2012.

[3] Cable StructuresPfeifer 2010.

[4] Europejska Aprobata Techniczna ETA-04/0039, Bruksela 2004.

NUMERICAL - EXPERIMENTAL ANALYSIS OF LOAD BEARING CAPACITY OF CABLE CONNECTIONS IN METAL - GLASS CURTAIN WALLS

S u m m a r y

Metal - glass structures such as curtain walls are designed to satisfy separate (more restrictive) strength and stiffness requirements independently to the main structure of the building. A special role in such systems plays a combination of beam to column systems with tendons used as connection stiffeners. Metal structural skeleton of the curtain wall should not transfer any forces generated in the core of the building but only transfer to the main structure the loading generated by environmental effects, dead loads and technological loading applied directly to the

glass curtain walls.A special role in these systems is attributed to the girder - column subsystems and to the connections of the stiffeners - tendons. The system should also ensure compliance with the requirements of tightness in the rain water penetration, air infiltration leaks, and many other features determining proper operation of the partitions.

The paper presents applications of the tie rod cladding structures and numerical analyses of detailed elements affecting the structural stiffness of the system. The current research is focused on numerical analysis of local deformation and stress distribution in screw connections. The analyses are conducted using axisymmetric and 3D detailed finite element models equipped with nonlinear material characteristics and contact algorithms. The FE calculations are accompanied by a set of laboratory tests.

Keywords: rod ties, metal anchorage, screw connections, cable connections, rectification of connections, metal - glass structures.

DOI: 10.7862/rb.2013.14

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 17 - 25

Tomasz DOMAŃSKI[1]

PROBABILISTYCZNA OCENA NOŚNOŚCI ŁĄCZNIKA W POŁĄCZENIU ZAKŁADKOWYM, W KLASIE NIEZAWODNOŚCI RC3, W TEMPERATURACH NORMALNYCH I POŻAROWYCH

W pracy przedstawiono probabilistyczna metodę wyznaczania nośności łącznika w zakładkowym stalowym połączeniu kategorii A dla obiektów o klasie niezawodności RC3. Obiekty te, takie jak hale sportowe, obiekty kultu religijnego, budynki wysokie, mosty o dużych rozpiętościach budowle są projektowane z wyjątkowymi wymaganiami bezpieczeństwa definiowanymi w normie PN-EN 1990, w połączeniach tych wymagane jest przeniesienie obciążeń z założonym minimalnym prawdopodobieństwem awarii. Obiekty klasy RC3 wymagające podwyższonych wymagań bezpieczeństwa, definiowane są przez wskaźnik niezawodności $\beta = 4,3$ odpowiadający prawdopodobieństwu awarii $p_f = 8,54 * 10^{-6}$. W zaleceniach normowych PN-EN 1993-1-8 obliczeniową nośność łącznika w połączeniu zakładkowym kategorii A określa się jako wartość minimalną z obliczeniowych nośności na docisk i na ścinanie. W przedstawionym artykule traktuje się obie te wielkości jako losowe, opisywane probabilistycznymi rozkładami log-normalnymi. Zadaniem pracy jest określenie rozkładów prawdopodobieństwa dla minimów z tych wielkości, podstawowych parametrów probabilistycznych takich jak momentów zwykłych rzędu pierwszego, momentów centralnych rzędu drugiego oraz odpowiednich współczynników zmienności. Zostaną wyznaczone wartości charakterystyczne i obliczeniowe dla minimów nośności połączenia w temperaturach normalnych i pożarowych. Zastosowane zostaną klasyczne metody analizy probabilistycznej oraz metody symulacyjne Monte-Carlo. Istotnym zagadnieniem, które będzie poruszone w artykule jest stałość parametru zmienności w zmieniających się temperaturach pożarowych *300°C, 400°C, 500°C, 600°C*. Przeprowadzono badania laboratoryjne – próby rozciągania w każdej temperaturze dla dwóch gatunków stali S235JR ,S355JR oraz dwóch asortymentów: kształtowników, prętów. Dla każdej „próby" statystycznej w badanych temperaturach wyznaczono odchylenia standardowe oraz współczynniki zmienności i zbadano ich stałość stosując statystki Bartletta, które są zbieżne do rozkładu hi-kwadrat. Wyniki testów oraz wnioski przedstawiono na końcu artykułu.

Słowa kluczowe: połączenia na śruby, niezawodność, bezpieczeństwo pożarowe.

[1] Autor do korespondencji: Tomasz Domański, Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel: +48 12 628 2033, doman@pk.edu.pl

1. Wprowadzenie

Zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1993-1-8 [5] w połączeniach zakładkowych kategorii A, nośność wyznacza się, jako wartość minimalną z nośności na ścinanie śrub i nośności na docisk elementów łączonych.

$$P_{Rd} = \min(P_{v,Rd}, P_{b,Rd}), \tag{1}$$

gdzie: $P_{v,Rd}$ jest obliczeniową nośnością śruby na ścinanie, a

$P_{b,Rd}$ jest obliczeniową nośnością elementu łączonego na docisk.

Obie te wielkości dla klasy niezawodności RC3 definiuje się jak następuje:

$$P_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2} K_{FI}}, \tag{2}$$

$$P_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u dt}{\gamma_{M2} K_{FI}}, \tag{3}$$

gdzie: $\alpha_v, k_1, a_b, d, t, A$ - parametry obliczeniowe,

f_{ub} – charakterystyczna wytrzymałość śruby,

f_u - charakterystyczna wytrzymałość elementu łączonego,

$\gamma_{M2} = 1,25$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla połączeń,

$K_{FI} = 1,1$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla klasy RC3.

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla połączeń w obiektach klasy RC3 będzie równy [4]:

$$\gamma_{MRC3,EC} = \gamma_{M2} K_{FI} = 1{,}375, \tag{4}$$

2. Probabilistyczna analiza statystyk wartości minimalnych nośności połączenia zakładkowego

Dla uproszczenia zapisu wprowadza się następujące oznaczenia: $X = P_v$ losowa nośność śruby, $Y = P_b$ losowa nośność materiału łączonego oraz nową zmienną: losową nośność jednego łącznika $Z = P_R$ zdefniowana jako minimum:

$$Z = \min(X, Y), \tag{5}$$

Dystrybuanta zmiennej Z (nośności łącznika) zdefiniowana [1] jest, jako wyrażenie:

$$F_Z(z) = P(Z \le z) = P[\min(X,Y) \le z] = 1 - P[\min(X,Y) > z] = \\ = 1 - \int_z^\infty \int_z^\infty f_{XY}(x,y)dxdy, \tag{6}$$

gdzie: *P(x)* i *f(x)* – funkcja prawdopodobieństwa i gęstości prawdopodobieństwa zmiennej losowej *x*.

Zakładając, że zmienne losowe X i Y są niezależne, funkcja gęstości wielkości minimalnych Z (nośności połączenia) $f_Z(Z)$ wynosi:

$$f_Z(z) = f_X(z) + f_Y(z) - f_X(z)F_Y(z) - f_Y(z)F_X(z) \tag{7}$$

Znając funkcję gęstości nośności połączenia $f_Z(Z)$ można wyznaczyć momenty probabilistyczne stosując klasyczne metody rachunku prawdopodobieństwa:

- Wartość średnia nośności (wartości minimalnej) połączenia, jako moment zwykły rzędu pierwszego:

$$\mu_Z = \int_{-\infty}^{\infty} z f_Z(z)dz \tag{8}$$

- Wariancja nośności połączenia (wartości minimalnej) $\sigma_Z^2 = \mathrm{var}(Z)$, jako moment centralny rzędu drugiego.

$$\sigma_Z^2 = \int_{-\infty}^{\infty} f_Z(z)(z - \mu_Z^2)dz \tag{9}$$

- Współczynnik zmienności nośności połączenia (wartości minimalnej) v_Z

$$v_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} \tag{10}$$

3. Wartości charakterystyczne i obliczeniowe nośności połączenia w temperaturach normalnych

Przyjęto, że losowa nośność łącznika w połączeni zakładkowym kategorii A podlega rozkładowi logarytmo-normalnemu o medianie $\breve{Z}$ i logarytmicznym współczynniku zmienności v_Z, podstawowe parametry tego rozkładu określane są przez następujące wyrażenia:

$$\breve{Z} = \frac{\mu_Z}{\sqrt{1+v_Z}}, \qquad v_Z = \sqrt{ln(1+v_Z{}^2)} \tag{11}$$

Bezpieczeństwo połączenia w klasie niezawodności CC3 jest definiowane przez warunek wymaganego wskaźnika niezawodności $\beta_{R,req}$:

$$\beta_R = \frac{\ln\left(\breve{Z}/z\right)}{v_Z} \geq \beta_{R,req} = \alpha_R \beta_{req}, \tag{12}$$

gdzie: β_R-częściowy wskaźnik bezpieczeństwa [2],

$\beta_{R,req}$ - wymagany współczynnik bezpieczeństwa dla połączenia kategorii A.

Współczynnik bezpieczeństwa $\beta_{R,req} = \alpha_R \beta_{req}$ jest częścią całkowitego współczynnika bezpieczeństwa β_{req} zdefiniowanego w EN-PN 1990 [4]. Wartość β_{req} wymagana dla obiektów klasy CC3 wynosi $\beta_{req} = 4{,}3$. Zgodnie z PN- EN1990, $\alpha_R = 0.8$ wtedy $\beta_{R,req} = \alpha_R \beta_{req} = 0{,}8 \cdot 4{,}3 = 3{,}44$.
Wartość obliczeniowa nośności połączenia jest równa:

$$Z_d = \breve{Z} \exp\left(-\alpha_R \beta_{req} v_Z\right) = \breve{Z} \exp\left(-3{,}44 v_Z - \frac{\sigma^2_{\ln Z}}{2}\right) \tag{13}$$

Wartość charakterystyczna definiowana jest jako kwantyl 5% rozkładu logarytmo-normalnego

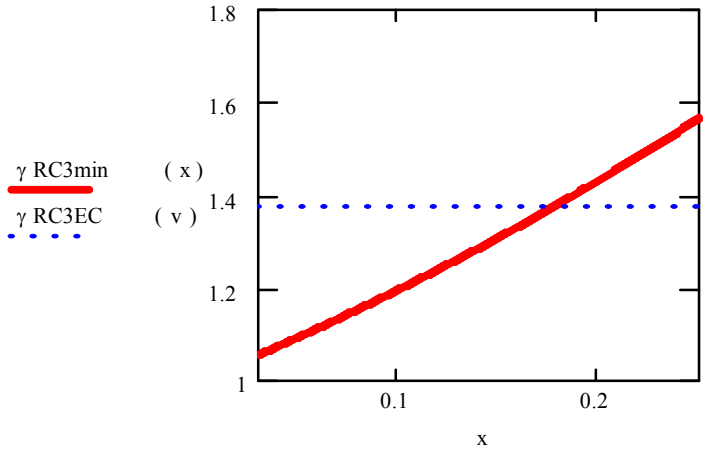
$$Z_k = \breve{Z} \exp\left(-1{,}645 v_Z - \frac{\sigma^2_{\ln Z}}{2}\right) \tag{14}$$

Wartość charakterystyczna i obliczeniowa granicy plastyczności stali obliczona została przy założeniu rozkładu logarytmo-normalne tak jak to rekomenduje norma PN-EN 1990. Oczywiście, można przyjąć inny typ rozkładu dla danego gatunku stali, po wcześniejszej weryfikacji statystycznej właściwości

Uznając, że wartości obliczeniowe i charakterystyczne są znane można estymować częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla połączeń w obiektach klasy RC3 jak następuje:

$$\gamma_{MRC3.\min} = \frac{Z_d}{Z_k} = \exp\left[(3{,}44 - 1{,}645) v_Z\right] = \exp\left(1{,}795 v_Z\right) \tag{15}$$

Jak pokazano na Rys.1 wartość współczynnika $\gamma_{MRC3,\,min}$ zależy od współczynnika zmienności v_Z. Należy zauważyć, że wymagany współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_{MRC3,min}=1{,}375$ nie jest zachowany dla współczynnika zmienności $v_Z > 0.18$



Rys. 1. Współczynniki bezpieczeństwa nośności łącznika w funkcji współczynnika zmienności.
Fig. 1. Relationship between fastener capacity safety factors and variation coefficients.

Przykład 1.
Rozważa się parametry nośności łącznika kategorii A dla śrub klas 4.6, 5.6, 6.8, 8.8 o odpowiednich wytrzymałościach: f_{ub}=*400MPa, 500MPa, 600MPa, 800MPa* i średnicy *d=20mm*. Połączenie łączy dwie stalowe blachy ze stali S275, o f_u = *430MPa*, grubości *t = 7 mm*. Współczynnik zmienności wytrzymałości dla blach stalowych przyjęto na poziomie v_{fu}= *0.10* a dla wytrzymałości śrub v_{fub}= *0.05*. Tabela 1. pokazuje wyniki obliczeń wartości charakterystycznych i obliczeniowych nośności łącznika w połączeniu zakładkowym kategorii A przy zastosowaniu metod probabilistycznych i normowych EC.

Tabela 1. Przykład obliczeniowy obliczeń nośności łącznika w połączeniu kategorii A.
Table 1. Numerical example of fastener capacity design in A connection category.

Klasa śrub	4.6	5.6	6.8	8.8
Mediana wytrzymałości śruby $\breve{f}_{ub}$ [MPa]	434	543	651	868
Mediana nośności połączenia $\breve{Z}$ [kN]	81,74	101,03	111,61	113,39
Odchylenie standardowe nośności połączenia σ_z [kN]	4,08	5,43	9,345	13,31
Współczynnik zmienności nośności połączenia v_Z	0,050	0,054	0,084	0,100
Nośność obliczeniowa połączenia wg (EC) P_{Rd} [kN]	54,81	68,51	70,02	70,02
Nośnośc obliczeniowa połączeniawg metody probabilistycznej Z_d [kN]	68,84	83,96	83,68	80,39

4. Nośność połączenia zakładkowego kategorii A w temperaturach pożarowych

Wartość charakterystyczna wytrzymałości stali $f_{u,k}$ maleje ze wzrostem temperatury Θ wg relacji [2], [6] :

$$f_{u,k,\Theta} = k_{u,\Theta} f_{u,k,20}\,,\ f_{y,k,20} = \breve{f}_u \exp(-1.645 v_{fu,20} - 0.5 v_{fu,20}{}^2) \tag{16}$$

Stała wartość częściowego współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_{M,\Theta}$ w temperaturach pożarowych (w szczególności $\gamma_{M,\Theta} = 1.0$) pozwala na estymacje wartości obliczeniowej wytrzymałości i nośności połączenia.

$$f_{u,d,\Theta} = \frac{f_{u,k,\Theta}}{\gamma_{M,fi} K_{FI}} = \frac{k_{y,\Theta} f_{u,k,20}}{\gamma_{M,fi} K_{FI}} = k_{u,\Theta} f_{u,d,20} \tag{17}$$

gdzie: $\breve{f}_u$, $v_{fu,20}$ - mediana i logarytmiczny współczynnik zmienności wytrzymałości stali w temperaturze $\Theta = 20^o C$.

Współczynnik redukcyjny $k_{u,\Theta} = k_{y,\Theta}$ dla temperatur $\Theta \geq 400^o C$ przedstawia norma EN-1993-1-2 [6]. Konsekwentnie charakterystyczna wartość nośności połączenia w temperaturach pożarowych $Z_{k,\Theta}$ jest określana przez formułę:

$$Z_{d,\Theta} = Z_{k,\Theta} = k_{u,\Theta} Z_{k,20} \tag{18}$$

zależności te są prawdziwe przy założeniu, że $v_{Z,\Theta} = v_{Z,20} = const$ oraz $v_{fu,\Theta} = v_{fu,20} = const$.

Powyższa hipoteza została zweryfikowana [3] po przeprowadzeniu badań laboratoryjnych i zastosowaniu odpowiednich testów statystycznych. Zweryfikowano dwie hipotezy alternatywne H_o – równość wariancji $\sigma_k^2 = var(Y_k)$ w temperaturach pożarowych (dla temperatur 300^oC, 400^oC, 500^oC, 600^oC). Hipoteza zerowa: H_o jest nastepujaca; $\sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \sigma_k^2$ wobec hipotezy alternatywnej H_1: $\sigma_1^2 \neq \sigma_2^2 \neq \sigma_k^2$ dla temperatur pożarowych i odpowiednio druga hipoteza dla współczynnika zmienności $v_k^2 = \sigma_{ln,k}^2$ wytrzymałości elementów stalowych w temperaturach pożarowych $\Theta(k)$, hipoteza zerowa w tym

przypadku jest następująca: H_o: $\sigma^2_{\ln,1} = \sigma^2_{\ln,2} = \sigma^2_{\ln,k}$ wobec hipotezy alternatywnej: H_1: $\sigma^2_{\ln 1} \neq \sigma^2_{\ln 2} \neq \sigma^2_{\ln k}$. Powyższe hipotezy zostały zweryfikowane stosując test Bartleta oparty na statystyce [3]:

$$b = \frac{\left(\prod_{i=1}^{k} \sigma_i^2\right)^{n/(N-k)}}{\sigma_p^2} \tag{19}$$

gdzie: $n - 24$ - ilość próbek w grupie i=*1*...*k=4*,

Całkowita ilość badanych próbek *N=kn=96.*

$$\sigma_p^2 = n \sum_{i=1}^{k} \sigma_i^2 /(N\text{-}k). \tag{20}$$

Hipoteza H_o jest akceptowana z na poziomie ufności α gdy: $b < b_k(\alpha;n)$. $b_k(\alpha;n)$ wartość graniczna dla testu Bartleta z k grupami pomiarów w temperaturach pożarowych, α – wymagany poziom ufności, n – ilość próbek w grupie.

Na podstawie badań doświadczalnych statystyka Bartleta b_{fe} dla hipotezy weryfikującej tezę, że wariancja wytrzymałości stali w temperaturach pożarowych $\sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \sigma_k^2$ jest stała została określona na poziomie:

$$b_{fe}=1.171 > b_4(0.01\ ,\ 24) = 0.882. \tag{21}$$

więc hipoteza z H_o: $\sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \sigma_k^2$ - równości wariancji w temperaturach pożarowych została odrzucona.

Odpowiednio sprawdzono hipotezę o równości współczynników zmienności $V_1^2 = V_2^2 = V_k^2$ obliczając statystykę Bartleta;

$$b_{lnfe}\ 0.247 < b_4(0.01\ ,\ 24) = 0.882. \tag{22}$$

W tym przypadku należy zaakceptować hipotezę o równości współczynników zmienności nośności połączenia H_0: $V_1^2 = V_2^2 = V_k^2$=*const.*

5. Podsumowanie i uwagi końcowe.

W pracy przedstawiono probabilistyczna metodę określania nośności łącznika w połączeniu zakładkowym kategorii A, w klasie niezawodności RC3. Klasa RC3 jest klasą o podwyższonych wymogach bezpieczeństwa (prawdopodobieństwo awarii jest na poziomie $p_{f,ult} \approx 8{,}54 \cdot 10^{-6}$). Wyznaczono rozkłady prawdopodobieństw nośności łącznika w połączeniu zakładkowym kategorii A jako wartości minimalne z nośności na docisk i ścinanie Przedstawiono metody probabilistyczne estymacji momentów probabilistycznych dla wartości minimalnych oraz wyznaczania wartości charakterystycznych w temperaturach normalnych i pożarowych Zweryfikowano hipotezę statystyczną o równości współczynnika zmienności nośności połączenia w temperaturach pożarowych. Niezbędne są dalsze badania laboratoryjne nad zagadnieniem zmienności parametrów wytrzymałościowych stali a także weryfikacja typów rozkładów prawdopodobieństw w temperaturach normalnych i pożarowych

Praca została opracowana w oparciu o projekt finansowany przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego (N N506 243938).

Literatura

[1] Benjamin J., R., Cornell C., A.:Probability, Statistics, and Decisions for Civil Engineers, Mc Graw-Hill, New York 1997.

[2] Maślak M., Domański T.: Safety factors in design of steel members for accidental fire situation, Proc of International Conference on Design, fabrication and Economy of Welded Structure. Miskolc, Hungary 24-26 April 2008. pp 563-570.

[3] Walpole R.E., Myers R.H., Myers S.L.: Probability & Statistics for Engineers&Scientists, Prentice Hall.N.J.2002

[4] EN 1990, Eurocode 0, Basis of structural design.

[5] EN-1993-1-8, Eurocode 3, Design of steel structures - Design of joints

[6] EN-1993-1-2, Eurocode 3, Design of steel structures, General Rules, Structural Fire Design.

RANDOM PARAMETERS OF STEEL FASTENERS SUBJECTED TO SHEAR IN CATEGORY A AND IN RC3 CLASS OF RELIABILITY IN NORMAL AND FIRE TEMPERATURES

S u m m a r y

The reliability class *RC3* is associated with the consequences class *CC3* [4] and is defined with the reliability index $\beta = 4,3$. The characteristic resistance of steel shear connection is obtained as minimum of two variables: bolds resistance and steel body resistance. The determination of partial safety factors within shear connections will be presented according to EN1990. More research is needed on the steel ultimate variance parameters in fire temperatures and on the assumption that the distribution of shear resistance is lognormal. Shear connections have to transfer forces between structural members – steel body and bolts with adequate degree of safety. The load-carrying mechanism of bolted shear connections is complex and analytical methods for predicting the shear resistance are not applicable. The characteristic resistance of steel shear connection was obtained as minimum of two variables: bolds resistance and steel body resistance. Probability functions of this minima were defined and described in this paper. Laboratory tests provide the only practicable basis for specifying safety margins for ultimate strength connections. The determination of partial safety factors within shear connections was presented according to EN1990.. In this paper, the results of laboratory tests of strength, modulus of elasticity characteristics in fire temperatures (300^oC, 400^oC, 500^oC, 600^oC) for two kinds of steel (S235JR,S355JR) and for two kinds of shapes (rolled cross sections) were presented. In order to create probability function of strength characteristics and consequently probability function of failure in fire temperatures the basic question to check is which variation parameter (variance or coefficient of variation) is constant in fire temperatures. The Bartlett's statistic "b" to verify hypothesis which is asymptotically convergent to chi-squared distribution was applied.

Keywords: bolted connection, reliability, fire safety

DOI: 10.7862/rb.2013.15

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 27 - 50

Marian A. GIŻEJOWSKI[1]
Albashir Ali K. SALEH[2]
Wioleta BARCEWICZ[3]
Jacek UZIAK[4]

EFFECT OF POSTLIMITING BEHAVIOUR OF ISOLATED BEAM-TO-COLUMN JOINTS OBSERVED IN FORCE CONTROLLED EXPERIMENTS

It has been observed that steel and composite steel-concrete beam-to-column joints exhibit in general three main regions of their behaviour, namely a quasi-elastic region at which the joint initial stiffness can be conveniently measured, an inelastic region at which the joint stiffness degrades from its initial value to that corresponding to the joint quasi-plastic moment resistance, and finally a postlimiting region at which the joint stiffness maintains its low value but sufficiently high in order to allow for the joint to reach its ultimate moment resistance. The results of experimental moment-rotation characteristics are used in the Continuous Stiffness Degradation model (CSD model) in which the functions describing the joint moment-rotation characteristic and its first derivative (tangent stiffness) are continuous and take into account the effect of joint postlimiting behaviour modelling of joint characteristics. The accuracy of such modelling is herein examined and discussed. An analytical formulation is presented together with its limitations with regard to adequacy of experimental data available from the force controlled tests conducted at the Warsaw University of Technology. The scope of these tests included three groups of specimens with isolated beam-to-column joints and with a different reinforcement ratio in the hogging region of the reinforced concrete slab.

Key words: steel joint, steel-concrete joint, moment-rotation characteristic, post-limit behaviour

[1] Autor do korespondencji: Marian A. Giżejowski, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel: +48 22 825 84 21, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

[2] Albashir Ali K. Saleh, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 661 604 864, b.saleh@il.pw.edu.pl

[3] Wioleta Barcewicz, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 825 5249, w.barcewicz@il.pw.edu.pl,

[4] Jacek Uziak, University of Botswana, Faculty of Engineering and Technology, Private Bag UB 0022, Gabarone, Botswana, (+26) 7 355 4304, UZIAK@mopipi.ub.bw

1. Introduction

Investigations on the behaviour of steel and steel-concrete joints have been carried out extensively even longer than in the last decade and are well documented in databases [1].

The behaviour of a certain class of beam-to-column joints has also been investigated experimentally and analytically in Poland, the most extensively within the PhD projects at the Rzeszów University of Technology [2] and at the Warsaw University of Technology [3]. The results of latter investigations will be considered hereafter in a detailed modelling of the moment-rotation characteristics taking into account the effect of postlimiting behaviour of beam-to-column joints that has also been observed in tests carried out for a robustness assessment of the behaviour of steel and steel-concrete composite joints tested in two-bay plane frame specimens [4]. The present study is carried out as a part of research within the PhD study of the second author [5].

The current study is the extension of the previous investigations with results presented before [6, 7]. Experimental investigations carried out previously at the Warsaw University of Technology [3] are summarized hereafter. This paper is a result of investigations done within the statutory grant at the Warsaw University of Technology in collaboration with the University of Botswana. The main objective of present research is to study the effect of postlimiting behaviour that was not considered in earlier studies [3]. Furthermore, the aim is to propose an analytical Continuous Stiffness Degradation model (CSD model) in which the functions describing the joint moment-rotation characteristic and its first derivative (tangent stiffness) are continuous and take into account the effect of joint postlimiting behaviour. The developed model allows for the calibration of joint overstrength by the utilization of experimental data reported in [3].

2. Brief summary of experimental investigations

2.1. Specimens and procedure

Three groups of isolated joint beam-to-columns specimens were tested at the Warsaw University of Technology with a different reinforcement ratio in the hogging region of the reinforced concrete slab. These are, Group 0 consisting of steel joints (referred to as the witnesses for composite joints), Group 1 consisting of steel-concrete composite joints of the reinforcement ratio ρ=0.60% (rebars of 10 mm in diameter), Group 2 consisting of composite joints of the reinforcement ratio ρ=1.35% (rebars of the same number but with 12 mm in diameter) and finally Group 3 consisting of composite joints of the reinforcement ratio ρ=0.35% (the same number of rebars but with minimal

diameter of 6 mm). Test stand equipped with a joint composite cruciform specimen, symmetrically loaded and prepared for testing, is presented in Fig. 1.



Fig. 1. Test stand and exemplary joint composite specimen prepared for testing

Rys. 1. Stanowisko i przykładowy element z węzłem zespolonym przygotowany do badań

The class of joints considered herein uses end-plates of the thickness ranging from 40 to 60% of the bolt diameter, 8 mm to 12 mm, depending upon the diameter of rebars. Such arrangement ensures that the joint failure mode would not be related to the bolt rupture. The concrete slab is cast on the deep-profiled sheeting. Each group of joints is characterized by the same detail of steel parts. The summary of test results of the four respective groups of specimens is presented in Table 1.

Testing was performed with use of equipment existing in the Structures Laboratory of the Faculty of Civil Engineering of the Warsaw University of Technology. Two out of four jacks of the hydraulic system of simultaneous application of the same forces was used in testing. The system guided by the computer was designed in such a way that it may apply, with a high accuracy, four forces of the same magnitude at the same time. The system had been used in tests of specimens with several loads arranged symmetrically.

Table 1. Tested joints and results of experimentally evaluated joint initial stiffness and moment resistance

Tabela 1. Badane węzły oraz doświadczalnie określone wartości ich sztywności początkowej i nośności

Setting	Symbol of tested specimen	End-plate		Joint properties	
		type (F: flush; E: extended)	thickness [mm]	$S_{j,ini}$ [kNm/mrad]	$M_{j,R}$ [kNm]
Group 0 (ρ=0)	ES1	F	10	22.63	55.52
	ES2	E	10	44.44	92.40
	ES3	E	8	37.43	62.22
	ES4	F	12	27.85	64.60
Group 1 (ρ=0.0060)	EZ1	F	10	46.91	123.61
	EZ2	E	10	66.89	157.28
	EZ3	E	8	53.38	139.94
	EZ4	F	12	48.28	133.10
Group 2 (ρ=0.0135)	EZ5	F	10	56.29	178.79
	EZ6	E	10	78.19	201.18
	EZ7	E	8	64.71	183.95
	EZ8	F	12	60.51	187.88
Group 3 (ρ=0.0035)	EZ9	F	10	36.07	90.01
	EZ10	E	10	50.56	126.11
	EZ11	E	8	48.50	95.00
	EZ12	F	12	37.90	107.77

Since the estimated single side ultimate load of all the tested joint specimens was lower than the capacity of stronger hydraulic jacks, there was only a need for the application of one stronger jack at each side of tested specimens. The load was applied incrementally in two independent stages, trial and proper. In the first stage, the specimens were loaded incrementally up to about 20% of the prescribed quasi-plastic strength. This load level was lower than the limit corresponding to the end of the first range of the joint behaviour, namely corresponding to the phase of its quasi-elastic behaviour. During this first stage, all the lack of fit inaccuracies was eliminated so that the second stage of loading would reproduce the real behaviour corresponding to the joint exploitation stage during service. The proper loading program consisted of increments applied statically and monotonically with use of its several magnitudes dependent upon the level of joint response. The static character of loading was assured by keeping a slow speed of the hydraulic jack piston travel. After each load increment, the time interval was applied to allow for a hydraulic system relaxation, and then the readings from all measuring devices were taken and stored for post-processing.

2.2. Modes of failure and postlimiting behaviour recorded experimentally

Different modes of failure were identified in tests. The joint specimens of Group 0 failed with regard to excessive plastic end-plate deformations, greater in case of thinner end-plate specimens than those for thicker ones. In case of steel joints, the force controlled loading program was able to trace their postlimiting behaviour and to produce a sufficient number of records in the range of the joint behaviour above the joint quasi-plastic resistance and under the joint ultimate strength. As a result, the CSD modelling technique based on the least mean square approximation is foreseen to lead to an accurate representation of experimental data. Joint failure resulted in the end-plate to beam weld rupture at the postlimiting range of joint behaviour when end-plates exhibited large out-of-plane deformations.

Composite steel-concrete specimens failed in two different modes. In case of Group 3 joints with the smallest reinforcement ratio, the failure was associated with the rebars rupture under the load that might be lesser or greater than that corresponding to the ultimate strength of the appropriate steel joint. The end-plate deformations at this stage were rather small. It was not possible to maintain the load level achieved at the stage of rebars rupture since it was indicative to a drop of the oil pressure recorded in the hydraulic system. The further increase of pressure in the oil supply could not produce a sufficient load increment in order to impose the conditions for the postlimiting behaviour of specimens to take place with already ruptured rebars. Because the rebars rupture was progressive from slab edge towards those placed in the slab closer to the column, and because of a dynamic nature of this process, the further application of force controlled testing procedure resulted in an unstable and insufficient trace of the postlimiting phase of the joint behaviour. As a result, modelling based on the least mean square approximation was foreseen to be less accurate in this case. Rebars rupture was associated with distinctively smaller end-plate deformations than those observed in joints of Group 0.

Joint specimens of Group 1 failed also due to the rebars rupture undergone at the load level that was higher than the levels recorded for the ultimate strength of their steel counterparts (see Fig. 2). Postlimiting range could be partially traced in experiments of this group of joints and as a result, the wider range of postlimiting joint behaviour was recorded. End-plate deformations at the initiation of rebars rupture of joints of this group exhibited a larger magnitude that those of Group 3, but still were much less than those recorded for joints of Group 0. This fact was beneficial for modelling in such a way that the experimental data of this group joints would be more suitable for conducting the CSD modelling exercise than the data obtained from tests of Group 3 joints.

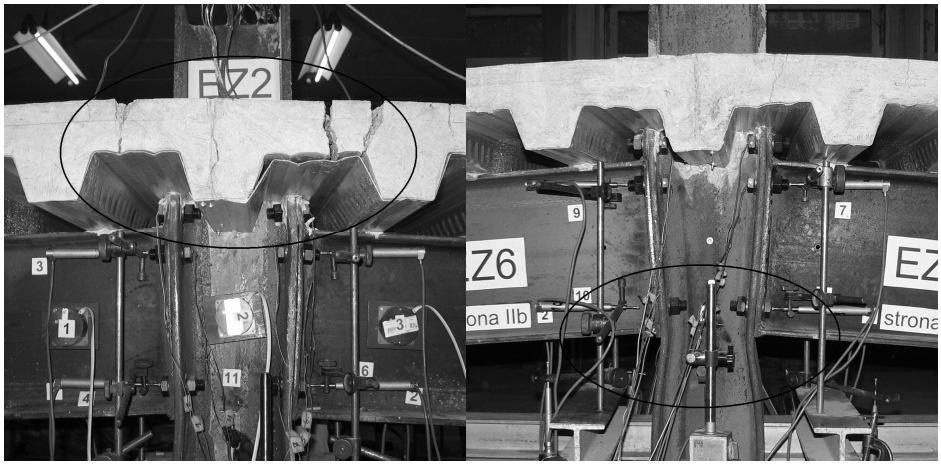


Fig. 2. Modes of failure of joint EZ2 (Group 1) and EZ6 (Group 2) according to [3]
Rys. 2. Modele zniszczenia węzła EZ2 (Grupa 1) i EZ6 (Grupa 2) według [3]

Joint specimens of the Group 2 failed in a different mode than those corresponding to the other steel-concrete joint specimens tested. Since the joint tension zone of this group joints was able to carry a higher resultant force, large cracking of concrete slab was developed but without any further consequences. The high tensile force in the tension zone had to be equilibrated by a high force in the compression zone. In this zone the column web has not been stiffened and as a result it yielded and locally buckled before the rupture of rebars could have taken place (see Fig. 2). Buckled web could not efficiently resist a further increase in the applied load, and the oil pressure in the hydraulic system generating the load dropped down as a visible sign of the failure initiation. The procedure of force controlled test had to be completed so that it did not allow for getting a sufficient number of records in the postlimiting range of the specimen behaviour. The situation was similar to the one related to tests of Group 3 specimens.

End-plate deformations of tested joints were examined after testing. They were cut off carefully from the tested specimens in order to maintain permanent postlimiting deformations in their residual state. Cut-off end-plate specimens were used for the determination of amount of plastic curvatures of deformed end-plates by means of the photogrammetric analysis [8]. This method enabled the reconstruction and 3D-modelling of deformed plate surfaces as well as a presentation of the results in graphic (see Fig. 3) and numerical formats.

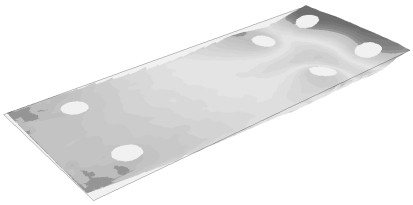
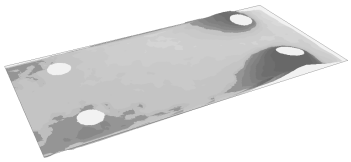
Group	Flush end-plates	Extended end-plates
0		
3		
1		
2		

Fig. 3. 3D visualisations of the end-plate surface deformations [8]

Rys. 3. Wizualizacje 3D odkształconych powierzchni blach czołowych [8]

The obtained results of the photogrammetric analysis allowed for an evaluation of the plastic collapse mechanisms of steel and composite joints and also for the determination of yield line patterns, which had been the basis for defining the effective lengths of equivalent T-stub components. The observations supported the relevance of assumptions used for the formulation of Eurocodes' specifications in terms of plastic yield patterns and equivalent properties of T-stub mechanisms.

3. Modelling of joint moment-rotation characteristic

3.1. Eurocode based models

The common features of Eurocode based models is that they neglect the effect of joint postlimiting behaviour and are based on a unified piecewise relationship, a linear part in the initial stage, followed by a nonlinear one in the intermediate stage of deformations and finally a horizontal line representing yielding plateau.

3.1.1 Original Eurocodes DSD formulation

Eurocode 3 [9] and Eurocode 4 [10] postulate that the behaviour of end-plate steel and steel-concrete composite joints may be described analytically by the moment-rotation characteristic of the same format. Moment-rotation characteristics of composite joints are therefore independent from the reinforcement ratio. Mathematical description of the joint characteristic is represented by the following formulae:

- in the quasi-elastic region, i.e. for $M_{j,E} \leq \alpha M_{j,R}$

$$M_{j,E} = S_{j,ini}\phi_E \tag{1}$$

- in the inelastic region, i.e. for $\alpha M_{j,R} < M_{j,E} < M_{j,R}$

$$M_{j,E} = S_j\phi_E \tag{2}$$

- and finally in the plastic region, i.e. for $\phi_E \geq \phi_X$

$$M_{j,E} = M_{j,R} \tag{3}$$

where: $M_{j,E}$, ϕ_E - joint moment and rotation action effects corresponding to a current stage of applied load level,
$M_{j,R}$ - joint quasi-plastic moment resistance,
ϕ_X - joint rotation corresponding to the end of inelastic joint behavior and the beginning of joint yielding plateau,
$S_{j,ini}$ - joint initial stiffness for the joint linear response in the quasi-elastic region,
S_j - joint secant stiffness for the joint nonlinear response in the inelastic region:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu}, \tag{4}$$

μ – joint stiffness factor for the evaluation of joint secant stiffness for the joint inelastic behaviour:

$$\mu = \left(\frac{M_{j,E}}{\alpha M_{j,R}} \right)^{\psi}. \tag{5}$$

Joint behaviour described by the standard joint characteristic described above needs to provide a calibrated model parameters α and ψ, see Eq. (5), where the first one is related to the upper limit of joint linear characteristic in the joint quasi-elastic region of its behaviour and the second one – to the shape of the joint characteristic in the inelastic region. The said parameters define the joint rotation ϕ_X as follows:

$$\phi_X = \alpha^{\psi} \phi_R \tag{6}$$

where: $\phi_R = M_{j,R} / S_{j,ini}$ - reference value of joint rotation.

In the Eurocodes it was assumed that the α-parameter represents the ratio of the resultants corresponding to plastic and elastic distribution of joint forces, respectively. It is therefore equal to 2/3, while the other ψ-parameter corresponds to the joint secant stiffness that represents about 1/3 of the initial stiffness. It yields therefore the value of this parameter adopted in Eurocode 3 [9]:

$$\psi = -\frac{\ln 3}{\ln \alpha} = 2.7 \tag{7}$$

where: $\ln(x) = \log_e(x)$ – natural logarithm function of the argument x,
e – Euler's number.

3.1.2 Generalization of Eurocodes DSD formulation

Experimental investigations conducted at the Warsaw University of Technology have shown that although the shape of steel joint characteristic is well represented by the original Eurocodes approach, the composite joints M-ϕ characteristic would strongly be affected by the reinforcement ratio [3]. The study of experimental characteristics obtained for composite joints of Groups 1, 2 and 3 showed that the quasi-elastic region of the behaviour is reduced progressively with the enlargement of reinforcement ratio and the inelastic region is progressively extended beyond that corresponding to the constant value of rotation ϕ_X of the original Eurocodes DSD formulation. This brought the conclusion that the joint quasi-plastic moment resistance should be related to the variable rotation ϕ_X dependent upon the reinforcement ratio instead of maintaining its constant value [3]. Since the rotation ϕ_X was linked directly to the model parameters α and ψ of the standard joint characteristic, the latter were also postulated to be variable parameters with reference to the amount of slab reinforcement over the beam-to-column joint zone of hogging bending.

Observations of the experimentally obtained behaviour of composite joints with highest reinforcement ratio, for which the failure mechanism was ductile, brought research attention to the conclusion that their plastic moment resistance should be calculated for the secant stiffness of being about 1/4 of the initial one, instead of about 1/3 as taken in the original Eurocodes' approach. This resulted in a necessity to correct the values of α and ψ parameters of generalized joint moment-rotation characteristic, namely to adopt α=4/9 and ψ=1.7. Because the experimental study conducted in [3] was rather narrow and based only on one specimen tested for each group of different joint detailing, the linear functions were proposed to vary the model parameters α and ψ of generalized standard Eurocodes characteristic with regard to the reinforcement ratio. It yielded the following relationships:

$$\alpha = \frac{2}{3}\left(1 - \frac{\rho}{3\rho_0}\right) \geq \frac{4}{9} \tag{8}$$

and

$$\psi = 2.7 - \frac{\rho}{\rho_0} \geq 1.7 \tag{9}$$

where: ρ - actual value of the slab reinforcement ratio in the joint zone of hogging bending,
ρ_0 - threshold value of the reinforcement ratio.

The threshold value of ρ_0 is postulated to be taken as a notional ratio corresponding to such a reinforcement ratio which creates, for the considered joint detailing, a boundary line between the two distinctive failure modes, namely the brittle one initiated by the reinforcement rupture in the steel-concrete tension zone of composite joints and the ductile one, initiated by yielding or yielding and local buckling of components in the steel compression zone of composite joints. Although the parameter ρ_0 is to be calculated independently for each joint detailing, it was postulated in [3] to operate on its average value of ρ_0=0.01.

3.2. CSD model accounting for joint postlimiting behaviour

As it has been mentioned before, present codification rules and their extensions for the evaluation of joint moment-rotation characteristic disregard the joint post-limiting stiffness. In order to capture the joint progressive stiffness degradation with hardening effect taken into account, the three parametric CSD model is adopted. It is based on a probabilistic considerations of independent linear mechanisms of initial response with the stiffness $S_{j,ini}$ and the postlimiting response with the rotation hardening stiffness $S_{j,postlim}=\xi S_{j,ini}$ (see also [6], [7]). This relationship takes the following form:

$$M_{j,E}=\left[\left(\frac{1}{S_{j,ini}\phi}\right)^{n}+\left(\frac{1}{M_{j,R}+\xi S_{j,ini}\phi}\right)^{n}\right]^{-\frac{1}{n}}, \tag{10}$$

or in a dimensionless format:

$$\frac{M_{j,E}}{M_{j,R}}=\left[\frac{\phi}{\phi_R}^{-n}+\left(1+\xi\frac{\phi}{\phi_R}\right)^{-n}\right]^{-\frac{1}{n}} \tag{11}$$

where: n - shape factor of the M-ϕ characteristic,
$\xi=S_{j,postlim}/S_{j,ini}$ - factored hardening modulus.

It is worth to note that for the evaluation of n and ξ of the CSD relationship of joint moment-rotation characteristic, an optimization like procedure is needed to be used together with experimental data available from laboratory tests. Such a procedure is presented in the following section. Results obtained from tests conducted on isolated joints at the Warsaw University of Technology [3] are considered for this purpose.

4. Calibration of CSD model parameters of proposed moment-rotation characteristic

4.1. Error measure and best fit approximation method

In case of assessment of the correlation of experimentally recorded joint discrete moment-rotation characteristics, a number of error measures may be suggested to assess the accuracy of proposed analytical CSD model.

In the least mean square approximation used hereafter for the best fit of moment-rotation characteristics of both steel and steel-concrete composite joints, the MSE measure is adopted:

$$MSE = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^{m} \left(M_{\exp,i} - M_{th,i} \right)^2 \tag{12}$$

where: $M_{exp,i}$ - desired (known) value of the moment obtained for the i^{th} recorded rotation ϕ_i from the experiment,

$M_{th,i}$ - value of the moment obtained from developed CSD model and calculated for the same rotation ϕ_i as the experimentally i^{th} recorded,

m - number of recorded sets of $(M_{exp,i};\phi_i)$ for the discrete, experimentally obtained moment-rotation characteristic of the tested joint.

The best fit of CSD model to the experimental moment-rotation curve is investigated by tabulating the points of *MSE* surface for a number of sets of model parameters n and ξ chosen from the range of (0;1) and (0;0.1), respectively. For each set of parameters, the *MSE* value is calculated and it represents one point on the *MSE* surface. Completing the calculations for all the points, the entire *MSE* surface is constructed for each tested specimen.

The *MSE* surfaces are shown in Fig. 4 for Group 0 joints, Fig. 5 for Group 1 joints, Fig. 6 for Group 2 joints and finally in Fig. 7 for Group 3 joints. The global minimum of *MSE* surface corresponds to the best-fitting model parameters with use of which the relationships (10) or (11) reproduce with a highest accuracy the experimental moment-rotation characteristics.

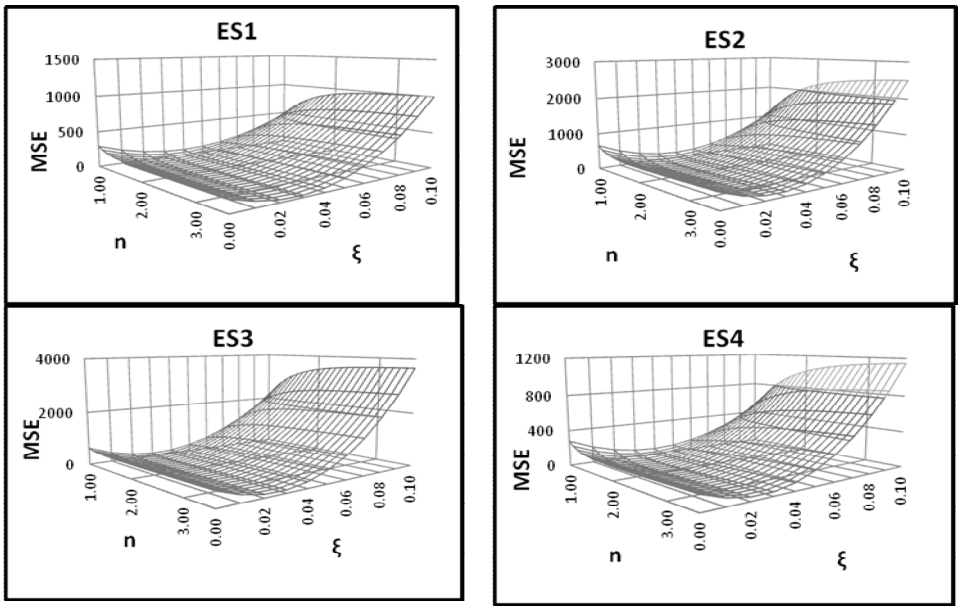


Fig. 4. *MSE* surface for Group 0 steel joints (ρ=0)

Rys. 4. Powierzchnia *MSE* wyznaczona dla węzłów stalowych Grupy 0 (ρ=0)

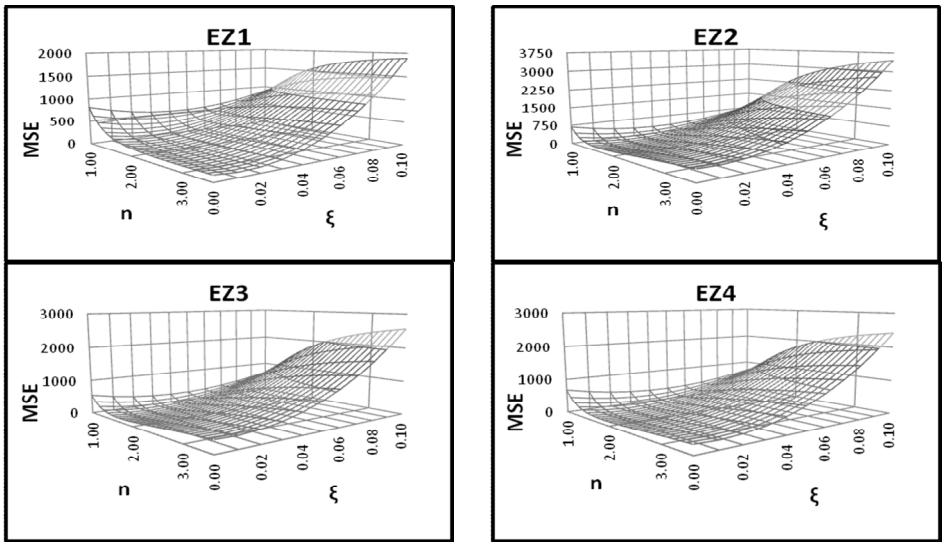


Fig. 5. *MSE* surface for Group 1 composite joints (ρ=0.60%)

Rys. 5. Powierzchnia *MSE* wyznaczona dla węzłów zespolonych Grupy 1 (ρ=0.60%)

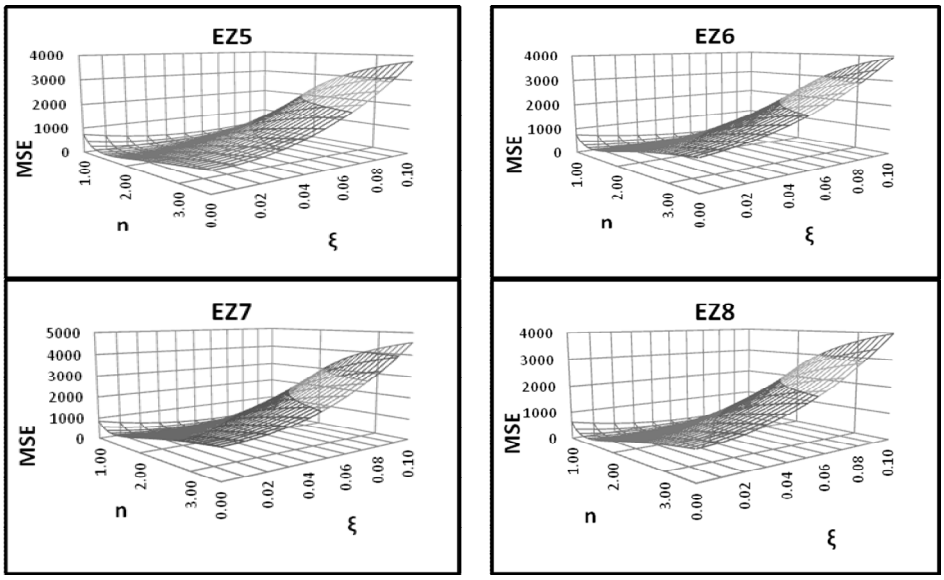


Fig. 6. MSE surface for Group 2 composite joints (ρ=1.35%)

Rys. 6. Powierzchnia *MSE* wyznaczona dla węzłów zespolonych Grupy 2 (ρ=1.35%)

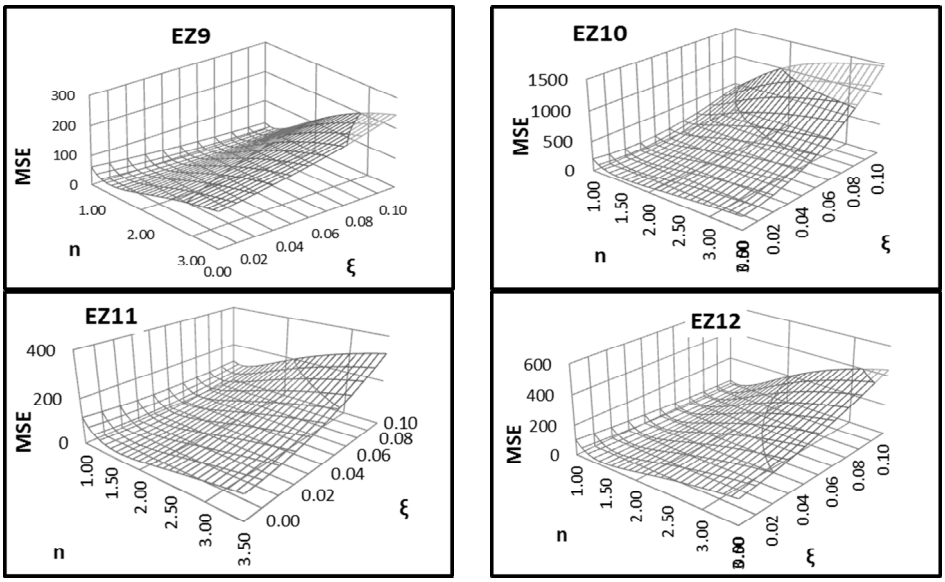


Fig. 7. *MSE* surface for Group 3 composite joints (ρ=0.35%)

Rys. 7. Powierzchnia *MSE* wyznaczona dla węzłów zespolonych Grupy 3 (ρ=0.35%)

4.2. Calibration results of CSD model parameters

For each tested specimen a set of experimentally obtained records ($M_{exp,i}$; ϕ_i) for i=1,2,…,m and the number of records m were stored. They are used hereafter for the calibration exercise to find the best fit values of model parameters ξ and n. The ξ and n values are first established independently for experimentally obtained characteristics of each joint in Groups 0, 1, 2 and 3. The values of model parameter ξ and n leading to the best fit of M-ϕ characteristics of joint Groups 0, 1, 2 and 3 are listed in Table 2.

Table 2. Calibrated model parameters

Tabela 2. Skalibrowane parametry modelu

Group of specimens	Specimen number	Flush end-plate joint (F)		Extended end-plate joints (E)	
		ξ	n	ξ	n
0	1 (F), 2 (E)	0.0275	2.20	0.0292	1.66
	4 (F), 3 (E)	0.0278	1.70	0.0273	1.58
1	1 (F), 2 (E)	0.0134	2.64	0.0198	1.51
	4 (F), 3 (E)	0.0184	1.70	0.0192	1.54
2	5 (F), 6 (E)	0.0270	1.34	0.0544	1.13
	8 (F), 7 (E)	0.0409	1.17	0.0463	1.14
3	9 (F), 10 (E)	0.1000	1.12	0.0110	1.46
	12 (F), 11 (E)	0.1000	1.13	0.0080	1.61

From results obtained in the calibration exercise it is clear that:
(a) identified values of model parameters ξ and n are generally non-unique for specimens of Groups 2 and 3,
(b) the applied approximation method may therefore lead to rather inaccurate results for specimens of Groups 2 and 3 (shaded rows in Table 2).
The non-uniqueness of the obtained solutions is visible in figures illustrating the *MSE* surface of specimens of these groups. A rather broad and flat bottom of crater or valley path of *MSE* surfaces may be observed for specimens of Groups 2 and 3 meaning that there are a number of ξ and n pairs giving similar accuracy of the prediction of M-ϕ characteristic. The reason for inaccuracy is that the experimental moment-rotation characteristics of specimens belonging to Groups 2 and 3 consist of substantially smaller number m of experimentally obtained sets ($M_{exp,i}$;ϕ_i). This statement is in relation to the postlimiting range of the joint behaviour if compared with its prelimiting range. On the other hand, Groups 0 and 1 are characterized by a sufficient number m of experimentally obtained records in both pre- and post-limiting range of joint rotations. It is therefore postulated that at this stage

of research the model parameters ξ and n are approximated linearly at the lower bound values obtained for Groups 0 ($\rho = 0$) and Group 1 ($\rho = 0.006$), and for specimens with the reinforcement ratio ρ greater than 0.006 the values obtained for $\rho = 0.006$ are to be used.

4.3. Unification of calibrated model parameters

The specimens of Groups 0, 1, 2 and 3 were treated in calibration exercise as belonging to separate 12 subpopulations. From now on, the main parameter to be considered in CSD modelling of joint moment-rotation characteristic is recognized to be the reinforcement ratio. If so, there is a need to rearrange the subpopulations to create the ones corresponding to the joint group number. Taking a closer look at the values of model parameters for new subpopulations one can conclude that the lowest scatter of model parameters ξ and n is for the subpopulation 0, while the highest one is for the subpopulations 2 and 3. This concludes also the previously stated remarks that results obtained from tests conducted using the equipment allowing only for a force controlling procedure are not generally adequate for the evaluation of postlimiting joint behaviour. It is therefore not suitable also for the evaluation of joint rotation capacity that is understood herein as the rotation corresponding to the maximum moment applied to the joint in the postlimiting range of its behaviour (equal to the joint ultimate strength).

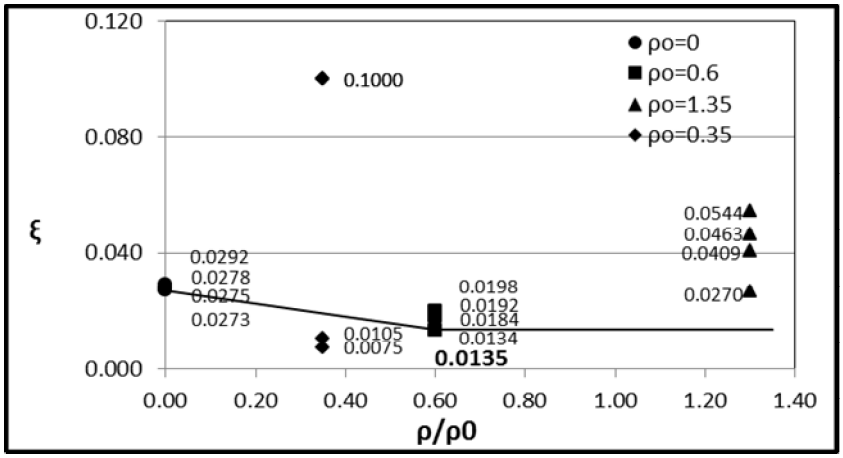


Fig. 8. Proposed function of reinforcement ratio dependent model parameter ξ

Rys. 8. Zaproponowana funkcja parametru ξ zależna od stopnia zbrojenia

In order to treat the reinforcement ratio as a deceive parameter for the joint moment-rotation characteristic, and generalize the validation procedure, the values of model parameters ξ and n are therefore evaluated at the lower bound

level for each newly created subpopulation. The value of ρ_0 ranges between 0.6% and 1.35% for the considered experimental investigations. For simplicity, as it has been stated before, an average value of $\rho_0 = 1.0\%$ is adopted.

Fig. 8 and Fig. 9 present the proposed linear functions of lower bound approximation of model parameters ξ and n:

$$\xi = 0.0270 - 0.0227\frac{\rho}{\rho_0} \geq 0.0134 \tag{13}$$

and:

$$n = 1.580 - 0.115\frac{\rho}{\rho_0} \geq 1.51 \tag{14}$$

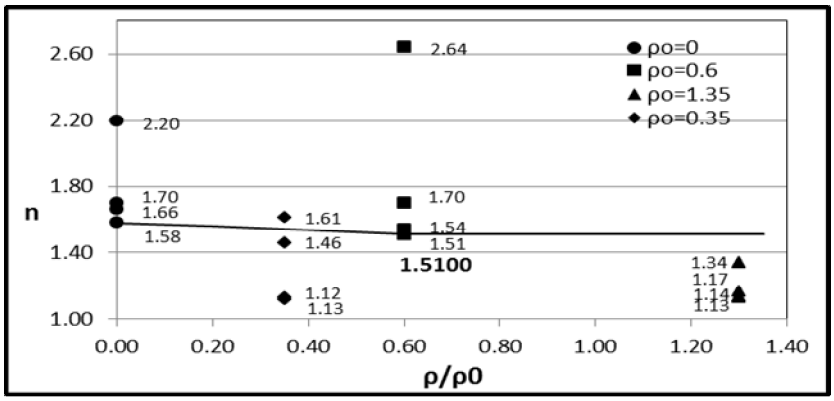


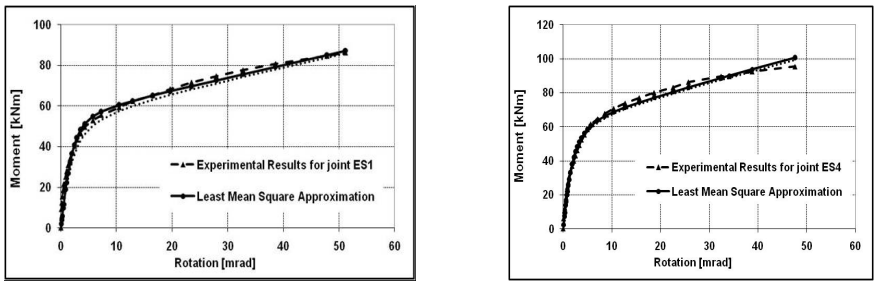
Fig. 9. Proposed function of reinforcement ratio dependent model parameter n

Rys. 9. Zaproponowana funkcja parametru n zależna od stopnia zbrojenia

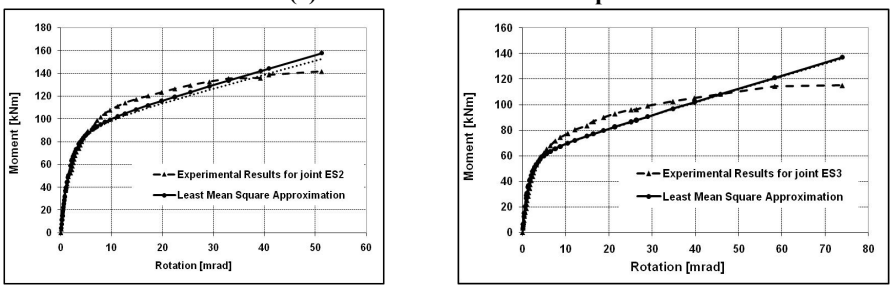
The final values of calibrated parameters according to Eqns. (13) - (14) are used in the following section for the comparison of experimental characteristics and those evaluated according to Eqn. (10).

5. Verification of developed CSD model of the moment-rotation characteristic of steel and composite steel-concrete joints

Verification of proposed unified moment-rotation characteristic is made for all tested joints of all the groups, namely Groups 0, 1, 2 and 3, with flush and extended end-plates. Results for the flush and extended end-plate joints are presented in Fig. 10 for Group 0 joints, in Fig. 11 for Group 1 joints, in Fig. 12 for Group 2 joints and finally in Fig. 13 for Group 3 joints.



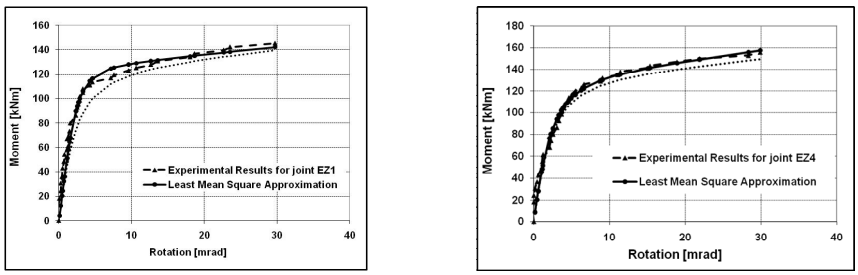
(a) Joints with the flush end-plates



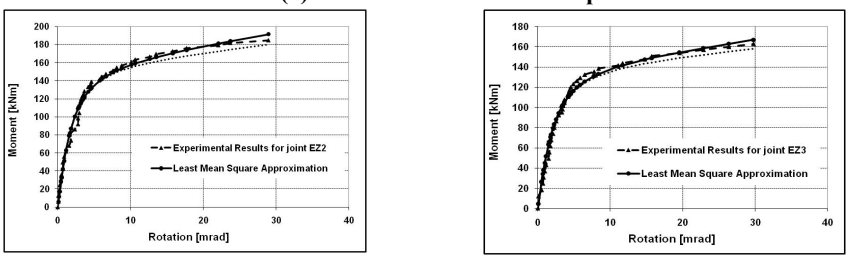
(b) Joints with the extended end-plates

Fig. 10. Comparison of moment-rotation curves for steel specimens ES1-ES4 (ρ=0)

Rys. 10. Porównanie krzywych moment-obrót węzłów stalowych w elementach ES1-ES4 (ρ=0)



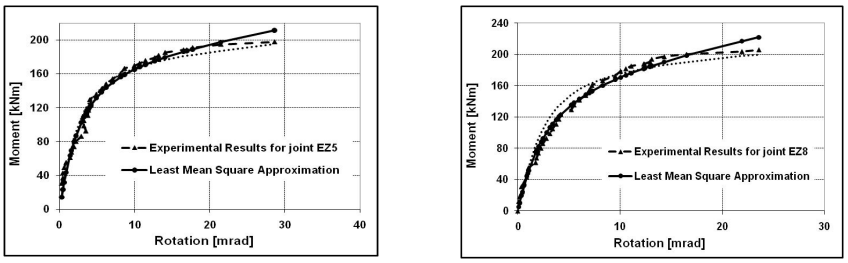
(a) Joints with the flush end-plates



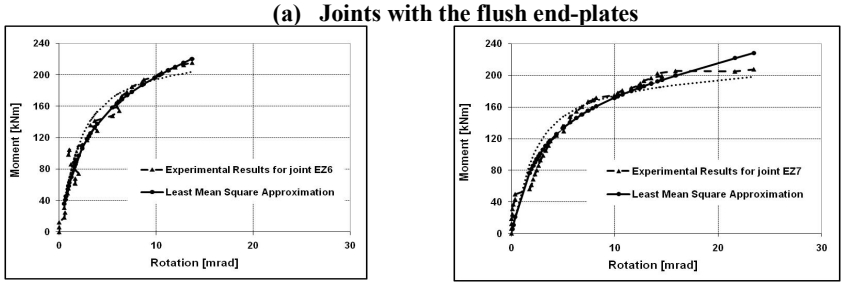
(b) Joints with the extended end-plates

Fig. 11. Comparison of moment-rotation curves for composite specimens EZ1- EZ4 (ρ=0.60%)

Rys. 11. Porównanie krzywych moment-obrót węzłów zespolonych EZ1-EZ4 (ρ=0.60%)



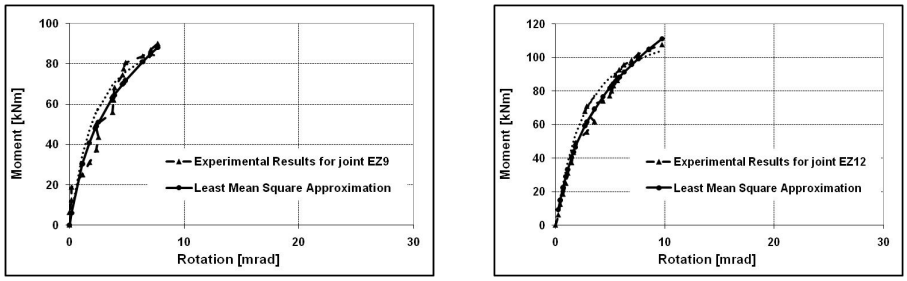
(a) Joints with the flush end-plates



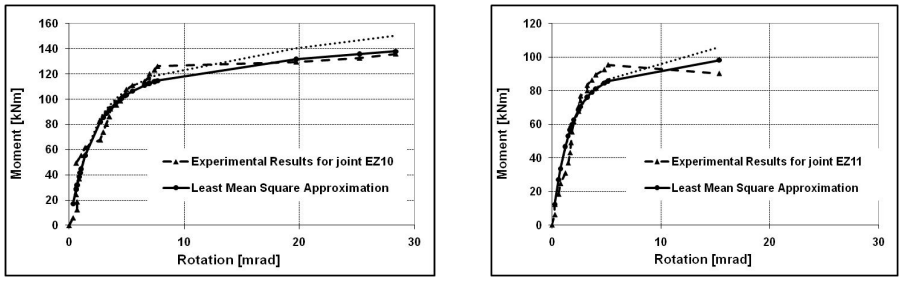
(b) Joints with the extended end-plates

Fig. 12. Comparison of moment-rotation curves for composite specimens EZ5 - EZ8 (ρ=1.35%)

Rys. 12. Porównanie krzywych moment-obrót węzłów zespolonych EZ5 - EZ8 (ρ=1.35%)



(a) Joints with the flush end-plates



(b) Joints with the extended end-plates

Fig. 13. Comparison of moment-rotation curves for composite specimens EZ9 - EZ12 (ρ=0.35%)

Rys. 13. Porównanie krzywych moment-obrót węzłów zespolonych EZ9 - EZ12 (ρ=0.35%)

The solid line represents in all the figures the results obtained with the model parameters best fitting the experimental moment-rotation characteristics. The dotted line in all the figures represents the results obtained with model parameter according to Eqns. (13) and (14).

A detailed study of Continuous Stiffness Degradation model (CSD model) parameters presented herein with use of the *MSE* based approximation and experimental results obtained from tests on isolated steel and composite steel-concrete joints is the introductory stage for further research activities conducted with regard to the joint behaviour in frame tests.

6. Concluding remarks

The proposed CSD modelling based on *MSE* approximation method is proven to be a useful tool in the practical evaluation of model parameters in all the cases where there is a sufficient number of records m in the postlimiting range of the joint behaviour. In such a case, the experimental moment-rotation characteristic consists of balanced number of sets $(M_{exp,i};\phi_i)$ recorded in the pre- and post-limiting range of the joint behaviour. The proposed best fit model parameters are therefore based only on the experimental results of joint Groups 0 (ρ=0) and 1 (ρ=0.006). The values of model parameters for the reinforcement ratio ρ= 0.0035 are postulated to be of a linearly interpolated between those for Groups 0 (ρ = 0) and 1 (ρ = 0.006). The values of model parameters for the reinforcement ratio ρ > 0.006 are postulated to be the same as for ρ = 0.006.

Comparison of moment-rotation characteristics according to the developed model obtained with use of the calibrated model parameters and the experimentally obtained characteristics shows a good match. It supports the authors' confidence that the proposed approach accounting for the postlimiting stiffness for the evaluation of moment-rotation characteristics of both steel and steel-concrete composite joints adds the value to the on-going research on practical aspects of the behaviour of semi-continuous structural system.

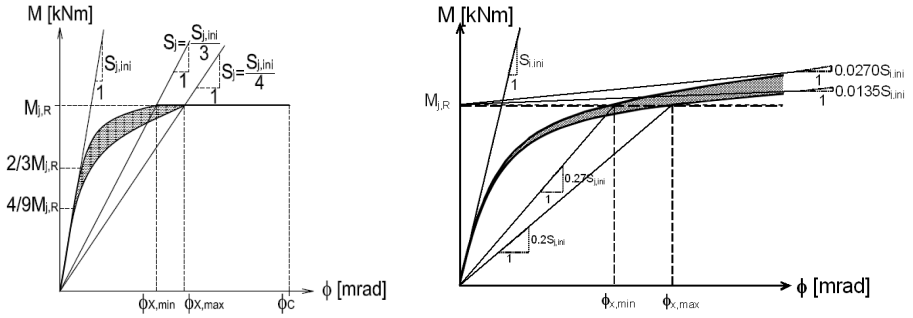
The joint properties based on the experimental moment-rotation characteristic may be evaluated taking into account the general principles adopted in Eurocodes. The initial stiffness $S_{j,ini}$ is evaluated first for the region of experimental results obtained for the quasi-elastic region, i.e. up to the first visible signs of concrete cracking (in case of hogging bending, i.e. when the reinforced concrete slab is in tension) or crushing (in case of sagging bending, i.e. when the reinforced concrete slab is in compression). The quasi-plastic moment resistance of end-plate joints $M_{j,R}$ is then evaluated for the intersection of the linear relationship based on the initial stiffness that has already been predicted divided by a factor depended upon the reinforcement ratio, and the

moment-rotation characteristic recorded in tests. The experimental based joint moment-rotation characteristic is then obtained assuming that the linear M-ϕ relationship with the initial stiffness $S_{j,ini}$ starts from its zero value and continuous up to the elastic limit of $\alpha\ M_{j,R}$, where α is a variable dependent upon the reinforcement ratio of slab in the joint hogging bending zone. Above the elastic limit, the curvilinear power relationship is adopted, in which the power ψ is also a variable value dependent upon the slab reinforcement ratio.

The Eurocode's procedure of experimental M-ϕ relationship evaluation and verification of the analytical component method of steel and composite joints with end-plates was generalized within the PhD study carried out at the Warsaw University of Technology [3] on the basis of experimental program carried out for joints tested in isolation. Studying the sensitivity of moment-rotation characteristic to different parameters of end-plate composite joints, it has been proven that the reinforcement ratio is one of the most influential parameters. This conclusion has been valid for cases of joint configurations with flexible end-plates of thickness being equal to 40-60 % of the bolt diameter. The procedure adopted in Eurocode 4 has been refined in [3] in such a way that parameters α and ψ were considered as variable values dependent upon the reinforcement ratio of the slab taking up tension in the hogging bending zone. Although such an updated procedure has resulted in a better approximation of experimental moment-rotation characteristic by the characteristic based on the refined variable values of parameters α and ψ, it would remain unable to reproduce the joint behaviour in an advanced stage of joint deformations. The knowledge of joint behaviour in course of advanced deformations is important for the investigation of joint behaviour in cases of overloading and the assessment of structure potential for redistribution of forces under the activation of alternative loading path.

It is therefore noticeable that the focus in present research is made on the joint behaviour in the region of its overstrength, i.e. for the rotations $\phi > \phi_X$, where ϕ_X is the rotation corresponding to the joint hogging moment resistance $M_{j,R}$. The behaviour of joint is described analytically by the so-called CSD model in which the curvilinear M-ϕ relationship based on probabilistic considerations is adopted that leads to a two parametric continuous functions of the joint rotation for both the strength and the tangent stiffness. The parameters of these functions depend upon the conventional joint properties $S_{j,ini}$ and $M_{j,R}$, as described here above, and the model parameters n and $\xi = S_{j,postlim}/S_{j,ini}$ instead of Eurocodes' DSD model parameters α and ψ, where $S_{j,postlim}$ is the postlimiting stiffness. The model parameter n describes the shape of joint characteristic in terms of stiffness deterioration process while ξ is the parameter indicating the degree of overstength. The values of model parameters of this newly proposed formulation are evaluated individually with use of *MSE* method for each of all joints tested experimentally in isolation [3].

Based on this exercise, the approximate values of model parameters for practical applications are evaluated confirming the fact that they must be functions of at least one of the most influential joint behavioural parameters such as the relative reinforcement ratio ρ/ρ_0, where ρ_0 is the ratio that for a given joint solution corresponds to the change of failure mechanisms from the one of reinforcement rupture to that of yielding in shear or compression of any steel components.



Model parameters:
α according to Eqn. (8),
ψ according to Eqn. (9)

a) Extended Eurocode model proposed in [3]: DSD model.

Model parameters:
n according to Eqn. (13),
ξ according to Eqn. (14)

b) Model proposed in [6] and used in this study: CSD model.

Fig. 14. Comparison of analytical modelling of joint moment-rotation characteristic

Rys. 14. Porównanie analitycznego modelowania charakterystyki moment-obrót węzła

Figure 14 gives the comparison of modelling concepts used for the development of generalized moment-rotation characteristic of both the refined Eurocode's approach proposed in [3] of DSD (Discontinuous Stiffness Degradation) and the approach presented herein of CSD (Continuous Stiffness Degradation). The comparison shows clearly that the developed CSD model can account not only for the features of refined Eurocode's model (i.e. the greater inelastic stiffness degradation effect in joints with a higher reinforcement ratio that tends to shift the placement of moment-rotation curve towards larger rotations) but also for the new features affecting the postlimiting behaviour (i.e. hardening stiffness and its dependence upon the relative reinforcement ratio ρ/ρ_0). It has to be emphasized that for steel joints, for which ρ/ρ_0=0, the effect of postlimiting stiffness is not vanishing in the CSD model in contrast to that of refined Eurocode's one.

References

[1] Giżejowski M., Kozłowski A., Lorenc W.: Modelling of the nonlinear behaviour of steel-concrete composite beams and beam-to-column joints – from theory to practice. Keynote paper: Proceedings of the 12th International Conference on Metal Structures: Progress in Steel and Composite Structures, Wrocław, Poland, 16-17 June 2011. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2011, 4-29.

[2] Pisarek Z.: Shaping of joints in composite steel structures, PhD thesis, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Rzeszów University of Technology, Rzeszów 2003 [in Polish – unpublished].

[3] Barcewicz W.: Stiffness, strength and rotation capacity of a certain class of joints in steel structures with composite slabs. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, Warsaw 2010 [in Polish – non-referred publication of the Warsaw University of Technology Publishing Office].

[4] Giżejowski M., Saleh B., Kozłowski A., Ślęczka L., Pisarek Z.: Experimental investigations of the frame behaviour subjected to exceptional actions, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, zeszyt 59, nr 3/2012/II, 161-168 [in Polish].

[5] Saleh B. A. K.: Modelling of beam-to-column joint of steel-concrete composite frames subjected to standard and extreme load combinations. PhD thesis, Warsaw University of Technology, Warsaw 2013 [in preparation - non-referred publication of the Warsaw University of Technology Publishing Office].

[6] Giżejowski M., Barcewicz W., Uziak J., Saleh B.: Composite Steel-Concrete Joints for Efficient Applications In Modern Building Structures. Botswana Journal of Technology, vol. 20, no. 1, 2012, 12-24.

[7] Giżejowski M., Barcewicz W., Uziak J., Saleh B.: On evaluation of a unified moment-rotation characteristic of steel and steel-concrete composite joints. Proceeding of 5th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, 2-4 September 2013, Taylor & Francis, Balkema, 2013 (in press).

[8] Barcewicz W., Giżejowski M.: Photogrammetric analysis of end-plate deformations in steel and steel-concrete composite joints. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, zeszyt 58, nr 3/2011/II, 193-200 [in Polish].

[9] Eurocode 3: EN 1993-1, Design of Steel Structures. General rules and rules for buildings.

[10] Eurocode 4: EN 1994-1, Design of composite Steel and Concrete Structures. General rules and rules for buildings.

EFEKT NADWYTRZYMAŁOŚCI WYIZOLOWANYCH WĘZŁÓW BELKA-SŁUP OBSERWOWANY W BADANIACH STEROWANYCH OBCIĄŻENIEM

S t r e s z c z e n i e

Badania doświadczalne węzłów stalowych i zespolonych stalowo-betonowych wykazały, że charakterystykę moment-obrót węzła można podzielić na trzy zasadnicze zakresy zachowania się, mianowicie: zakres quasi-sprężysty, w którym trwałe odkształcenia lokalne mogą być zignorowane i początkowa sztywność wyznaczona, zakres niesprężysty, w którym następuje sukcesywna redukcja sztywności węzła aż do osiągnięcia nośności węzła rozumianej jako nośność quasi-plastyczna oraz zakres pograniczny, rozumiany jako stan objawiający się nadwytrzymałością węzła. W pracy przedstawiono dyskusję tej problematyki i propozycję modelu obliczeniowego (model CSD), w którym funkcje opisujące charakterystykę węzła w postaci krzywej moment – obrót i jej pierwsza pochodna (sztywność sieczna) są ciągłe i uwzględniają efekt nadwytrzymałości. Wyniki modelowania analitycznego porównano z wynikami badań doświadczalnych przeprowadzonych w Politechnice Warszawskiej. Zakres tych badań obejmował trzy serie elementów badawczych z wyizolowanymi podatnymi węzłami stalowymi i zespolonymi stalowo – betonowymi, łączącymi fragmenty rygli do słupów za pomocą doczołowych połączeń śrubowych ze zlicowanymi i wystającymi blachami czołowymi. Poszczególne serie badawcze były zróżnicowane pod względem stopnia zbrojenia (średnicy prętów zbrojeniowych) płyty stropowej w obszarze działania momentu ujemnego. Z porównania charakterystyk moment – obrót uzyskanych doświadczalnie z charakterystykami otrzymanymi na podstawie przedstawionego w niniejszym opracowaniu modelu CSD, z uwzględnieniem skalibrowanych parametrów modelu, uzależnionych od stopnia zbrojenia płyty stropowej w strefie przywęzłowej, wynika, że model ten dobrze odzwierciedla zachowanie się węzłów stalowych i zespolonych.

Słowa kluczowe: węzeł stalowy, węzeł stalowo-betonowy, charakterystyka moment-obrót, nadwytrzymałość

DOI: 10.7862/rb.2013.16

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 51 - 76

Marian A. GIŻEJOWSKI[1]
Aleksander SZWED[2]
Albashir Ali K. SALEH[3]
Wioleta BARCEWICZ[4]

JOINT MOMENT-ROTATION CHARACTERISTIC IN LIGHT OF EXPERIMENTAL SIMULATIONS OF FRAME COLUMN LOSS

Aspects related to robustness of steel frameworks with semi-rigid steel and steel-concrete composite joints are dealt with. Experimental investigations were carried out for sub-frames fabricated in technical scale. Pushdown tests for steel sub-frames simulated the joint ability to transfer the bending moment and axial force under a column loss scenario. Tests on composite sub-frames were arranged in two stages. The first one was related to a service stage when the slab was under a gravity load and the column to be removed supported. The gravity load was sustained in the second stage when a column loss scenario was simulated. Experiments have shown that composite flush end-plate joints may not be robust enough since their low strength under sagging bending, despite of good ductility, does not allow for the redistribution of internal forces in order to achieve the equilibrium in the residual state after static column removal. Contrary, symmetrical steel and composite joints with extended end-plates on both sides of beam flanges seem to be more robust, despite of their lesser ductility. Robust bending behaviour is possible because extended end-plate joints exhibit a better balance between the strength and rotation capacity that allows to achieve the equilibrium state in case of a static column loss event.

Keywords: steel joint, composite joint, sub-frame test, column loss, catenary action, joint ductility, robustness

[1] Autor do korespondencji: Marian A. Giżejowski, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel: +48 22 825 84 21, m.gizejowski@il.pw.edu.pl

[2] Aleksander Szwed, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 234 56 76, a.szwed@il.pw.edu.pl,

[3] Albashir Ali K. Saleh, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 661 604 864, b.saleh@il.pw.edu.pl,

[4] Wioleta Barcewicz, Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. +48 22 825 5249, w.barcewicz@il.pw.edu.pl.

1. Introduction

Design and execution activities for civil engineering construction sector are governed by a system of building regulations and specifications, in Europe - by a set of Structural Eurocodes and associated codes of products and processes. (buildings, bridges, tanks, towers and masts, among others) made of different materials (steel, concrete, etc.). Structural Eurocodes are related to actions as well as design and execution codes containing general rules and rules for specific type of structures The Eurocodes on actions specify certain loads and hazards that create the standard requirements to be included for persistent and transient design situations or for accidental design situations, all dependent upon the structure function and the class of consequences of failure [1].

In commercial buildings, hazards related to persistent, transient and accidental situations are those of execution loads, service gravity loads (permanent and imposed) as well as climatic and environmental actions (wind, snow, change in temperature). All these actions are evaluated using the load and resistance model of structural reliability. This model aims in the avoidance of instant collapse in standard design situations and ensures the structural durability in the prescribed lifetime through a series of design requirements based on the target reliability index dependent upon certain limit states [1].

1.1. Structural robustness

Even when the code regulations are carefully followed in all the processes of design and execution, the standard codified situations do not cover all the extreme types of hazardous events which may affect the structural performance during the prescribed lifetime of designed structures. Structures are throughout their lifetime exposed to extreme events that are not commonly included in standard design procedures since they are treated as very rare events. Such events are associated with unforeseen, the so-called exceptional loads that do not generally fall under the probabilistic model of structural reliability and the fulfilment of specified target reliability levels. This is because the magnitude and occurrence of exceptional loads in the situation of extreme events may not be predicted using direct probabilistic measures. So that the structure designed with an adequate reliability level may respond differently to extreme event actions. As a result, one structure properly designed for all possible execution and service situations may be totally destroyed when an extreme event takes place while another one may survive hazardous situation the action values of which are beyond those taken into account in its design. The main factor responsible for ensuring the survival is an ability of the structure to maintain its integrity and stability in a deteriorated state in case of local damage when an extreme event occurs. This means that the structure is demanded to withstand any unspecified hazardous situation and to resist part of the standard load

combinations and exceptional loads associated with the static scheme transformation from its original undamaged state to a residual state of locally damaged system. This new structural property is called the robustness of the structure and is understood hereafter as the avoidance of both progressive collapse and disproportionate collapse phenomena.

1.2. State-of-the-art in codification of robustness in Europe

According to current codes of practice, structural engineers are advised to take into account in design the requirements of structural robustness, and to increase structural integrity and stability in order to prevent the occurrence of progressive or disproportionate collapses. It means that the structure properly designed may exhibit a proportionate collapse under an extreme event, i.e. an extreme event may lead only to a proportionate damage of the structure. This can be related to unforeseen or unidentified events that destroy locally only a limited volume of building structure, therefore they do not lead either to the progressive collapse of entire structure or a local failure of disproportionate extent to the cause of damage. As an illustration, when the damage results in a loss of resistance of only one column of the building framework, it is associated with excessive, but limited, deformations of residual substructure hanging over the damaged column.

In order to ensure the structural robustness, some guidelines are given in present Eurocodes in relation to unidentified accidental actions. The design strategy adopted in EN 1991-1-7 [2] is as follows: "… the potential failure of the structure arising from an unspecified cause shall be mitigated by adopting one or more of the following approaches:

a) designing key elements on which the stability of the structure depends, to sustain the effects of a model of accidental action A_d;

b) designing the structure so that in the event of a localised failure (e.g. failure of a single member) the stability of the whole structure or of a significant part of it would not be endangered;

c) applying prescriptive design/detailing rules that provide acceptable robustness for the structure (e.g. three dimensional tying for additional integrity, or a minimum level of ductility of structural members subject to impact)."

In multi-storey buildings, the above mentioned requirements lead to such a design strategy in which the column of a single storey may fail as a result of an unforeseen event but not being able to resist loads it ensures the development of an alternative load path and formation of a new equilibrium of the deteriorated (or residual) structural system. The residual structural system is able to develop catenary action in order to limit the extent of failure. The arrangement of structural elements should therefore be such that it provides integrity and stability to the structure by transferring loads from a locally damaged column to adjacent columns and slab substructures in such a way that

the residual structural system is capable of resisting these loads without any disproportionate collapse.

Two methods are usually referred to in providing robustness to civil engineering structures, namely indirect and direct. Indirect methods are of a general prescriptive nature and deal with providing guidelines for minimum tying and connectivity between key elements of framed structures so that the structural engineer is not overwhelmed with a large amount of additional modelling and analysis, if any, to be performed. She/he is usually provided with expressions for the tensile resistance required for internal and perimeter ties to ensure robustness. Summary of indirect method requirements adopted in Eurocodes is given in [3]. Tying forces are usually prescribed to be taken up by the steel framework but it is not a necessity. According to [3]: "A composite concrete floor, for example, can be used to tie columns together, but must be designed to perform this function. Additional reinforcement may be required, and the columns (particularly edge columns) may need careful detailing to ensure the tying force is transferred between column and slab". It should be noted that the requirements in indirect methods are not intended to ensure that the structure is to be fully serviceable following the state of extreme actions, but that the local damage results in the failure that is proportionate to the cause and the total collapse is prevented.

Direct methods, on the other hand, are of a detailed prescriptive nature for ensuring the structural continuity and stability. They are relying on both modelling and structural analysis of damage related scenarios in order to prove the structural integrity and stability. The structural engineer has therefore to show, by detailed modelling and analysis, that the structure is able to withstand the effects associated with a localized failure and it would achieve equilibrium in the residual state. In general, structural engineers are advised to ensure robustness in three ways, namely by redundancy for providing an alternative load paths potential, by local resistance of key structural components, or by adequate connectivity for ensuring structural continuity when the structure is being transformed for its original state to the final residual state.

In the first way, it has to be proved that the structure is able to transfer the loads through a new alternate path when the key structural element fails to carry loads. The next way involves the process of increasing the resistance of key structural elements to avoid damage. Since this approach focuses on selected key elements, it requires knowing the nature of actions being the source of abnormal loads. Therefore it is difficult to codify a general procedure for modelling and analysis in this case. In the last way, the structural engineer has to consider an increase in structural continuity by keeping the balance between the joint ductility and strength of those joints that are considered to be critical structural components. In fact, the increase in continuity will enhance the resistance of the structural system when the catenary action wins over the local damage in case of extreme events.

1.3. Research on structural robustness

Research on structural robustness of steel and steel-concrete composite frameworks has been growing over the last two decades and the subject has been seen as a very important on the European level. A number of PhD theses dedicated to the said topic have been completed, among others presented by Demonceau [4], Hai [5] and Menchel [6]. One of the actions of European Cooperation in Science and Technology Program COST was devoted to aspects of structural robustness, namely TU0601: Robustness of structures. In association with this action, research was initiated in Poland within the project 457/N-COST/2009/0: Stability and integrity of multi-storey buildings subjected to exceptional loads. The project was financed by the Ministry of Science and Higher Education, coordinated by the Warsaw University of Technology and carried out in the years 2009-2011 in cooperation with the Rzeszow University of Technology and the Koszalin University of Technology. Aspects of structural robustness discussed hereafter in this paper are linked with research initiated within the above mentioned project. Results of laboratory tests conducted within this project are utilized. The cost of specimens was in majority covered by the Libyan Embassy, the institution sponsoring the PhD study of the third author [7], and partially by funds allocated for statutory grants of the Faculty of Civil Engineering of the Warsaw University of Technology.

Since Eurocodes do not give any guidance on how to evaluate the steel-concrete composite joint properties under sagging moments and how to calculate the tying resistance of joints, the focus in the present paper is made on the joint behaviour during an exceptional event modelled as the loss of a column of building frameworks. In such an event, the so-called catenary effect appears where two beams of neighbouring bays and of the same storey lose their support because of failure of the lower storey column. The membrane state generated in beams and joint end-plate ductility help in maintaining the stability and in enhancing the robustness of structural frameworks. The key issue is to balance the joint properties, ductility and strength, in such a way that they allow, through the sufficient catenary action, for the development of residual equilibrium state of the structure deteriorated by a localized damage.

2. Description of experimental investigations

The most desirable experiments for the robustness assessment of the global behaviour of multi-storey frameworks and the local behaviour of their joints would be those performed on a full scale load bearing system. Since the Structures Laboratory of the Warsaw University of Technology did not have sufficient space for such testing, it was decided to cooperate with the Laboratory of Rzeszow University of Technology. Although this laboratory

had more internal space available for testing, full scale tests on a 3D multi-storey building framework were also not possible. It was then decided that tests would be carried out predominantly for the robustness assessment of local behaviour of joints in steel and steel-concrete composite frameworks. Tests were therefore performed on sub-frames of a plane multi-storey and multi-bay framework, consisting of three columns B, C and D, and two full length beams of two neighbouring bays B-C and C-D (see Fig. 1). In order to reproduce a real distribution of bending moments in beams under gravity load in a multi-bay structural frame, the sub-frame specimens were equipped with the short beams on both sides of each tested specimen, connected through pins (1) and (2) to the rigid side supports. Fig. 1 shows the way the tested specimens were cut off from a real framework.

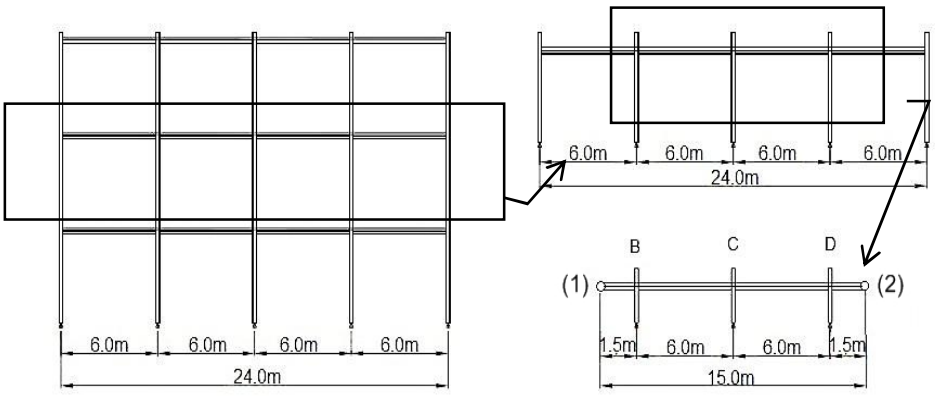


Fig. 1. Full scale sub-frame specimen cut off from a plane framework

Rys. 1. Element badawczy jako podukład ramowy w skali naturalnej, wycięty z ramy płaskiej

Detailed description of tested sub-frames and testing procedure was presented in [7-9] so that would not be given hereafter.

3. Results of experimental investigations

3.1. Steel specimen with flush end-plate joints

As it has been mentioned earlier, this test was conducted without gravity loads so that only the progressive downward displacement increments were applied on the inner short column as a simulation of the joint failure under sagging moment and tensile force for the inner short column joints and under hogging moment and tensile force for the outer column joints. This pushdown test was assumed to give an indication of the flush end-plate joint ductility behaviour and strength degradation due to catenary action when the static

column loss scenario would take place and a tensile force would be present at the joint being subjected to bending. As a result, the tensile force corresponding to the values from that of practically zero recorded by the hydraulic jack at the beginning of test to its maximum value just before the joint failure. At the beginning of the test, the small reaction due to the specimen self-weight would have been neglected. The vertical displacement was then applied to the inner column in increments of a varying magnitude and applied gradually until the test end. The increment equal to 2mm was applied at the beginning of the test until the fifth step and then increased to 5mm until the thirty sixth step. The pushdown test was then continued until achieving of about 50% of the expected ultimate load. The application of downward displacement of the short column whose progressive column loss scenario was simulated was then proceeded with increments of 10 mm until the test termination when the specimen was totally collapsed.

Joint deterioration signs were observed clearly at the thirty first displacement increment when the first signs of fracture were initiated at the lower flange level of the inner column end-plate joint subjected to bending and tension (column in the axis C, see Fig. 1). Since the end-plate started to fracture, the crack length was increasing along the lower flange to end-plate welds. Next, these cracks were further expanded and progressed beyond the beam flange to cover also the region along the beam web to end-plate welds in course of pushing the short column down by the hydraulic jack. Fig. 2 shows the deformation profile of the inner column and its joints starting from the initial configuration to the final configuration. One may note that despite of the geometry and loading symmetry of the specimen, the progressive deterioration of the specimen did not result in the simultaneous failure of two joints of the inner column. It is clear that the degradation of properties of one of the inner column joints started first (right side of short column in Fig. 2). As a result, the inner column started to rotate and the inner column left joint could not develop the same state of deformation at the final specimen configuration.

In the external column joints (columns in the axes B and D, see Fig. 1), the situation was quite similar to that of the middle column (beam-to-column joints of both inner spans behave in a similar manner because of the structural symmetry). Rapid transition between the elastic behaviour and its inelastic behaviour due to bending and stiffness reduction related to an increase of membrane forces observed in the inner column joint was delayed and more gradual in case of outer column joints. The joint fracture occurring in the area near the top row of bolts (on the end-plate near upper flange) were smaller than that in the middle column joint under the same level of displacement increment.

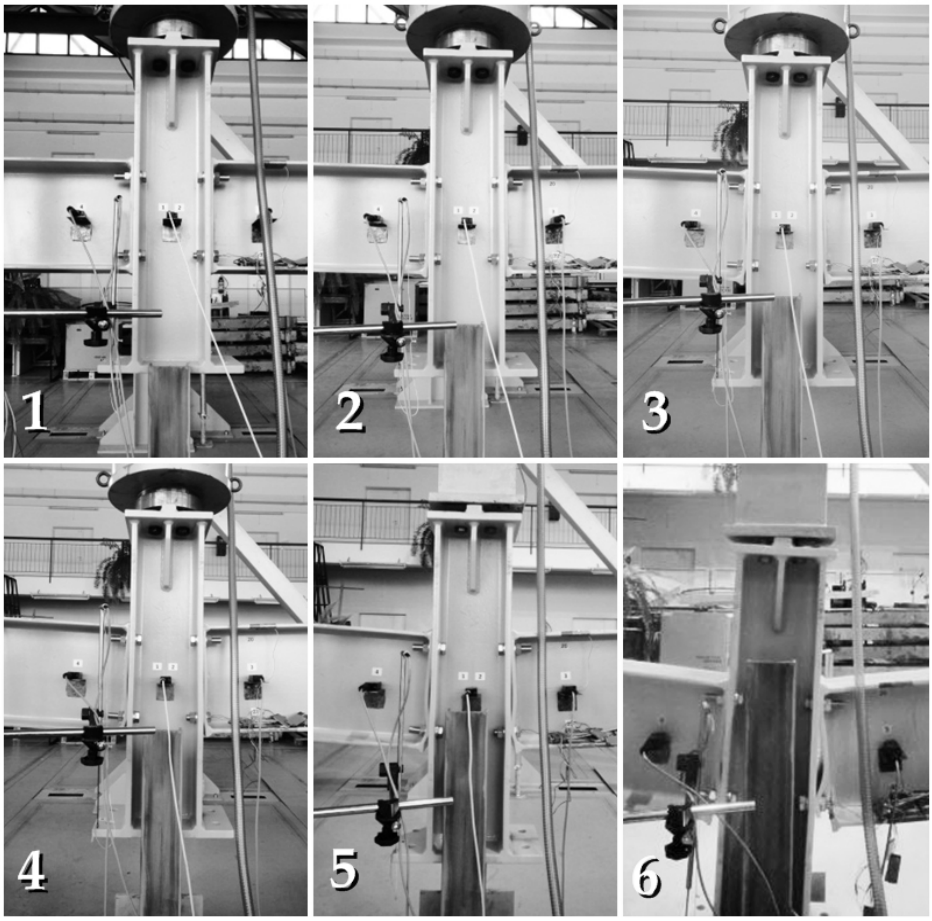


Fig. 2. Stages of progressive inner column joint deformations, from the initial configuration 1 to the final configuration at collapse 6

Rys. 2. Etapy postępujących deformacji węzła przy słupie środkowym, od konfiguracji początkowej 1 do końcowej konfiguracji 6 przy zniszczeniu

Fig. 3 shows the global behaviour of tested specimen 1 in terms of the load and increment steps, and the load and downward displacement characteristic.

The maximum value of applied load obtained in the test is equal to 69 kN and is associated with the short column displacement equal to about 430 mm in the displacement increment 71. The increments following that corresponding to the maximum applied load resulted in a progressive tearing of the fractured end-plate, extending along the tension beam flange and then progressing along the beam web towards the compression flange.

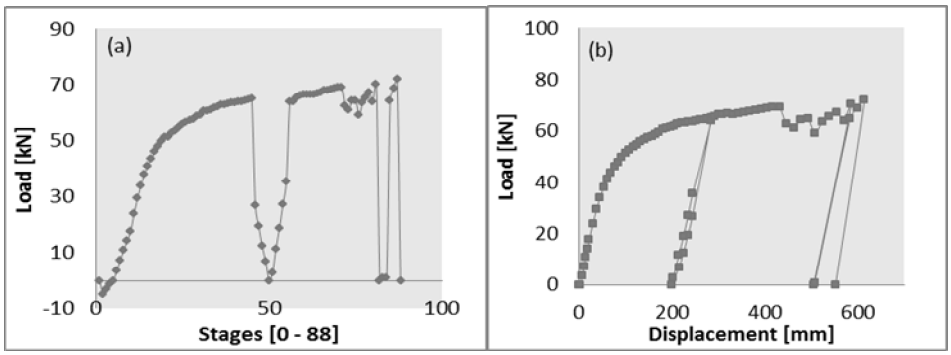


Fig. 3. Global characteristics of specimen 1: a) load - incremental step no., b) load - displacement

Rys. 3. Globalna charakterystyka elementu 1: a) siła – numer przyrostu, b) siła - przemieszczenie

Fig. 4 shows the local behaviour of tested specimen 1 in terms of the inner column joint sagging moment and incremental steps, and the inner column joint sagging moment and rotation characteristic.

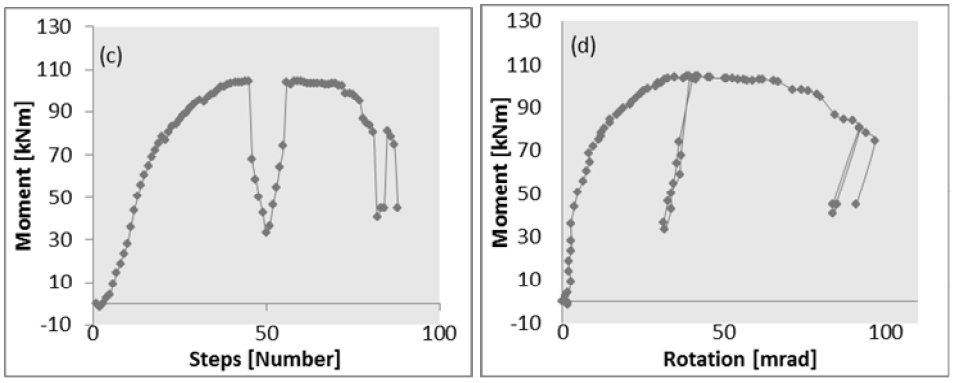


Fig. 4. Local characteristics of specimen 1 at inner column joint under sagging bending: c) moment - incremental step no., d) moment – rotation

Rys. 4. Lokalna charakterystyka elementu 1 w węźle przy środkowym słupie pod działaniem dodatniego momentu zginającego: c) moment – numer przyrostu, d) moment – obrót

Fig. 5 shows the local behaviour of tested specimen 1 in terms of the outer column joint hogging moment and incremental steps, and the outer column joint hogging moment and rotation characteristic.

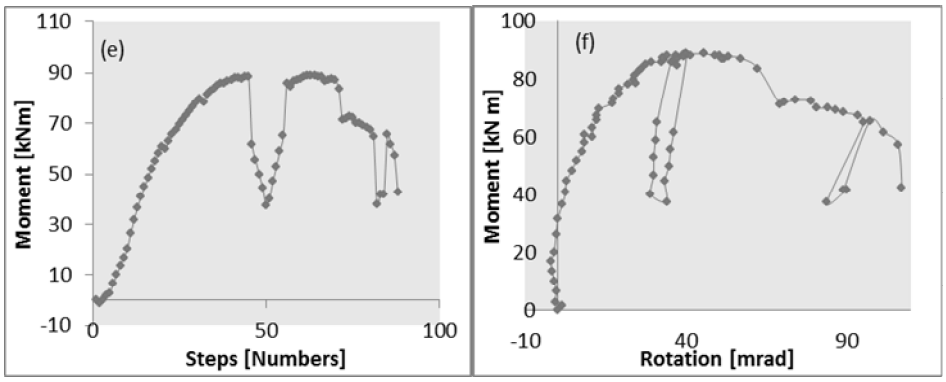


Fig. 5. Local characteristics of specimen 1 at outer column joint under hogging bending: e) moment - incremental step no., f) moment – rotation

Rys. 5. Lokalna charakterystyka elementu 1 w węźle przy zewnętrznym słupie pod działaniem ujemnego momentu zginającego: e) moment – numer przyrostu, f) moment – obrót

Comparing the results presented in Fig. 4 and Fig. 5 one can conclude that the local responses of inner column joint under sagging bending and the outer column joint under hogging moment are similar in shape and the rotation magnitude at the ultimate moment. Only the ultimate moments are slightly different, namely 90 kNm vs 105 kNm.

Moment-rotation curves presented in Fig. 4d and 5f include implicitly the moments that are affected by the axial tensile forces generated in beams during the pushdown tests. It is important therefore to look at the membrane state developed in specimen beams pulled in pushdown tests and to evaluate the magnitude of beam tensile force in order to assess whether it affects the joint moment-rotation response obtained from experiments performed on isolated joints. Since tests on isolated joints being the same as used in sub-frame specimens considered herein were carried out under hogging bending by Barcewicz [10], there is a possibility for a direct comparison of joint properties.

Fig. 6 shows the axial force at the inner joint subjected to sagging bending and at the outer joint subjected to hogging bending. It is observed that up to the point of attainment of the ultimate moment on the moment-rotation curve, the moment was being increasing when the axial force was increased. In the stage of joints collapse, referred to descending parts of the joint moment-rotation characteristic, the growing rupture of end-plates was associated with the decrease in both the bending moment and the axial force in considered joints.

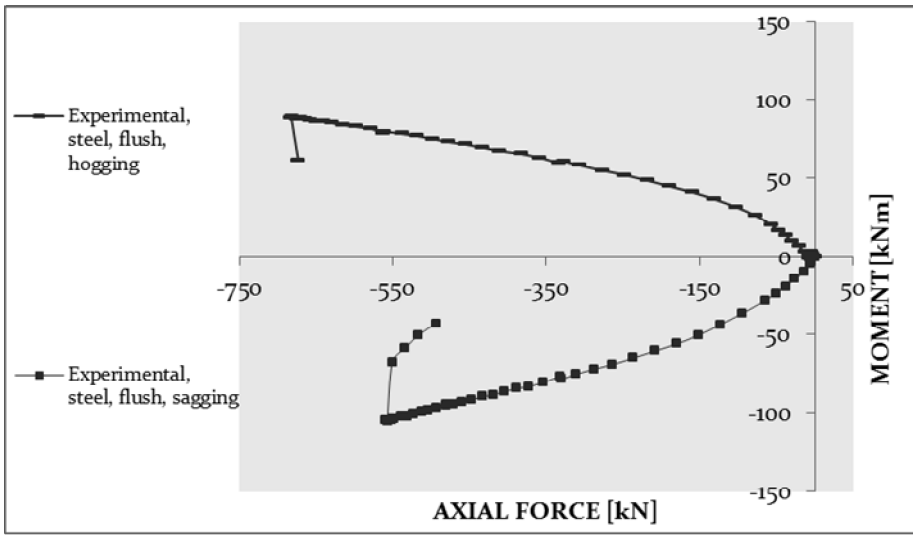


Fig. 6. Moment - force relationship of the flexural-membrane state at the inner and outer flush end-plate joints of steel specimen 1 (sign minus of the axial force refers to tension)

Rys. 6. Zależność moment – siła w stanie giętno-membranowym w węzłach z blachami czołowymi zlicowanymi: wewnętrznym i zewnętrznym elementu badawczego 1 (znak minus siły osiowej odpowiada rozciąganiu)

3.2. Steel specimen with extended end-plate joints

The test procedure for this specimen is the same as in case of the steel specimen with flush end-plate joints. In the first stage, the vertical displacement increment was equal to 2.0 mm. After that the displacement was increased to 5.0 mm, next doubled to 10.0 mm and finally increased to 20 mm until failure.

Fig. 7 represents the global behaviour of specimen 3. The jack arm was extended three times in contrast to the test 1 where the arm was extended only two times. Yielding of the extended end-plate was observed, and the first signs of end-plate fracture were observed in the inner joint of short column subjected to the application of downward vertical displacement. Cracks started at the end-plate cantilever part, outside of the lower beam flange when the vertical displacement of 98 mm was reached at stage 24. Extended end-plate and the column flange began to bend and the column web was subjected to transverse compression and tension. The beginning of the first fracture was at the lowest level of the beam flange to end-plate weld connection and extended along the weld connecting the end-plate and the beam section lower flange, increasing with the increase of the inner column displacement. The next fracture appeared inside of the beam flange to end-plate weld connection and increased with the increase of vertical displacement. The joint failure mechanism was associated with the fracture line extending also to the top flange along the beam

web to end-plate connection. The end-plate consequently split away from the welded area of the beam bottom flange. In the external column joints the situation was quite similar to that in the middle column but in a reverse way. The crack length in the area near the top row of bolts being in tension was however slightly smaller than in the distorted joint of the middle short column.

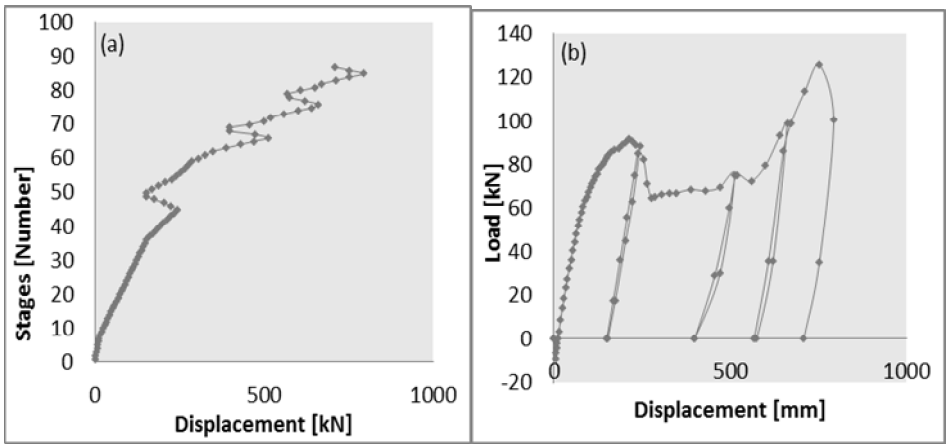


Fig. 7. Global characteristics of specimen 3: a) displacement - incremental step no., b) load – displacement

Rys. 7. Globalna charakterystyka elementu 3: a) przemieszczenie - numer przyrostu, b) siła - przemieszczenie

Deformations observed in the internal joint components and associated with end-plate tearing along the weld lines are presented in Fig. 8.

The maximum value of vertical load obtained for the original arm length of hydraulic jack was equal to 88 kN and it was associated with the displacement of short column equal to 243 mm. The increase of displacement was then associated with a descending branch of the specimen load-displacement characteristic and then the stage was reached in which the jack arm was too short to continue the tests. After the extension of jack arm, there was a further load drop to the level of 65 kN. This load remained almost at the same level until the displacement of 500 mm was reached. After that there was a progressive increase in load to 126 kN when the displacement reached 752 mm. This was at the point of specimen collapse.



Fig. 8. Extended end-plate deformations; a) general view of the short column displaced configuration, b) detail of failed left joint, c) pulling out of the bottom flange, d) final stage

Rys. 8. Deformacje wystającej blachy czołowej; a) ogólny widok konfiguracji przesuniętego krótkiego słupa, b) szczegół zniszczonego węzła po lewej stronie słupa, c) wyrwanie blachy z dolnym pasem belki, d) etap końcowy

Fig. 9 presents the moment-rotation characteristic of the inner joint (sagging bending) and Fig. 10 shows the similar characteristic but for the outer joint (hogging bending) of the beam and short column deforming in the pushdown test.

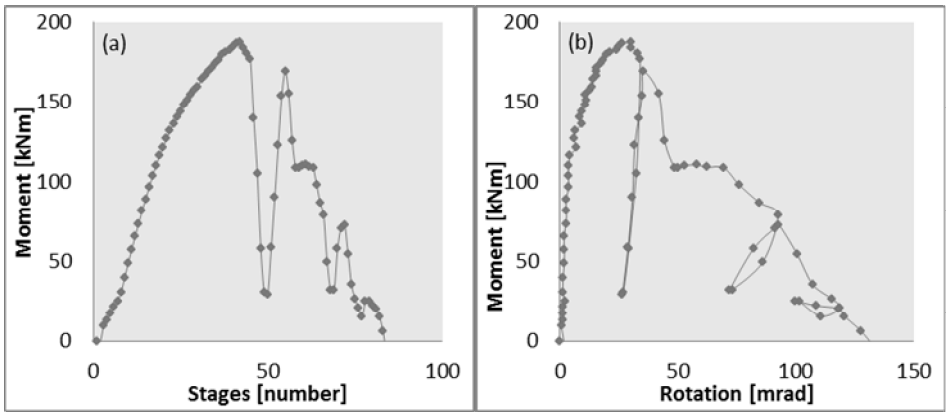


Fig. 9. Local characteristics of specimen 3 at the inner joint being under sagging bending; a) moment - incremental step no., b) moment – rotation

Rys. 9. Lokalna charakterystyka elementu 3 w węźle wewnętrznym pod działaniem dodatniego momentu zginającego: a) moment – numer przyrostu, b) moment – obrót

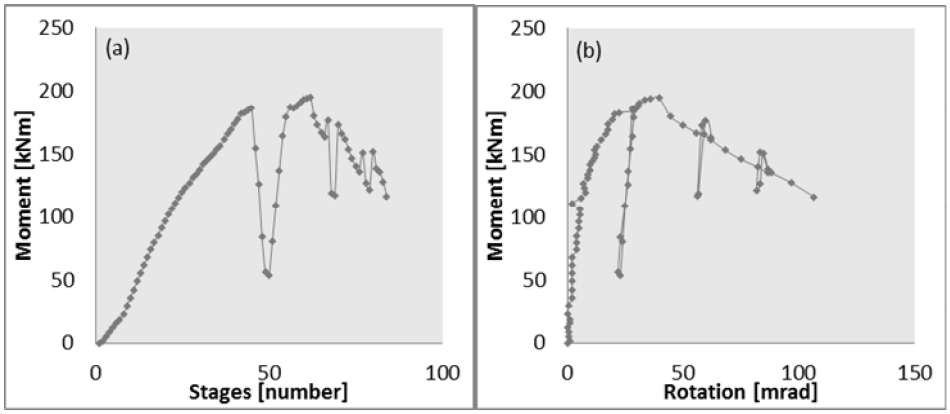


Fig. 10. Local characteristics of specimen 3 at the outer joint being under hogging bending; a) moment - incremental step no., b) moment – rotation

Rys. 10. Lokalna charakterystyka elementu 3 w węźle zewnętrznym pod działaniem ujemnego momentu zginającego: a) moment – numer przyrostu, b) moment – obrót

Comparing the behaviour of flush end-plate and extended end-plate joints under sagging bending (Figs. 4 and 9) one can conclude that joints of extended end-plates exhibit a larger value of the initial stiffness and a higher value of the ultimate moment. The shape of the moment-rotation curve is however much different in both cases since the behaviour of extended end-plate joints is of a more brittle nature. The region of inelastic behaviour in case of latter joints is narrower and the attainment of their ultimate moment is followed by a rather steep descending branch of the moment-rotation characteristic. This is

an indication that extended end-plate joints may be more effective when used in frameworks where joints are purposefully made much stronger than members in order to ensure the inelastic redistribution of forces through the development of plastic hinges in beams. Contrarily, flush end-plate joints may be regarded more effective in frameworks where their robustness is ensured by ductility of joints. In this case, an optimal balance has to be sought of between the joint strength and ductility through choosing adequate constructional details (end-plate thickness, bolt spacing, weld type). The similar conclusion may be drawn when joints under hogging bending are considered (see Figs. 5 and 10).

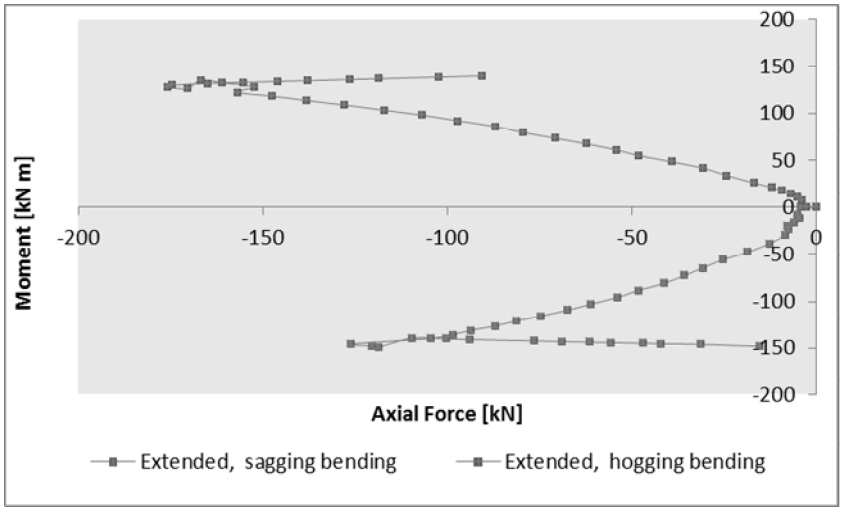


Fig.11. Moment - force relationship of the flexural-membrane state at the inner and outer extended end-plate joints of steel specimen 3 (sign minus of the axial force refers to tension)

Rys.11. Zależność moment – siła w stanie giętno-membranowym w węzłach z blachami czołowymi wystającymi: wewnętrznym i zewnętrznym elementu badawczego 3 (znak minus siły osiowej odpowiada rozciąganiu)

Fig. 11 shows the axial force at the inner joint subjected to sagging bending and at the outer joint subjected to hogging bending. The smaller magnitude of the axial force in case of the specimen with extended end-plates in comparison to that of flush end-plates (see Fig. 6) is mostly related to the fact that there is a large region of the extended end-plate specimen behaviour in which the vertical load is being transferred by means of bending of stiffer and stronger framework joints. It is observed that the force reversal takes place at the point of joint behaviour when the moment is less than that of its maximum value. This was corresponding to the point of fully cracked joints on the outside of the tension flange. The similarity might be noted for the moment-force diagram extent for the any end-plate joint being under sagging and hogging bending.

3.3. Composite steel-concrete specimen with flush end-plate joints

In this section, selected results of global and local behaviour of composite specimen 2 with flush end-plate joints are presented. Firstly, the results of global behaviour in terms of framework load-displacement characteristic are presented.

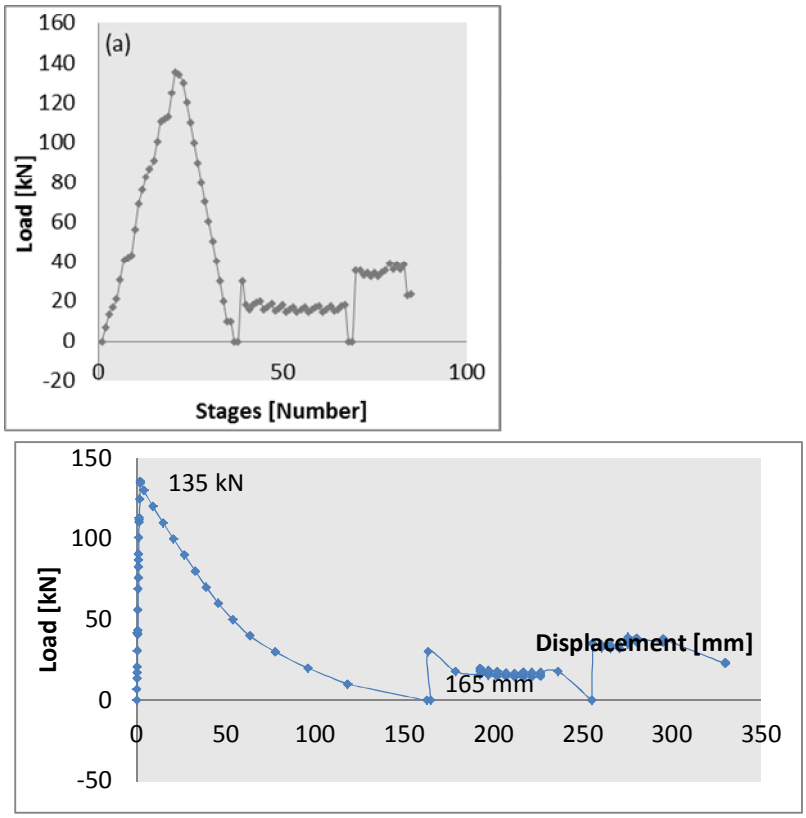


Fig. 12. Global characteristics of specimen 2: a) load - incremental step no., b) load – displacement

Fig. 12. Globalna charakterystyka elementu 2: a) siła – numer przyrostu, b) siła - przemieszczenie

Fig. 12 illustrates the behaviour of specimen 2 with composite flush end-plate joints. The first stage indicated by the vertical line in Fig. 12b shows the stage of the service load when the internal column is supported and hanged by the jack arm. The successive loading of the specimen by concrete blocks is represented in Fig. 12a by an inclined curve consisting of a zigzag line the pieces of which represent two successive steps of laying down stages of concrete blocks. First was done in one span leading to an asymmetric loading

pattern and the next one - in the other span, leading to restoring the symmetrical loading pattern. The first stage of loading caused a vertical reaction in the internal column equal to 135.6 kN. At this stage, first signs of cracking in the concrete slab were observed in the vicinity of the outer column. The second stage of successive application of displacement increments was related to a simulation of the static column removal process. It resulted in a slow reduction in the magnitude of vertical reaction, with a continuous loss of the specimen stiffness. The joints yielded progressively, mainly by the increased plastic deformations of the steel components of inner composite joint, namely yielding of the column web, end-plates and column flange being in bending, beam flange and web in tension, and for the external composite joints - by yielding of the column web in compression and yielding of slab reinforcing bars being in tension. During this stage, the cracks in the vicinity of the external composite joints were more pronounced and yielding of some steel joint components was observed. For the internal composite joint, a separation of the end-plate was seen under sagging moment and the fracture was observed more clearly around the bottom bolts row. The concrete cracks in the vicinity of external composite joints continued to enlarge and yielding appeared in rebars followed by yielding of steel components in the compression zone. The most important phenomenon to be mentioned is the crushing of the concrete in the inner composite joint (axis C in Fig. 1).The maximum vertical force recorded in the hydraulic jack was reached at an instantaneous static equilibrium that was in response to the vertical displacement of 165 mm. This state was however associated with the rapid progression of end-plate fracture tearing and concrete crushing close to the internal column, and with the drop in the magnitude of reactive force. As a result, the permanent static equilibrium could not be reached in the stress redistribution process. Failure of the frame was caused by progressive cracking in the joint end-plates near welds connecting them to the beam bottom flange, and also by yielding of reinforcing steel bars in the external joints. The longitudinal rebars in the external composite joints were progressively more stressed, the concrete there more cracked under tension and concrete at the internal joint was progressively crushed. At the latter point, further yielding was developed in the different components of composite joints. Illustration of successive states of internal joint deformations is presented in Fig. 13. The state 1 corresponds to the initial configuration, state 2 to the final state of the 1st stage of loading, and the following states are referred to the 2nd stage of loading program.

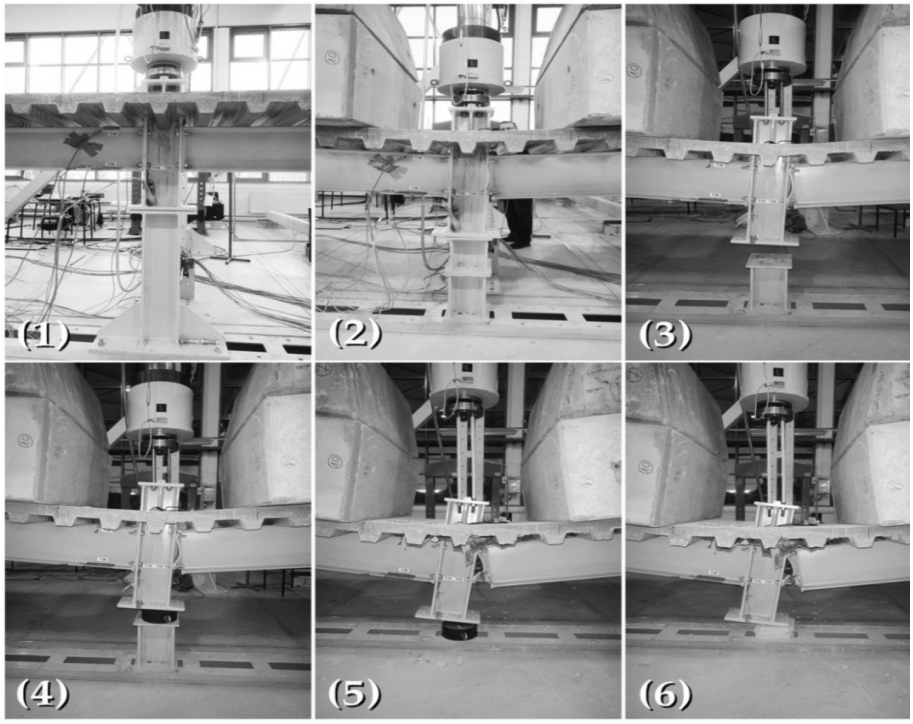


Fig. 13. Illustration of successive deformation states of internal column joint

Rys. 13. Ilustracja kolejnych etapów deformacji węzła przy słupie wewnętrznym

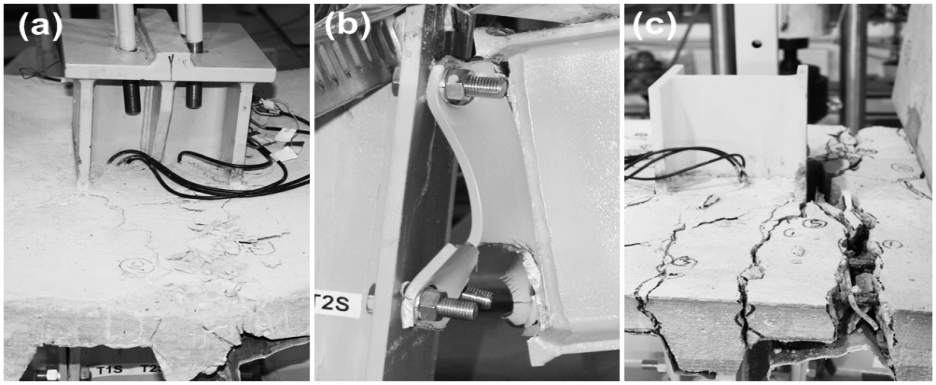


Fig.14. Details of joint components deformation; a) crushing of concrete slab of inner joint, b) fracture of end-plate of inner joint, c) cracking of concrete slab of outer joint

Rys.14. Szczegóły deformacji części składowych węzła; a) kruszenie płyty betonowej węzła wewnętrznego, b) zniszczenie blachy czołowej węzła wewnętrznego, c) zarysowanie płyty betonowej węzła zewnętrznego

The final stage is referred to the specimen collapse indicated by large deformations of an extensively cracked end-plate of the inner composite joint and a substantial crushing of the reinforced concrete slab. The outer joint is at a different state and the specimen failure results in this joint in yielding of rebars and large cracking of concrete. The details are shown in Fig. 14.

Fig. 15 shows the moment-rotation characteristic of the composite inner joint subjected to two stages loading program. Since the inner column was in the first loading stage hanged, the support exerted the reactive force. The joint reached the hogging moment of approximately 40 kNm at the end of the first stage of loading program. During the simulation of the static column loss scenario, the joint was subjected to reversed rotation since the incremental settlement of inner column support reduced progressively the reactive force causing the moment to change the sign from hogging to sagging bending.

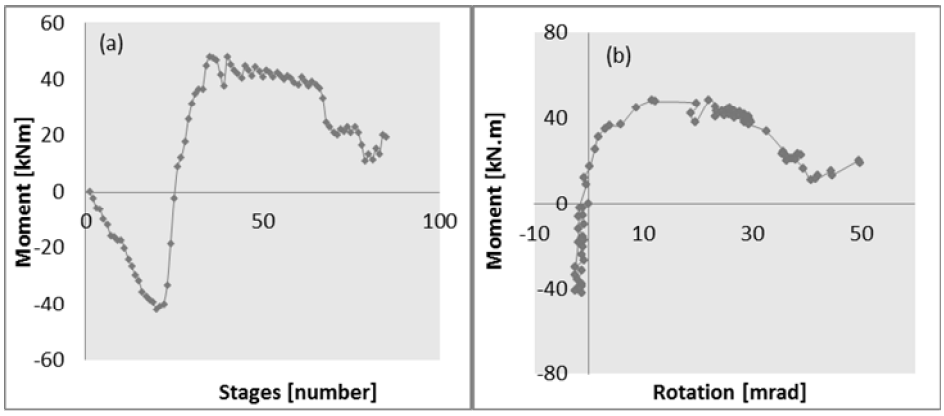


Fig. 15. Local characteristics of specimen 2 at the inner joint being under hogging bending in the first stage of loading by concrete blocks, and then reversing to sagging bending in the second stage of static column loss simulation; a) moment - incremental step no., b) moment – rotation

Rys. 15. Lokalna charakterystyka elementu 2 w wewnętrznym węźle, będącym pod wpływem ujemnego momentu zginającego w pierwszym etapie obciążenia blokami betonowymi, a następnie pod wpływem momentu dodatniego w drugim etapie, symulującym statyczną utratę słupa; a) moment – numer przyrostu, b) moment - obrót

3.4. Composite steel-concrete specimen with extended end-plate joints

In this section the behaviour of composite specimen 4 observed in experimental investigations is reported.

Fig. 16 shows the global behaviour of composite specimens 4. In the first stage of the loading program, referred to the vertical line, an increase in the vertical reactive force at the middle column is observed which was associated with a progressively increased uniformly distributed load.

The maximum value was equal to 174 kN. The specimen was still in the quasi-elastic region when the maximum reaction was reached. Then, as previously mentioned, a vertical displacement was progressively imposed until the collapse of the tested specimen. At the second stage of column loss simulation scenario, the sub-frame entered into yielding and catenary action states, with the force finally reaching the maximum absolute value on the opposite side to that for the first stage of loading. During this stage, the cracks at the outer composite joints were clearly visible with yielding and rupture of steel components of the joints observed. Fig. 17 shows the total collapse of the inner joint after the complete crushing of concrete and end-plate fracture resulting in pulling out of the beam tension flange followed by the detachment of end-plate.

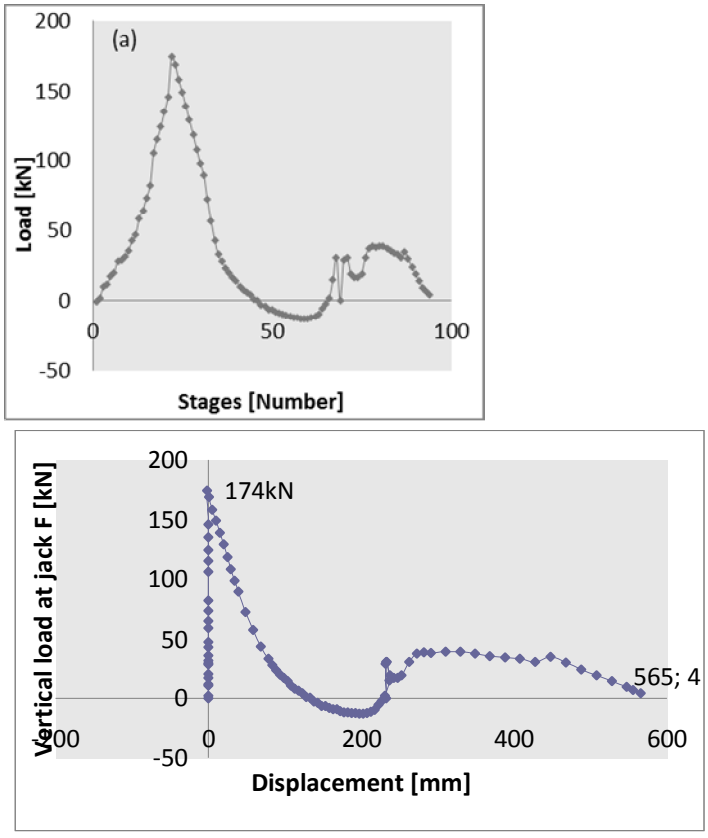


Fig. 16. Global characteristics of specimen 4: a) load - incremental step no., b) load – displacement

Rys. 16. Globalna charakterystyka elementu 4: a) siła - numer przyrostu, b) siła - przemieszczenie



Fig. 17. Details of the inner joint deformation at collapse, a) general view, b) concrete crushing, c) end-plate fracture

Rys. 17. Szczegóły deformacji węzła wewnętrznego przy zniszczeniu, a) widok ogólny, b) kruszenie betonu, c) rozerwanie blachy czołowej

Referring to study presented by Barcewicz [10], it had been expected that composite flush end-plate joints would be more flexible in the first stage of loading program, i.e. under hogging bending, than those of extended end-plates. This would in turn result in a different local behaviour of inner column extended end-plate joint subjected to two stages loading program. The local behaviour of inner column composite extended end-plate joint is presented in Fig. 18. Comparing the local behaviour of flush end-plate and extended end-plate joints in the first stage of loading one can conclude that the latter one reached a lesser hogging moment at the end of first loading stage, and then a higher sagging moment at the end of the second stage of loading program.

External column joints are subjected to hogging bending in both stages of loading program. Tension of external composite joints continued causing yielding of steel components and cracking of concrete (see Fig. 19). The longitudinal reinforcing bars at the external composite joints partially failed. The reduction of joint stiffness is observed and it is linked to the loss of longitudinal reinforcing bars in the vicinity of the external joints. The stiffness of the outer joint is decreased also due to the fracture of one of the most stressed bolts as a result of bolt tension and bending.

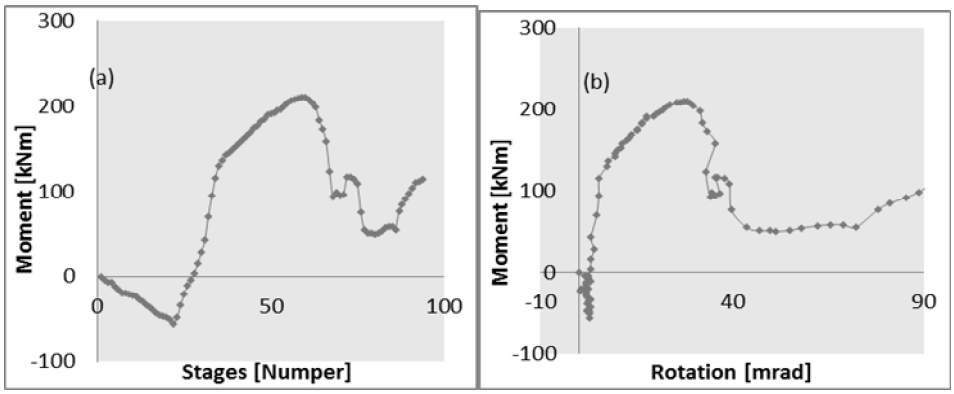


Fig. 18. Local characteristics of specimen 4 at the inner joint being under hogging bending in the first stage of loading by concrete blocks, and then reversing to sagging bending in the second stage of static column loss simulation; a) moment - incremental step no., b) moment – rotation

Rys. 18. Lokalna charakterystyka elementu 4 w wewnętrznym węźle, będącym pod wpływem ujemnego momentu zginającego w pierwszym etapie obciążenia blokami betonowymi, a następnie pod wpływem momentu dodatniego w drugim etapie symulującym statyczną utratę słupa; a) moment – numer przyrostu, b) moment – obrót

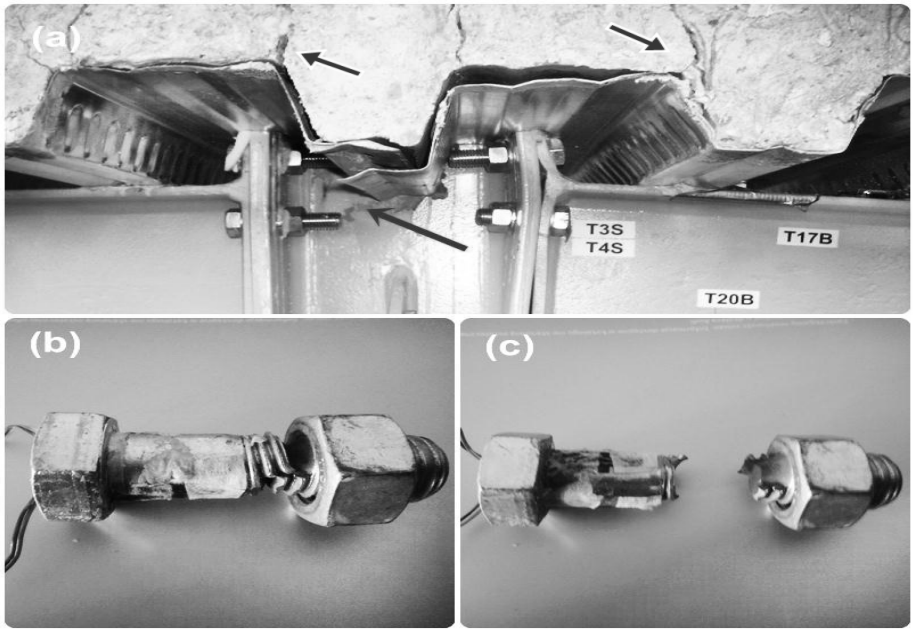


Fig. 19. Details of the outer joint; a) concrete cracking and separation of profiled sheeting, b) damaged bolt, c) fractured bolt

Rys. 19. Szczegóły węzła zewnętrznego; a) zarysowanie betonu i odseparowanie betonu od blachy profilowanej, b) zniszczona śruba, c) zerwana śruba

The examination of the most stressed bolts after the test showed that the broken bolt had the fracture at the threaded length while the other bolt was almost fractured. Details are given in Fig. 19b,c. The test ended with only 7 bolts instead of 8 and with one of the most stressed bolt row being heavily damaged. As it was discovered later on, after the test, the nuts of failed bolts were by mistake of the lower class then required for the bolted connectors used in the joint.

The final deformation profile of composite extended end-plate specimen configuration is shown in Fig. 20. It can be seen that this configuration was associated with large displacements. Concrete blocks at this state were stably positioned along the beams of tested specimen.

Experimental investigations of global behaviour of tested specimens and local behaviour of joints were supplemented by virtual simulations of laboratory tests conducted. Finite element models were built and computer analysis was preformed with use of ABAQUS and LSDYNA commercial software [11, 12].



Fig. 20. Final deflected configuration of specimen 4 with the composite joints

Rys. 20. Końcowa konfiguracja ugiętego elementu 4 z węzłami zespolonymi

4. Concluding remarks

Robust joints need to possess a balance between sufficient rotation capacity and strength in the presence of catenary action. Experiments on steel frameworks have shown that end-plate joints with flush end-plates may develop a rather high tensile force since their ductility and low strength does not allow the large displacement through the bending resistance of joints. Analogical

frameworks with composite flush end-plate joints may not be robust enough since their low strength under sagging bending, despite of good ductility proven in tests on isolated steel joints, does not allow for the redistribution of internal forces in order to achieve the equilibrium in the residual state after static column removal.

Contrary, symmetrical steel joints with extended end-plates on both sides of beam flanges seem to be more robust, despite of their lesser ductility proven in tests on isolated steel joints. Experiments on steel frameworks have shown that joints with extended end-plates develop lower tensile force since their high strength allows for the load transfer through the bending resistance of joints. Robust bending behaviour is possible because extended end-plate joints exhibit a better balance between the strength and rotation capacity that allows to achieve the equilibrium state in case of a static column loss event. The composite frameworks with extended end-plate joints may therefore transfer the gravity loads and additional loads due to the column loss scenario in modelling the capacity in residual state. The margin of residual safety is depended upon constructional details of composite joints.

Laboratory tests described in the present paper were limited to sub-frames with two types of end-plate joints having specific joint constructional details. The robustness of frameworks by joint ductility may further be enhanced by choosing optimal sizes of fillet welds, distances between the bolt rows, as well as between the welds and neighbouring bolt rows. The other factors having an impact on the joint robustness are the reinforcement ratio and the arrangement of shear studs in composite slab in the close distance to the joint.

References

[1] EN 1990. Eurocode: Basis of Structural Design.

[2] EN 1991-1-7. Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1-7: Accidental Actions.

[3] Robustness. Chapter 6 in: Steel Buildings in Europe - Multi-Storey Steel Buildings. Part 4: Detailed design, http://www.arcelormittal.com/sections/index.php?id=167.

[4] Demonceau J.F.: Steel and composite building frames: sway response under conventional loading and development of membrane effects in beams further to an exceptional action. PhD Thesis, Universite de Liege, Faculte de Sciences Appliquees. Annee Academique 2007-2008.

[5] Hai L.N.N.: Structural response of steel and composite building frames further to an impact leading to the loss of a column. PhD Thesis, Universite de Liege, Faculte de Sciences Appliquees. Annee Academique 2008-2009.

[6] Menchel K.: Progressive Collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computational Procedures. PhD Thesis, Universite Libre de Bruxelles, Faculte de Sciences Appliquees. Annee Academique 2008-2009.

[7] Saleh A.A.K.: Modelling of beam-to-column joint of steel-concrete composite frames subjected to standard and extreme load combinations. PhD thesis, Warsaw University of Technology, Warsaw 2013 [in preparation - non-referred publication of the Warsaw University of Technology Publishing Office].

[8] Kozlowski A., Gizejowski M., Sleczka L., Pisarek Z., Saleh B.: Experimental investigations of the joint behavior – Robustness assessment of steel and steel-concrete composite frames. Proceedings of the 6th European Conference on Steel and Composite Structures, Budapest 2011, vol. A, pp. 339-344.

[9] Giżejowski M., Saleh B., Kozłowski A., Pisarek Z., Ślęczka L.: Experimental investigations of the frame behaviour subjected to exceptional actions. Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria Budownictwo i Inżynieria Środowiska, zeszyt 59, nr3/2012/II, str. 161-168 [in Polish].

[10] Barcewicz W.: Stiffness, strength and rotation capacity of a certain class of joints in steel structures with composite slabs. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology, Warsaw 2010 [in Polish – non-referred publication of the Warsaw University of Technology Publishing Office].

[11] Giżejowski M., Kwaśniewski L., Balcerzak M.: Numerical modeling of damage for a tested composite steel-concrete specimen. Proceedings of CMM-2011: Computer Methods in Mechanics. Minisymposium: Structures under Extreme Actions (organized by M. Giżejowski and L. Kwaśniewski), Warsaw, 9–12 May, 2011.

[12] Giżejowski M., Kwaśniewski L., Saleh B., Balcerzak M.: Numerical Study of Joint Behavior for Robustness Assessment. Journal of Applied Mechanics and Materials, Vols. 166-169, 2012, 3114-3117 [doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.166-169.3114].

CHARAKTERYSTYKA MOMENT-OBRÓT WĘZŁÓW W ŚWIETLE BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH SYMULUJĄCYCH UTRATĘ NOŚNOŚCI SŁUPA RAMY

S t r e s z c z e n i e

W pracy rozważano zagadnienia odporności na zagrożenie katastrofą postępującą stalowych konstrukcji ramowych z podatnymi węzłami stalowymi i zespolonymi stalowo-betonowymi. Przeprowadzono badania doświadczalne podukładów ramowych w skali naturalnej. Badania dotyczyły zachowania się węzłów ram stalowych pod wpływem oddziaływania wymuszonego przemieszczeniem, symulującego zdolność węzłów do przeniesienia obciążeń przez zginanie z udziałem sił rozciągających pojawiających się w wyniku utraty nośności słupa ramy. Badania doświadczalne ram z węzłami zespolonymi stalowo-betonowymi przeprowadzono w dwóch etapach. Etap pierwszy dotyczył zachowania się podukładu w stanie użytkowania poprzedzającym zdarzenie wyjątkowe, gdy słup pełnił rolę elementu nośnego, stropy zaś były obciążone kombinacją oddziaływań grawitacyjnych stałego i trwałej części użytkowego. W drugim etapie, podukład z obciążeniem grawitacyjnym jak w etapie pierwszym poddano oddziaływaniom wymuszonym przemieszczeniem słupa symulującym statyczną utratę jego nośności. Na podstawie badań stwierdzono, że zespolone węzły ze zlicowanymi blachami czołowymi nie są wystarczająco odporne na postępującą katastrofę ze względu na niską wytrzymałość przy zginaniu momentem dodatnim i mimo dobrej ciągliwości, nie pozwalają na redystrybucję sił wewnętrznych po statycznej utracie słupa. Natomiast węzły stalowe

i zespolone z symetrycznie wystającą blachą czołową wykazują zadowalający poziom odporności na katastrofę postępującą, mimo niższej ciągliwości. Węzły te wykazują lepszy balans pomiędzy nośnością a zdolnością do obrotu, który pozwala uzyskać stan równowagi w przypadku utraty słupa.

Słowa kluczowe: węzeł stalowy, węzeł zespolony, badania podukładu ramowego, utrata słupa, ciągliwość węzła, odporność na zagrożenie katastrofą postępującą

DOI: 10.7862/rb.2013.17

Przesłano do redakcji: w czerwcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 77 - 86

Lukáš GÖDRICH[1]
František WALD[2]
Zdeněk SOKOL[3]

TO ADVANCED MODELLING OF END PLATE JOINTS

The behaviour of end plate can be described using various analytical models. The most common analytical approach is component method. However this method can be used only for the joints with specific geometry and specific loading. This method gives reliable results for common endplate joints. On the other hand numerical methods, especially finite element method, can be used for the design of the joints with any geometry and any loading. Many works have been published on the modelling of joints using finite element method. This research have been focused on creating the most accurate numerical models using solid elements. Such models are not applicable for practical design. The aim of author's research is to create rules and recommendations for design of joints using simple elements like shell and beam elements only so that this model can be applied for practical design. Absence of guidelines for creation of numerical model using shell and beam elements and for assessment of the joint components limits using of the numerical methods. The aim of Author's research is creation of guidelines for modelling and assessment of end plate of bolted joints. This paper presents results of experimental and numerical investigation of T-stub, which usually simulate behaviour of the end plate. Two different specimens were prepared and experimentally investigated. Numerical models were created on the base of experimental results.

Key words: endplate joint, finite element method, component method, T-stub, complex geometry

[1] Autor do korespondencji: Lukáš Gödrich, Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Department of Steel and Timber Structures, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, Czech Republic; +420 224 354 767; lukas.godrich@fsv.cvut.cz,

[2] František Wald, Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Department of Steel and Timber Structures, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, Czech Republic; +420 224 354 757; wald@fsv.cvut.cz,

[3] Zdeněk Sokol, PhD. Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Department of Steel and Timber Structures, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, Czech Republic; +420 224 354 767; sokol@fsv.cvut.cz

1. Introduction

Endplate joint is one of the commonly used connections in steel structures. Their behaviour is described by several analytical models. Common analytical method for design is component method. This analytical method is simple and reliable for the design of commonly used joints. However, this method is hardly applicable to the design of complex joints. The component method supposes elastic-plastic material behaviour, which leads to the simplified joints behaviour described by moment-rotation curve. Piluso et al. (2001) suggested a method based on the multi-linear material behaviour, which leads to more accurate description of the joints behaviour. The supposed multi-linear diagram is shown in Figure 1. Strains ε_y, ε_h, ε_m and stresses f_y, f_u are given by tensile test. Values ε_u, E_h and E_u are calculated according to Piluso et. al.

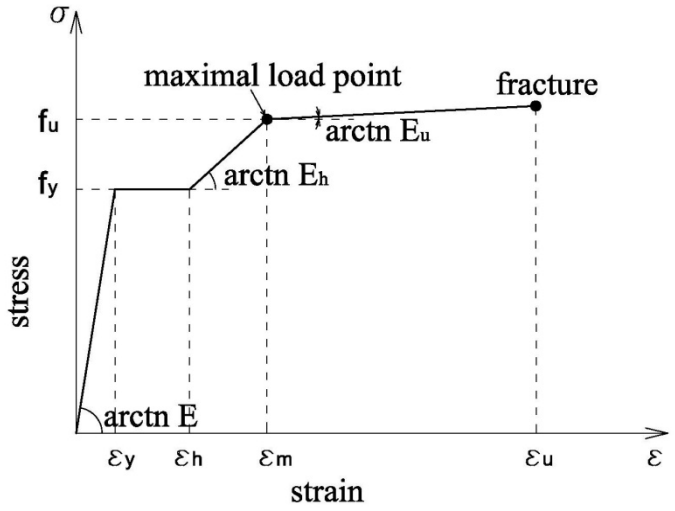


Fig. 1. Multi-linear stress-strain diagram.

Rys. 1. Wielolinowy wykres zależności naprężenie – odkształcenie.

An alternative method for the design of endplate joints could be a numerical finite element method-FEM. However, this method is nowadays used for the investigation of many problems, this method is applied for the design of joints only in same special cases. Many works have been published on the modelling of joints using FEM such as COST C1 (1999). This research has been focused on creating the most accurate numerical model using solid elements. Such models are not applicable for practical design. The aim of this research is to create rules and recommendations for design of joints using simple elements, so that this model can be applied for practical design. The absence of guidelines and recommendations for modelling and assessment of the components limits using

of finite element method. If these guidelines will be created, finite element method can be used as an alternative to analytical methods and FEM can even bring many benefits. FEM can be used for the design of complex endplate joints with complex loading. This method provides a real stresses distribution. Familiar user can then easily recognize the critical components and can optimize the design of the joint. The aim of current research is the elaboration of guidelines and recommendations for modelling and assessment of an endplate.

2. Experiments

T-stub model is commonly used to predict the behaviour of the endplate. Two samples of T-stubs connected by two bolts M24 8.8 were designed and experimentally tested to investigate the behavior of the endplate. T-stubs were performed by separating the upper flange of rolled HEB-sections. Dimensions of the samples are given in Figure 2 and Table 1. T-stub's webs were fixed to clamps and samples were subjected to tension force. Scheme of the experiment is shown in Figure 3 right.

Table 1. Dimensions of specimens.

Tabela 1. Wymiary próbek.

Sample	T-stub									
	Form section	t_f	t_w	b_f	r	b	w	e_1	m	e
		[mm]								
1	HEB 300	17,8	10,6	300	27	98,8	164	49,4	5,1	68
2	HEB 400	23,1	13,6	300	27	99,6	169	49,8	6,1	65,5

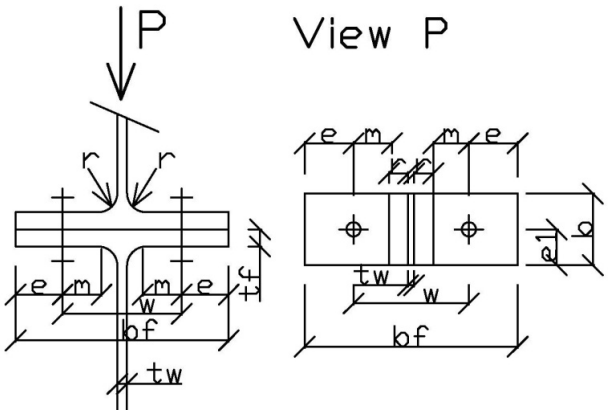


Fig. 2. Dimensions of specimens.

Rys. 2. Wymiary próbek.

Twelve strain gauges were fixed on each T-stub. These strain gages were primarily located in the areas of expected plastic hinges in the T-stub's flanges. Forces in bolts were measured by force washers KMR400 placed under the bolt head. Force washer is a ring containing four embedded strain gauges. The force in the bolt is derived from the deformation of these strain gauges. Deformation of the T-stubs was measured using two inductive sensors. The placement of measuring devices is shown in Figure 3 left.

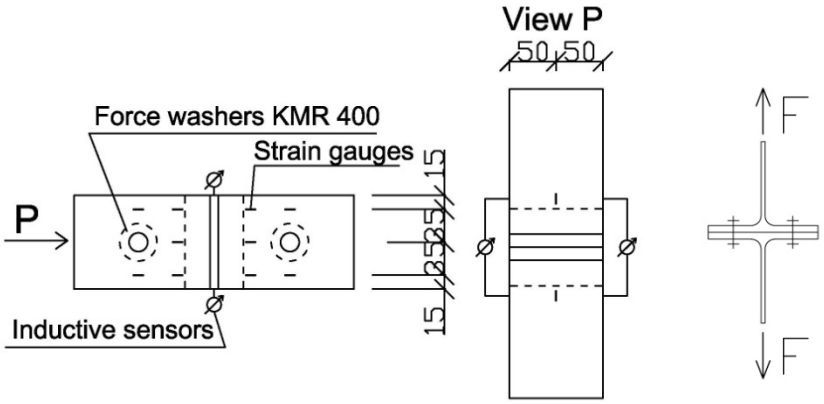


Fig. 3. Placement of measuring devices and scheme of experiment.

Rys. 3. Rozmieszczenie czujników pomiarowych i schemat badania.

3. Numerical Model

3.1. General

Numerical models were created in Midas FEA software and calibrated according to experiment's results. Using of simple numerical model brings benefits in reduction of time for creation of numerical model and calculation. The time required to perform a calculation is for practical design the decisive factor, therefore only shell and beam elements are used in simple numerical model. T-stubs are modeled as shell elements and bolts and contact between flanges of T-stubs is modeled using beam elements.

Two different numerical models have been developed. These two variants of numerical models differ in using of stress-strain diagram of T-stubs material. Multi-linear stress-strain diagram was used in the first variant to validate the numerical model according to experiments. Tensile tests provided data for the stress-strain diagram as on the Figure 1, and the characteristic values are summarized in the Table 2. Elastic-plastic stress-strain diagram was used in the second variant to verify the numerical model according to analytical

component method. Module of elasticity and yield strength were again given by material tensile test.

Table 2. Material characteristics.

Tabela 1. Właściwości materiałowe.

Sample	E	E_h	E_u	ε_y	ε_h	ε_m	ε_u	f_y	f_u
	[GPa]			/	/	/	/	[MPa]	
1	190	2,2	0,4	0,00213	0,01213	0,08077	0,6733	405	557
2	190	2	0,46	0,00152	0,01152	0,10052	0,62499	288	467

3.2. Validation of numerical model

The first variant of the numerical model with multi-linear stress-strain diagram was validated according to experiment. Thickness of web and flange elements corresponds to the real measured values. There is a rounding with radius r in the intersection of web and flange. To consider this rounding, which stiffens this part, the reinforcing shell elements are used. Location of the reinforcing elements connection to the flange significantly affects the behaviour of T stub. After validation of numerical model the reinforcing elements were connected to the flange at a distance of 0.5 t_w + 0.5 r from the center of the flange. t_w denotes the web thickness and r radius of rounding.

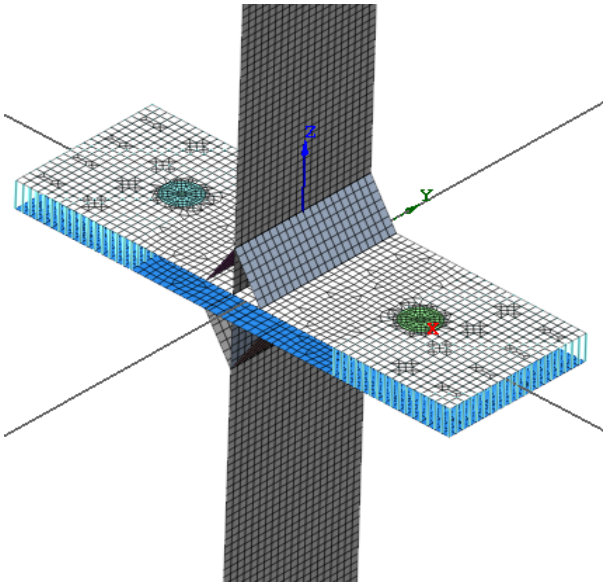


Fig. 4. Validated numerical model.

Rys. 4. Model numeryczny poddany weryfikacji.

Bolts are modeled as beam elements with six degrees of freedom in every node. Cross section of bolt element is circular, constant along the entire length of the element. To consider the real axial stiffness of the bolt element the cross section area of bolt element is given by $A = A_s \, l \, / \, l_b$, where A_s is the area of the real bolt, l length of the beam element l_b clamping length of the bolt.

Shell elements with higher stiffness than the stiffness of the flange were used in the flange in the area where the bolt elements are connected to flange. These elements are applied in circles with a diameter corresponding to the diameter of the bolt. These elements ensure distribution of point-forces from the bolt element to flange elements. Contact between the flanges of T-stubs is ensured by compression beam elements only. Meshes on both flanges of T-stubs are the same and the nodes of these meshes are connected vertically by the compression beam elements only. Validated numerical model is shown in Figure 4.

Results of calculations conducted on validated numerical model were compared with the results of experiments. Comparison of T-stubs deformation was done. Results of computed and measured in tests deformations are compared in the Figures 5 and 6.

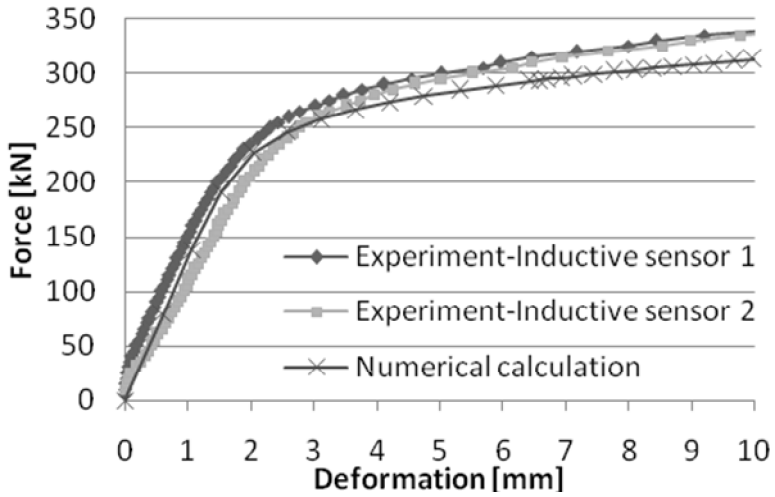


Fig. 5. T-stub deformation, sample 1.

Rys. 5. Odkształcenia króćca teowego, próbka 1.

These results indicate that the numerical model shows slightly higher initial stiffness than the real connection. The yielding of the flange occurs in numerical model slightly earlier than in the experiment. Stiffness after yielding of flange is in numerical model slightly lower in comparison to the experimental results.

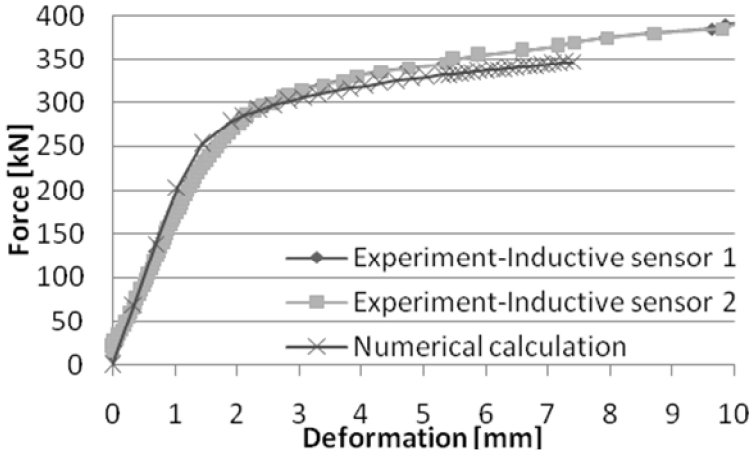


Fig. 6. T-stub deformation, sample 2.

Rys. 6. Odkształcenia króćca teowego, próbka 2.

Very good agreement was achieved for all measured and compared values. Despite small deviations can be said that a validated numerical model shows satisfactory agreement with experiments.

3.3. Verification of numerical model

Numerical models were verified with analytical models. Two different analytical models were used for verification, component method and method with multi-linear material behaviour of T-stub according to Piluso et al. (2001).

Validated numerical model was verified with analytical method according to Piluso and second variant of numerical model with elastic-plastic stress-strain diagram was verified with component method. Verification was done according to deformation of T-stub. Comparison of validated numerical model with multi-linear stress-strain diagram and analytical model according to Piluso is shown in Figures 7 and 8.

However Figure 7 shows very good agreement of numerical model with analytical model, for the second sample shown in Figure 8 is the analytical model very inaccurate.

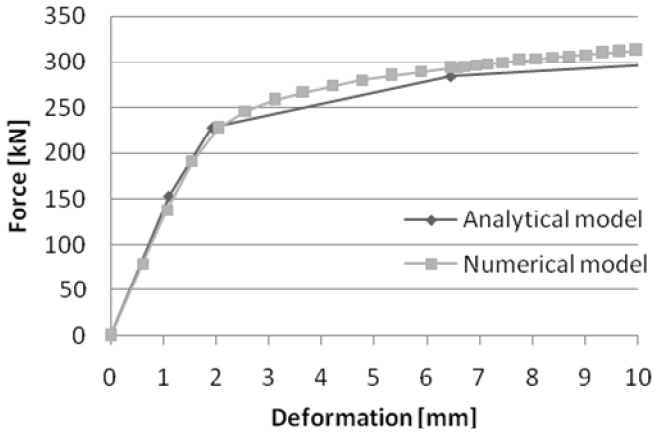


Fig. 7. T-stub deformation, multi-linear stress-strain material behaviour, sample 1.

Rys. 7. Odkształcenia króćca teowego przy zastosowaniu wieloliniowego modelu materiału, próbka 1.

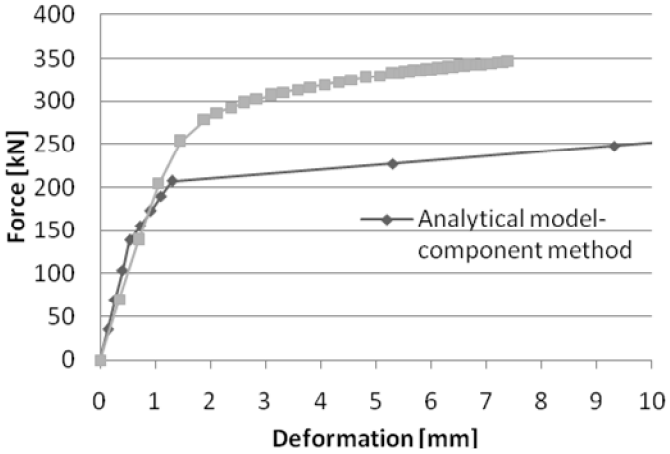


Fig. 8. T-stub deformation, multi-linear stress-strain material behaviour, sample 2.

Rys. 8. Odkształcenia króćca teowego przy zastosowaniu wieloliniowego modelu materiału, próbka 2.

Comparison of component method with numerical model with elastic-plastic stress-strain diagram was done in the next step. It is possible to observe a good agreement of component model and numerical model for both samples. The comparison is shown in Figures 9 and 10. However the numerical model shows a slightly lower resistance, this model describes better the overall behaviour of T- stub.

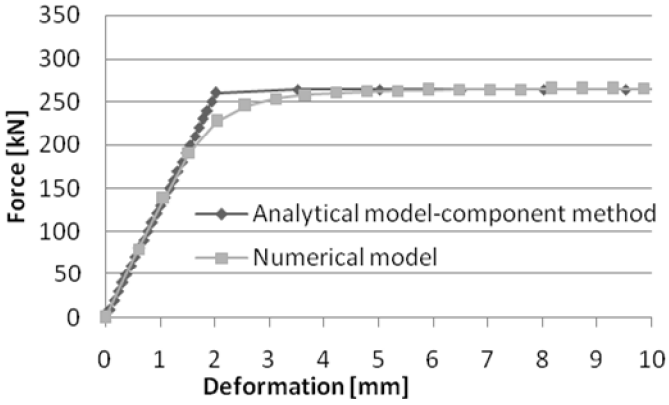


Fig. 9. T-stub deformation, elastic-plastic stress-strain material behaviour, sample 1.

Rys. 9. Odkształcenia króćca teowego przy zastosowaniu sprężysto-plastycznego modelu materiału, próbka 1.

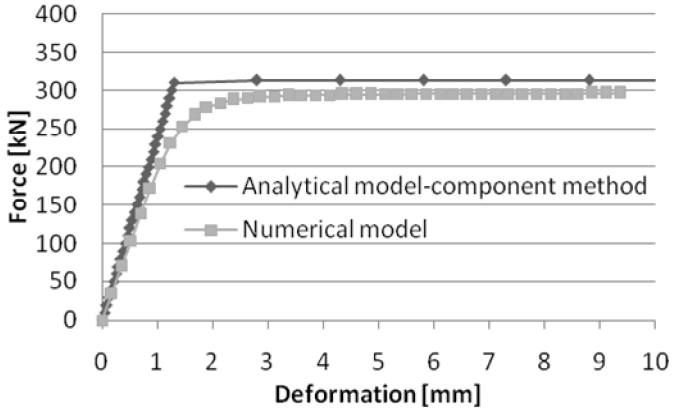


Fig. 10. T-stub deformation, elastic-plastic stress-strain material behaviour, sample 2.

Rys. 10. Odkształcenia króćca teowego przy zastosowaniu sprężysto-plastycznego modelu materiału, próbka 2.

4. Conclusion

Above presented comparisons indicate that the numerical model shows very good agreement with experimental results and results of analytical methods too. It will be possible to establish general rules for the modeling of the end plate based on this validated numerical model. Research will focus now on creation of rules for the assessment of T-stubs flange and bolts. These rules will be verified and extended to the whole end plate joint.

Acknowledgements

This work is supported by TACR - TA03010680 and SGS13/122/OHK1/2T/11.

Reference

[1] Piluso V., Faella C. a Rizzano G.: Ultimate Behaviour of Bolted T-Stubs. I: Theoretical Model. Journal of Structural Engineering, 2001, s. 686-693
[2] Virdi K. S.: COST C1 - Numerical simulation of semi-rigid connections by the finite element method. Report of working group 6 – numerical simulation, 1999

ZAAWANSOWANY MODEL DOCZOŁOWEGO POŁĄCZENIA ŚRUBOWEGO

S t r e s z c z e n i e

Zachowanie się blachy czołowej może być opisane za pomocą różnych modeli analitycznych. Najczęściej podejściem analitycznym jest metoda składnika. Jednak ta metoda może służyć tylko do połączeń o określonej geometrią i sprecyzowanym obciążeniu. Metoda ta daje wiarygodne wyniki dla wielu połączeń doczołowych. Z drugiej strony metody numeryczne, a zwłaszcza metoda elementów skończonych, może służyć do projektowania węzłów z dowolną geometrią oraz poddanych dowolnemu obciążeniu. Wiele prac zostało poświęconych modelowaniu połączeń metodą elementów skończonych. Badania koncentrowały się na tworzeniu najbardziej dokładne numeryczne modeli za pomocą elementów bryłowych. Takie modele nie są stosowane jednak do stosowania w praktyce projektowej. Celem prac autorów jest stworzenie zasad i zaleceń dotyczących projektowania węzłów przy użyciu prostych elementów jak powłokowych czy belkowych, możliwych do zastosowania w praktyce projektowej. Brak wytycznych dotyczących tworzenia modelu numerycznego przy użyciu elementów belkowych i powłokowych ogranicza użycie metod numerycznych. Celem prac autorów jest stworzenie wytycznych w zakresie modelowania i oceny blachy czołowej w połączeniu śrubowym. W artykule przedstawiono wyniki badania eksperymentalne i modeli numerycznych króćców teowych, które zazwyczaj służą symulacji zachowania się blachy czołowej. Zostały przedstawione wyniki badań doświadczalnych dwóch różnych próbek. Na podstawie wyników badań doświadczalnych zostały stworzone modele numeryczne.

Słowa kluczowe: węzeł doczołowe, metoda elementów skończonych, metoda składnikowa, króciec T, złożonej geometria

DOI: 10.7862/rb.2013.18

Przesłano do redakcji: w lipcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w sierpniu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 87 - 98

Bronisław GOSOWSKI[1]
Paweł LORKOWSKI[2]
Michał REDECKI[3]

ANALIZA WĘZŁÓW ŚWIETLIKÓW HALI WYKONANYCH WADLIWIE ORAZ POPRAWNIE Z RUR PROSTOKĄTNYCH

Przedstawiono wadliwą konstrukcję węzłów świetlików podłużnych hali przemysłowej, wykonanych z rur prostokątnych. Efektem tego były pękające w nich szyby. Analizie poddano pracę statyczną świetlików jako konstrukcji przestrzennych, współpracujących z konstrukcją dachu. Siły wewnętrzne w konstrukcji świetlików wyznaczono programem SOFiSTiK. Otrzymane w ten sposób siły ściskające lub rozciągające w ryglach świetlików, stanowiły odpowiednie obciążenia węzłów. Analizowano ponadto, z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES), zachowanie się pod wpływem wyżej wymienionych obciążeń, węzłów wykonanych z rur prostokątnych: wadliwie, poprawnie, a także według proponowanego sposobu naprawy. Było to konieczne, gdyż omawiane w pracy węzły konstrukcji świetlików, nie są ujęte w normie PN-EN 1993-1-8:2006 (/AC:2009 oraz /Ap2:2011). Węzły wykonane wadliwie pokazano na rys. 1., poprawnie – na rys. 8., a zgodnie z propozycją naprawy – na rys. 11. Natomiast zachowanie się węzłów wadliwych pokazano na rys. 6. i 7., poprawnych – na rys. 9. i 10., a wzmocnionych według wdrożonej koncepcji – na rys. 12. Referat zakończono wnioskami i zaleceniami odnośnie do naprawy i poprawnego konstruowania tego typu węzłów.

Słowa kluczowe: konstrukcja stalowa, świetlik hali, węzeł, rura prostokątna.

1. Wstęp

Przeanalizowano wadliwie zaprojektowaną i zrealizowaną konstrukcję świetlików podłużnych hali przemysłowej. Konsekwencją błędów projektowych było pękanie w trakcie eksploatacji szyb świetlików wykonanych

[1] Autor do korespondencji: Bronisław Gosowski, Instytut Budownictwa PWr, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. +71 320 41 22; bronislaw.gosowski@pwr.wroc.pl,

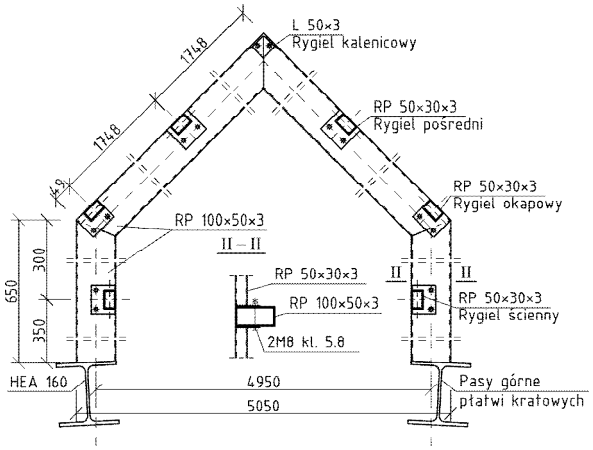
[2] Paweł Lorkowski, Instytut Budownictwa PWr, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. + 71 320 38 15, pawel.lorkowski@pwr.wroc.pl,

[3] Michał Radecki, Instytut Budownictwa PWr, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, tel. + 71 320 38 15, michal.redecki@pwr.wroc.pl

ze szkła zbrojonego. Przyczyną tego stanu było przyjęcie zbyt uproszczonego modelu obliczeniowego świetlików, a ponadto wadliwie zaprojektowane połączenia elementów wykonanych z rur prostokątnych. Analizując świetliki uwzględniono współpracę ich konstrukcji z dachem. Efektem przestrzennej pracy świetlika były siły podłużne w ryglach powodujące ściskanie lub rozciąganie węzłów. Wartości sił wewnętrznych w konstrukcji świetlika wyznaczono korzystając programu SOFiSTiK [1]. Węzły elementów rurowych świetlików zostały natomiast zamodelowane w programie ABAQUS [2]. W pracy przedstawiono wyniki analiz rzeczywistej pracy węzłów, ponadto zaprezentowano propozycje ich prawidłowego wykonania oraz naprawy. Pracę zakończono wnioskami i zaleceniami odnośnie do poprawnego konstruowania tego typu węzłów.

2. Opis konstrukcji hali i świetlików

Analizowane świetliki podłużne wykonano w hali produkcyjnej o rzucie prostokąta, o wymiarach w osiach 175,6 na 40 m. Hala jest podzielona na dwa nierówne oddylatowane segmenty. W kierunku poprzecznym ma ona dwie nawy o rozpiętości w osiach słupów po 20 m. Dach każdej z naw wykonany jest jako dwuspadowy o wysokościach powyżej poziomu terenu w strefie okapów i koszy ok. 8 m, a w kalenicach, w których zlokalizowano świetliki ok. 12 m.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny konstrukcji świetlika

Fig. 1. Skylight structure cross-section.



Rys. 2. Widok świetlika od wnętrza hali

Fig. 2. Internal view of the skylight.

Układy poprzeczne hali stanowią ramy blachownicowe o rozpiętościach naw 20 m w rozstawach co 15 m. Inaczej rozwiązano układy przydylatacyjne i końcowy, który umieszczono w odległości 20 m. Na ryglach ram oparto jednoprzęsłowe, kratownicowe płatwie o rozpiętości dostosowanej do rozstawu

układów poprzecznych (15 lub 20 m), rozmieszczone na dachu co ok. 2,5 m lub 5,0 m.

Płatwie kratownicowe o rozpiętości zarówno 15 m, jak i 20 m wykonano jako: podświetlikowe, pośrednie i koszowe (okapowe), różniące się między sobą wymiarami pasa górnego i wysokością. Płatwie koszowe (okapowe) i pośrednie rozstawione są co ok. 2,5 m, a ich pasy górne połączono stężeniem połaciowym podłużnym. Płatwie podświetlikowe znajdują się natomiast w odległościach co 5,0 m i stanowią między innymi konstrukcję wsporczą dla rozstawionych w odstępach co ok. 1,2-1,25 m ram poprzecznych trójkątnych świetlików podłużnych, odcinkowych, zlokalizowanych w kalenicy każdej z naw. Długości świetlików wykonanych wzdłuż hali są zróżnicowane [3]. Na początku hali mamy dwa świetliki o długości po ok. 45 m, a dalej świetliki o długościach ok. 22,5 i 12,5 m.

Konstrukcja nośna świetlików (por rys. 1 i 2) została zaprojektowana i wykonana z rur prostokątnych. Ramy poprzeczne świetlików z rur 100×50×3 mm, rozstawione wzdłuż płatwi podświetlikowych co 1,2 do 1,25 m, połączone zostały w ścianach bocznych ryglami wykonanymi z rur 50×30×3 mm, a w kalenicy z giętego kątownika 50×50×3 mm. Oszklenie świetlików wykonane jest w postaci szyb zespolonych o konfiguracji: wewnętrzna szyba zbrojona o grubości 6 mm, pustka 12 mm wypełniona argonem i zewnętrzna szyba matowa o grubości 5 mm. Wymiary szyb zespolonych wynoszą w przybliżeniu 1,2×1,75 m i są dostosowane do rozstawu ram i rygli świetlika, do których są mocowane. Pola oszklone świetlików nie zostały stężone. Stężenia te są niezbędne do zapewnienia geometrycznej niezmienności konstrukcji świetlików na długości.

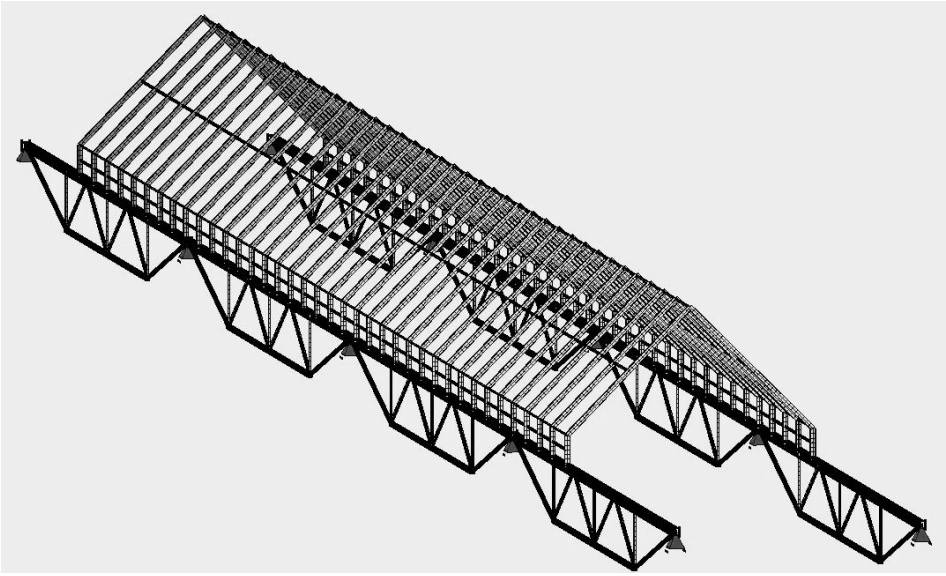
Połączenia rygli ściennych, okapowych i pośrednich zaprojektowano jako doczołowe na mimośrodzie (por. rys. 1). Blachę czołową gr. 3 mm zespolono z ryglami przy pomocy spoiny pachwinowej, a z drugiej strony dwiema śrubami M8 kl. 5.8 do ramy układu poprzecznego świetlików w taki sposób, że w zależności od rodzaju rygiel licuje z wewnętrzną lub zewnętrzną krawędzią ramy, natomiast połączenie śrubowe znajduje się w osi układu. Spowodowało to wystąpienie dodatkowego zginania w ryglu, co również przyczyniło się do pękania szyb świetlików.

3. Analiza statyczna świetlika jako konstrukcji przestrzennej

Obliczenia świetlika w projekcie ograniczono do rozpatrzenia układu poprzecznego, jako dwuprzegubowej ramy płaskiej podpartej niepodatnie na płatwiach, a także rygli świetlika, jako prętów swobodnie podpartych, zginanych wyłącznie obciążeniem poprzecznym.

Chcąc uwzględnić rzeczywistą pracę statyczną świetlików, zmodelowano je w programie SOFiSTiK [1] jako konstrukcje przestrzenne. Rozpatrywano

przy tym konstrukcje złożone z ram poprzecznych świetlików, które połączone są między sobą ryglami, współpracujących z kratowymi płatwiami podświetlikowymi. Analizie poddano świetliki o długości 45 m, których konstrukcja przechodzi nieprzerwanie nad trzema ryglami układów poprzecznych hali rozstawionych co 15 m (por. rys. 3). Model ten to konstrukcja przestrzenna, która ma 432 węzły i 791 prętów w sumie podzielonych na 9938 elementów skończonych.

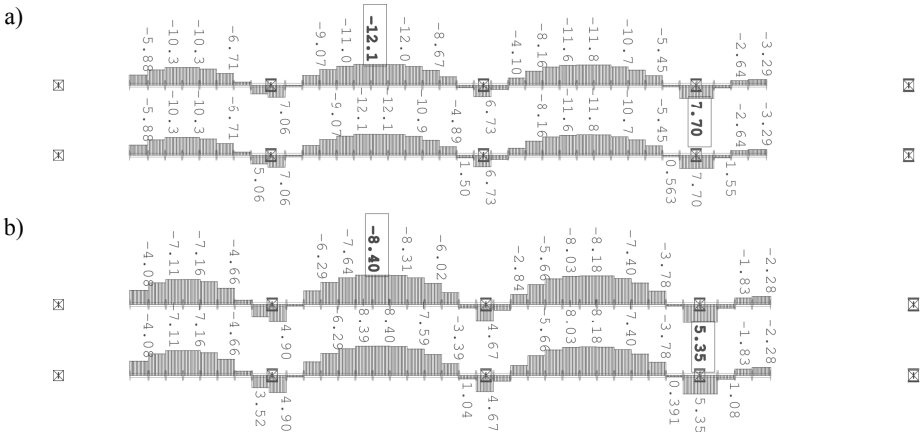


Rys. 3. Widok przestrzennego prętowego modelu świetlika

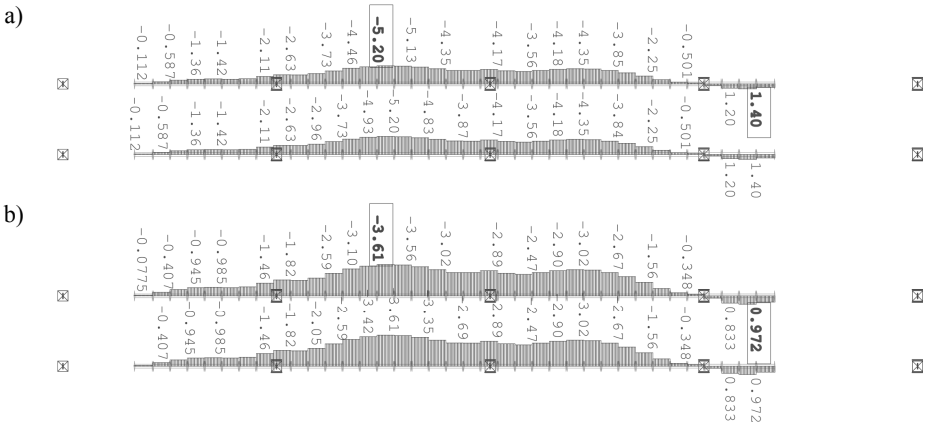
Fig. 3. Spatial view of skylight numerical bar model.

Skupiono się głównie nad ustaleniem wpływu pracy przestrzennej konstrukcji świetlików na wytężenie jej elementów składowych. Powyższe nie było uwzględniane podczas projektowania świetlików. W związku z tym obciążenie analizowanych konstrukcji przestrzennych przykładano, jako odpowiednie obciążenie równomiernie rozłożone wzdłuż płatwi podświetlikowych. Rozpatrywano przy tym następujące obciążenia ustalone dla hali, zgodnie z obowiązującymi normami, na poziomie obliczeniowym: stałe – **3,72** kN/m, śniegiem – **5,36** kN/m, ssaniem wiatru – 2,10 kN/m, a także łączne (stałe i śnieg) – **9,08** kN/m. Powyższe obciążenia przykładano jako jednakowe do obu płatwi. Przeanalizowano ponadto przypadek niesymetrycznego obciążenia ssaniem wiatru, w którym płatwie modelu przestrzennego obciążone były różnie: jedna – 1,70 kN/m, a druga – 0,83 kN/m. Obciążenia jednak z udziałem ssania wiatru w analizowanym zagadnieniu nie były tak istotne, jak te, które podano wyżej pismem wytłuszczonym. Należy w tym miejscu

podkreślić, że maksymalne ugięcia płatwi od obciążeń obliczeniowych rozważanych konstrukcji wynoszą 3,49 cm. Taki sposób postępowania wydaje się uzasadniony na etapie analizy SGN elementów świetlika (rygle, węzły).



Rys. 4. Siły osiowe [kN] w ryglach ściennych (widok z góry), od obc.: a) śniegiem, b) stałego
Fig. 4. Axial forces [kN] in wall beams (plane view) from a) snow, b) dead load.



Rys. 5. Siły osiowe [kN] w ryglach okapowych (widok z góry), od obc.: a) śniegiem, b) stałego
Fig. 5. Axial forces [kN] in eave beams (plane view) from a) snow, b) dead load.

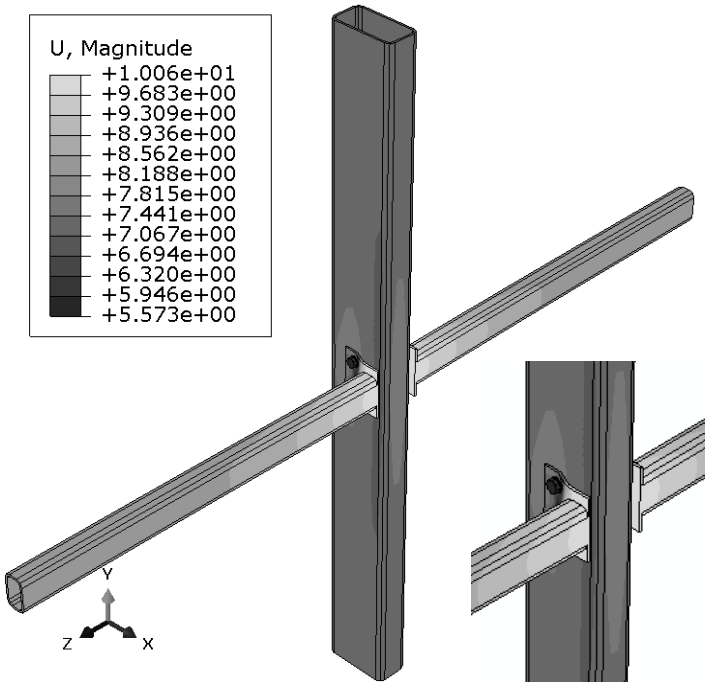
4. Zachowanie się węzłów w ujęciu MES

Omawiane w pracy węzły konstrukcji świetlików, nie są ujęte w normie PN-EN 1993-1-8:2006 (/AC:2009 oraz /Ap2:2011), w związku z tym konieczna była analiza ich zachowania się, którą przeprowadzono metodą elementów skończonych (MES). Wynikające z przestrzennej pracy konstrukcji świetlika

siły wewnętrzne w elementach podłużnych (ryglach), zostały wyznaczone programem SOFiSTiK. Siły te przyjęto jako obciążenie węzłów, wykonanych z rur prostokątnych w trzech wersjach: wadliwie, poprawnie oraz według rozwiązania wdrożonego.

4.1. Rozwiązanie istniejące

Korzystając z programu ABAQUS [2], bazującego na metodzie elementów skończonych, zamodelowano węzeł połączenia rygla ściennego (por. rys. 1.) z ramą poprzeczną świetlika.



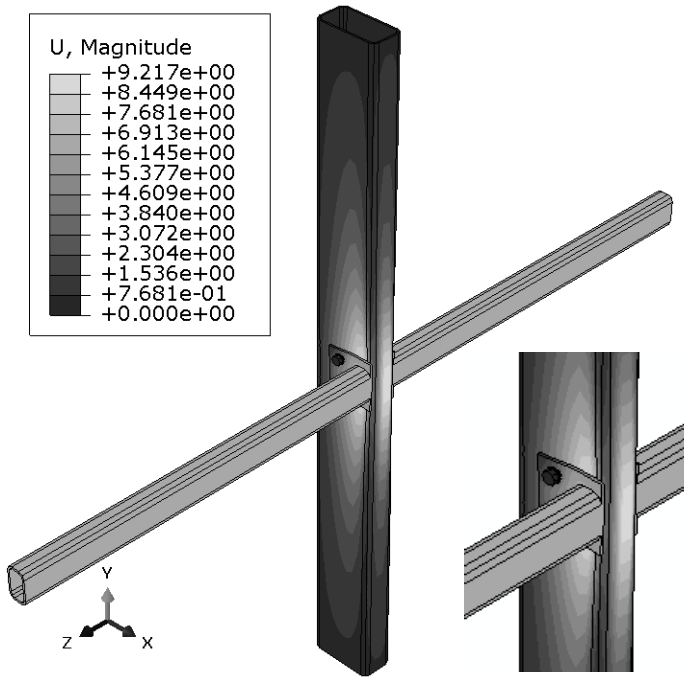
Rys. 6. Zachowanie się połączenia rygli z ramą świetlika w wersji pierwotnej – rozciąganie
Fig. 6. Behaviour of faulty beam to skylight frame joint – tension.

Model węzła podzielono na 5482 prostopadłościenne, ośmiowęzłowe elementy skończone ze zredukowanym całkowaniem (C3D8R). Maksymalne wymiary tych elementów nie przekraczają 5. lub 10. mm, przy grubości 1,5 lub 3 mm. Gęstszą siatkę zastosowano w miejscach koncentracji naprężeń. Obciążenie węzła wykonano w dwóch wariantach. Za każdym razem obciążeniem węzła była siła osiowa w ryglach ściennych od efektu łącznego obciążenia stałego i śniegu (por. rys. 4 i 5), przy czym jeden wariant dotyczył

ekstremalnej siły ściskającej (-20,5 kN), a drugi rozciągającej (13,5 kN). W obu przypadkach potwierdzono niedoskonałość węzła.

W wypadku rozciągania, mimośrodowe połączenie rygla powodowało odginanie się blachy węzłowej od ramy świetlika na odległość 8,4 mm oraz moment zginający w ryglu (por. rys. 6). Moment ten powodował wygięcie rygla o strzałce 4,9 mm.

Ściskanie powodowało natomiast zapadanie się dłuższych ścianek rury ramy świetlika na głębokość 9,2 mm oraz wybrzuszenie się ścianek prostopadłych o maksymalnej wartości 8,8 mm (por. rys. 7).

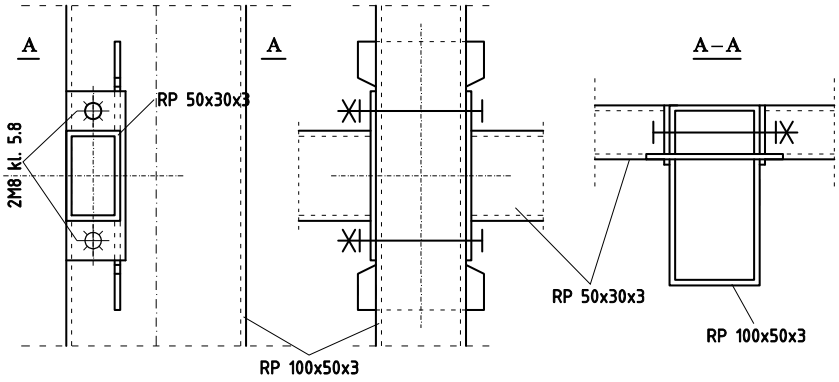


Rys. 7. Zachowanie się połączenia rygli z ramą świetlika w wersji pierwotnej – ściskanie

Fig. 7. Behaviour of faulty beam to skylight frame joint – compression.

4.2. Rozwiązanie zalecane

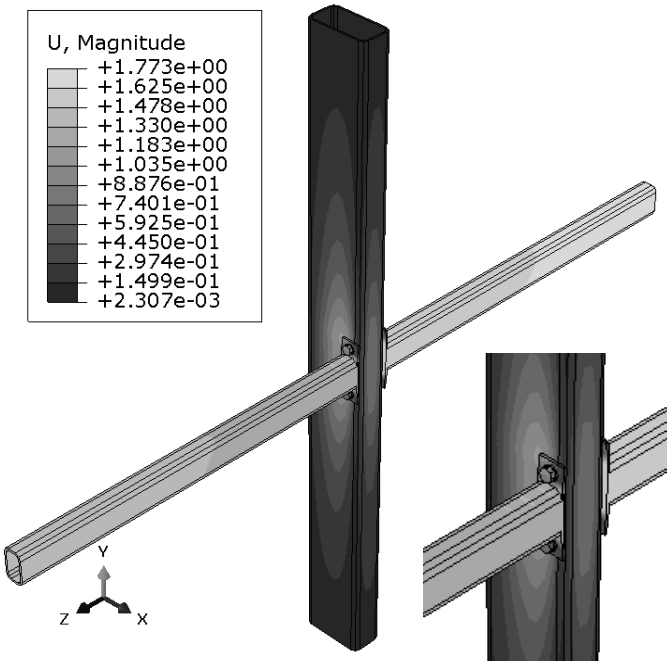
Bazując na rozwiązaniu MES jak w p. 4.1, zamodelowano węzeł o konstrukcji zalecanej. Liczba elementów wynosiła 5654. Zastosowano w nim blachę węzłową o takiej samej grubości (3 mm), przy czym połączenie śrubowe rygli wykonano w ich osi, aby wyeliminować mimośród w wypadku rozciągania. W celu przeciwdziałaniu zapadaniu się szerszych ścianek rury ramy świetlika, zastosowano element dystansowy w postaci blachy o grubości 4 mm, znajdującej się na przedłużeniu ścianki rygla, co pokazano na rys. 8.



Rys. 8. Połączenie rygli z ramą świetlika w wersji zalecanej

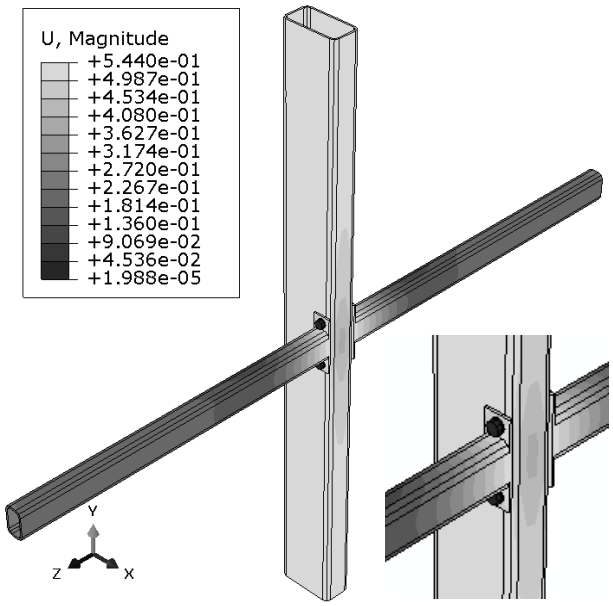
Fig. 8. Proper beam to skylight frame joint.

Takie skonstruowanie węzła pozwoliłoby ograniczyć negatywne skutki rozwiązania zastosowanego pierwotnie. W ten sposób wyeliminowano mimośrodowe rozciąganie rygla, a w konsekwencji jego zginanie. Zmniejszył się również prześwit pomiędzy ramą świetlika a blachą czołową do 1,3 mm. (por. rys. 9).



Rys. 9. Zachowanie się połączenia rygli z ramą świetlika w wersji zalecanej – rozciąganie

Fig. 9. Behaviour of proper beam to skylight frame joint – tension.



Rys. 10. Zachowanie się połączenia rygli z ramą świetlika w wersji zalecanej – ściskanie

Fig. 10. Behaviour of proper beam to skylight frame joint – compression.

W przypadku ściskania rygli blacha dystansowa zredukowała zapadanie się dłuższej ścianki rury ramy świetlika. Spowodowało to zmniejszenie wybrzuszania się prostopadłej, krótszej ścianki do ok. 0,4 mm (por. rys. 10).

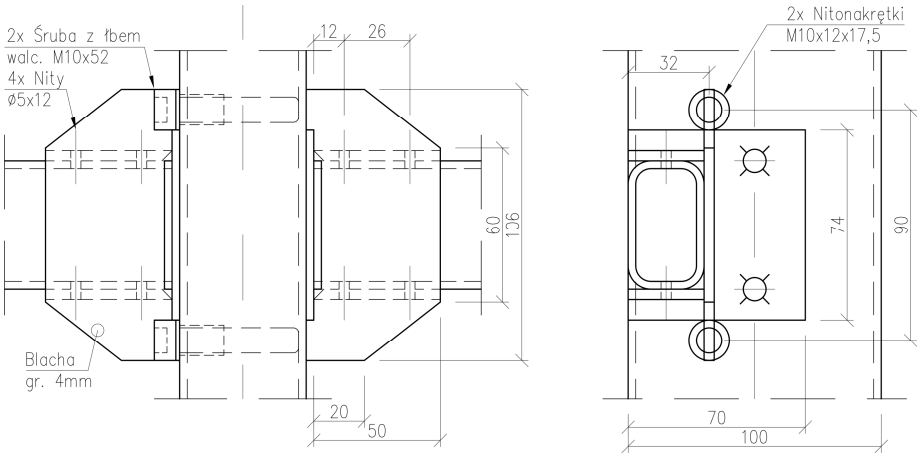
4.3. Rozwiązanie wdrożone

Na istniejącym obiekcie niemożliwe było zastosowanie rozwiązania proponowanego w p. 4.2 [3]. Zaistniała więc konieczność wzmocnienia węzłów najlepiej bez demontowania konstrukcji. Problem zapadających się ścianek występujący przy ściskaniu rozwiązano przez zastosowanie stalowych nitonakrętek M10×12×17,5 mm i śrub M10×52 mm (rys. 11). Obciążenie z rygli na łby śrub przekazywane jest przez docisk za pośrednictwem odpowiednio ukształtowanych blach o grubości 4 mm. Blachy te były mocowane do rygli za pomocą 4 stalowych nitów jednostronnych ϕ5×12 mm [4]. Siły podłużne w ryglach powstają wskutek przemieszczeń ram poprzecznych świetlika wraz z dachem. W przypadku sił rozciągających rygle, rozwiązaniem wystarczającym okazało się zastosowanie podkładek sprężystych pod łby i nakrętki śrub M8.

Węzeł zamodelowano podobnie jak w p. 4.1 i 4.2, jednak ze względu na bardziej skomplikowany kształt (nity, dodatkowe blachy i śruby) dopuszczono

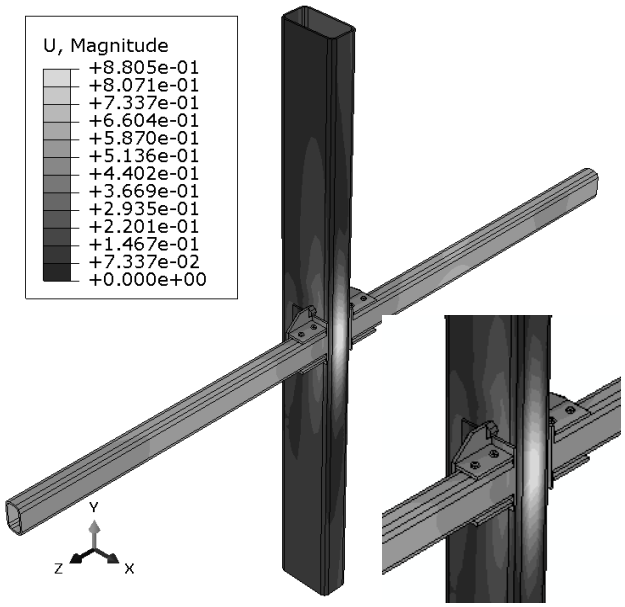
siatkowanie MES elementami pięciościennymi, sześciowęzłowymi (C3D6). Liczba elementów wynosi 7182, z czego 7003 to el. C3D8R, a 179 to C3D6.

Śruby M10 jako element dystansowy spełniły swoje zadanie. Zapadanie się dłuższej ścianki rury ramy świetlika jest pomijalnie małe, natomiast wybrzuszenie krótszej ścianki wynosi ok. 0,8 mm (por. rys. 12).



Rys. 11. Połączenie rygli ściennych z ramą świetlika w wersji wdrożonej

Fig. 11. Strengthened wall beam to frame joint.



Rys. 12. Zachowanie się połączenia rygli z ramą świetlika w wersji wdrożonej – ściskanie

Fig. 12. Behaviour of strengthened wall beam to frame joint – compression.

5. Wnioski i uwagi ogólne

Projektując świetliki podłużne w halach wskazane byłoby ograniczanie ich długości do rozstawów układów poprzecznych. W przypadku świetlików zdecydowanie krótszych od odległości między układami poprzecznymi, możliwe jest projektowanie świetlików jako konstrukcji płaskich. Decydując się na ciągłe świetliki przechodzące nad wieloma układami poprzecznymi, konieczne jest, jak pokazano w pracy, uwzględnienie ich współpracy z konstrukcją dachu, co możliwe jest projektując ich konstrukcję jako przestrzenną. To pociąga za sobą konieczność odpowiedniego podejścia do projektowania węzłów elementów z rur prostokątnych.

Konstruując przedmiotowy węzeł w projekcie, popełniono szereg błędów, które uniemożliwiały właściwe użytkowanie obiektu [3]. Chcąc uniknąć podobnych problemów należy dostosować się do podanych niżej zaleceń.

Projektując węzły z rur prostokątnych należy brać pod uwagę możliwość deformacji wiotkich ścianek tego typu kształtowników. Ma to szczególne znaczenie w przypadku sił ściskających. Ograniczenie możliwości odkształcania się przekroju rury można zrealizować poprzez umieszczenie wewnątrz elementów dystansowych, takich jak wspawane blachy lub dodatkowe śruby wkręcone w ścianki. Gorszym rozwiązaniem, ze względu na zużycie materiałów, jest zastosowanie rur o odpowiednio dobranej grubości ścianek.

W przypadku projektowania węzła na siły rozciągające, blacha węzłowa musi spełniać nie tylko warunki stanu granicznego nośności, ale również użytkowalności. Zapominanie o tym warunku skutkuje zbyt dużą szczeliną (odspojeniem) pomiędzy blachą a ścianką kształtownika.

Połączenia śrubowe w analizowanych węzłach powinno projektować się w ten sposób, aby oś łączników pokrywała się z osiami prętów dochodzących do węzła. Nie przestrzeganie tego zalecenia skutkować będzie momentem zginającym w efekcie mimośrodowego rozciągania.

Literatura

[1] SOFiSTiK Manuals ver. 2012, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim 2012.
[2] ABAQUS 6.11 Online Documentation, Dassault Systèmes, 2011.
[3] Gosowski B., Lorkowski P., Redecki M.: *Błędy na etapie projektowania przyczyną stanu awaryjnego świetlików hali przemysłowej*. XXVI konferencja naukowo-techniczna Awarie budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 21-24 maja 2013, Red. Maria Kaszyńska, Wydawnictwo Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego, Szczecin 2013, s. 499-506
[4] Gosowski B., Kubica E.: *Badania laboratoryjne konstrukcji metalowych*. Wydanie IV znowelizowane i rozszerzone, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2012.

ANALYSIS OF FAULTY AND PROPER INDUSTRIAL SKYLIGHTS JOINTS MADE OF HOLLOW SECTIONS

S u m m a r y

Faulty structure of joints in longitudinal skylights in industrial building made of structural hollow sections is presented. Static analysis is taken into consideration as spatial construction and cooperating with roof structure. Internal forces in skylight bars were determined using SOFiSTiK software. Obtained in that way, compressive and tensional forces were used as proper nodal loads. Moreover, joints were modelled in commercial software Abaqus using finite element method (FEM) to obtain the behaviour under mentioned nodal loads made of rectangular hollow sections: faulty, correctly and according to proposed overhaul. It was necessary, because discussed skylight joints are not referenced to Eurocode PN-EN 1993-1-8:2006 (/AC:2009 and /Ap2:2011). Faulty joints are presented on Fig. 1, proper – on Fig. 8, according to proposed overhaul – on Fig. 11. On the other hand the behaviour of faulty joints is shown on Fig. 6 and 7, proper – on Fig. 9 and 10, according to proposed strengthened – on Fig. 12. Paper ends with conclusions and recommendations about repair and proper construction of that kind of joints.

Key words: steel structures, skylights, joint, hollow section.

DOI: 10.7862/rb.2013.19

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 99 - 116

Marcin GÓRSKI[1]
Aleksander KOZŁOWSKI[2]

PODATNOŚĆ PODPARCIA PŁATWI NA PODPORZE A JEJ MOMENT KRYTYCZNY

Przedstawiono analizę podatności trzech najczęściej stosowanych w praktyce rodzajów połączeń płatwi z dźwigarem oraz wpływ tych podatności na moment krytyczny płatwi. Badania dotyczyły płatwi wykonanych z kształtowników dwuteowych, o schemacie statycznym belki ciągłej. Każde z połączeń analizowane było w trzech wariantach, różniących się między sobą wysokością zamocowania łączników płatwi do dźwigara. Otrzymane wyniki porównano z teoretycznym założeniem tzw. podparcia widełkowego, stosowanego w obliczeniach projektowych. Podatność połączeń określano na dwa sposoby: za pomocą badań doświadczalnych oraz poprzez analizę modeli połączeń metodą elementów skończonych. Wartości momentu krytycznego również wyznaczano kilkoma drogami. Wykorzystano w tym celu zarówno podstawowy wzór wyprowadzony z teorii sprężystości, jak również programy MES: LTBeam i Autodesk Simulation Multiphysics. Programy te różniły się między sobą stopniem zaawansowania, a także sposobem modelowania płatwi oraz uwzględniania podatności połączeń w obliczeniach momentu krytycznego. Badania doświadczalne i analizy obliczeniowe pozwalają stwierdzić jak zmienia się wartość momentu krytycznego w zależności od zastosowanego typu połączenia. Badania wykazują wzrost odporności na zwichrzenie wraz ze zwiększaniem wysokości zamocowania łączników płatwi do dźwigara. Jednocześnie różnice w wartościach momentu krytycznego dla różnych rodzajów połączeń nie przekraczają 10%. Analiza wykazuje również, że wzór analityczny, stosowany powszechnie w projektowaniu, znacząco zaniża rzeczywiste wartości momentu krytycznego płatwi wieloprzęsłowej, co może powodować niepotrzebne przewymiarowanie konstrukcji.

Słowa kluczowe: płatew, zwichrzenie, podparcie widełkowe, połączenia, metoda elementów skończonych

[1] Autor do korespondencji: Marcin Górski, Nowdoworze 60a, 33-112 Tarnowiec, tel. 790 75 62 76, marcin.gorski.3@gmail.com

[2] Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 178 65 12 81, kozlowsk@prz.edu.pl.

1. Wprowadzenie

Zachowanie się płatwi, a co za tym idzie, sposób sprawdzenia jej nośności, zależy od stopnia współpracy płatwi z przekryciem dachowym.

Norma PN-EN 1993-1-3 [1], dotycząca projektowania elementów z kształtowników giętych na zimno rozróżnia następujące klasy konstrukcyjne:
Klasa I: uwzględnia się udział poszycia (blach fałdowych, kasetonów) w zapewnieniu nośności i stateczności całego układu konstrukcyjnego,
Klasa II: uwzględnia się udział poszycia w zapewnieniu nośności i stateczności pojedynczego elementu konstrukcyjnego,
Klasa III: poszycie wyłącznie przekazuje obciążenie na podpierające je elementy.
Przez analogię, postanowienia te można rozszerzyć na płatwie o przekroju walcowanym, które będą przedmiotem dalszych analiz. W artykule rozpatruje się przypadek klasy III, tzn. przekrycie dachowe nie współpracuje z płatwią.

Kluczowe znaczenie dla bezpieczeństwa płatwi ma prawidłowe oszacowanie odporności płatwi na utratę stateczności płaskiej postaci zginania, czyli na zwichrzenie.

Norma PN-EN 1993-1-1 [2] podaje metodę obliczania nośności na zwichrzenie elementu zginanego, przez redukcję nośności przekroju na zginanie współczynnikiem zwichrzenia χ_{LT}. Współczynnik zwichrzenia zależy głównie od momentu krytycznego przy zwichrzeniu sprężystym M_{cr}.

Moment krytyczny przy zwichrzeniu sprężystym można oszacować kilkoma metodami:

- za pomocą wzorów znanych z teorii sprężystości:

W normie [2] nie podano wzorów do określania momentu krytycznego. Wzory te podano w prenormie ENV 1993-1-1 [3], a także w wielu publikacjach, m.in. [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10].

Podstawowy wzór, zaczerpnięty z [3] ma postać:

$$\mathrm{M_{cr}} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2} - C_2 z_g - C_3 z_j \qquad (1)$$

Wzór ten obejmuje jedynie teoretyczne przypadki warunków brzegowych: swobodny koniec, pełne utwierdzenie, lub tzw. podparcie widełkowe na podporze, które polega na zablokowaniu przemieszczenia bocznego oraz obrotu przekroju podporowego, przy jednoczesnym zapewnieniu belce swobody obrotu w płaszczyźnie zginania.

- metodą elementów skończonych. Istnieje wiele programów, które umożliwiają obliczenie wartości momentu krytycznego elementów zginanych,

różnią się one jednak sposobem modelowania belki i obliczania momentu krytycznego. Przykładami takich programów są wykorzystane w niniejszej pracy LTBeam [11], a także Autodesk Simulation Multiphysics (ASM) [12], znany dawniej pod nazwą Algor. W programach tych należy także zdefiniować warunki brzegowe podparcia na podporze.

Powszechnie znany Autodesk Robot Structural Analysis, pomimo iż również jest programem MES, w przypadku wyznaczania momentu krytycznego korzysta z podejścia analitycznego obliczając M_{cr} ze wzoru (1), co przy skomplikowanych warunkach podparcia i obciążenia prowadzi niekiedy do błędnego oszacowania wartości momentu krytycznego [13].

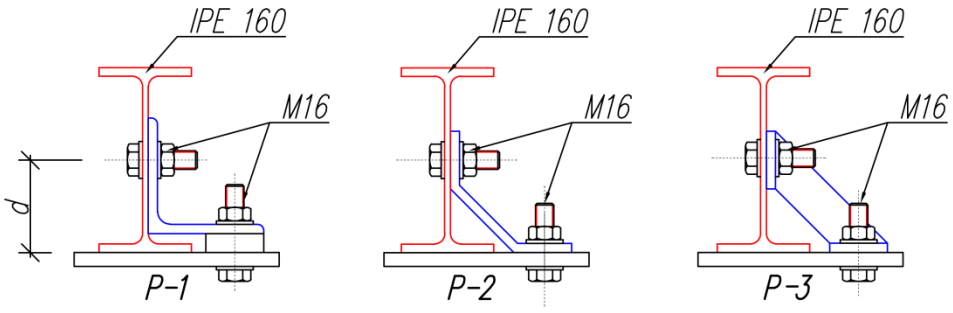
Celem niniejszej pracy jest wyznaczenie rzeczywistych charakterystyk podatnościowych połączeń płatwi walcowanych na gorąco z ryglami dachowymi i zbadanie wpływu tych parametrów na wartość momentu krytycznego belki. Przeanalizowano trzy najczęściej stosowane typy połączenia płatwi z dwuteowników walcowanych, które przestawiono na rys.1:

Typ P-1: połączenie przy pomocy kątownika 100x100x8, wraz z podkładką dystansową z blachy, łączone śrubami M16

Typ P-2: połączenie przy pomocy łączników z blachy o grubości 8 mm giętej lub spawanej z mniejszych elementów, łączonej śrubami M16

Typ P-3: połączenie przy pomocy prostopadłych do siebie łączników z blach o grubości 8 mm przyspawanych do ukośnego żebra o tej samej grubości oraz śrub M16.

Jako płatew przyjęto kształtownik IPE160. Wszystkie elementy wykonano ze stali S235.



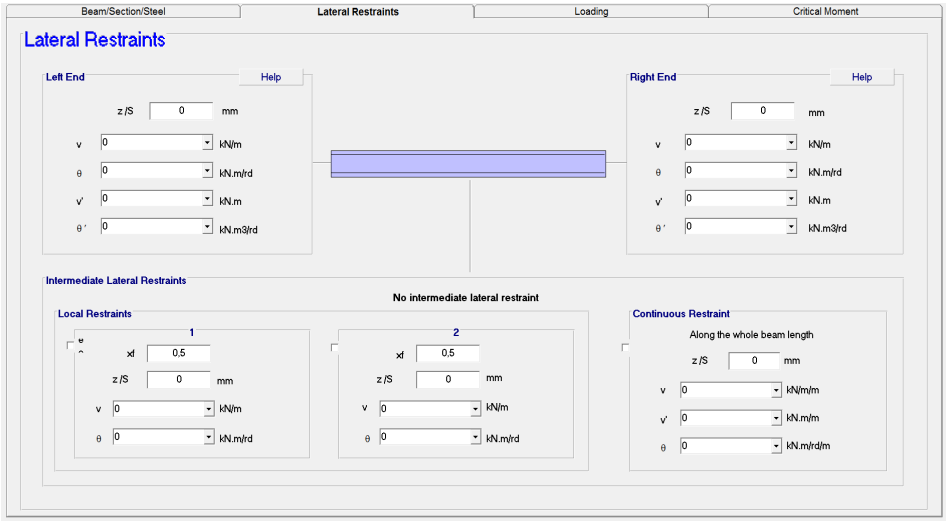
Rys. 1. Badane typy połączenia płatwi dwuteowych z dźwigarem.

Fig. 1. Tested types of I-beam purlins with the girder connections.

2. Obliczenia momentu krytycznego metodą elementów skończonych

2.1. Obliczenia programem LTBeam

LTBeam jest darmowym programem służącym wyznaczaniu wartości momentu krytycznego metodą elementów skończonych. Dzieli on belkę na 100 – 200 elementów prętowych, o 7 stopniach swobody w każdym węźle (a właściwie o 4 stopniach swobody, gdyż 3 pozostałe są zbędne przy obliczaniu zwichrzenia). Dodatkowy stopień swobody w stosunku do standardowych modeli prętowych wynika z uwzględnienia spaczenia przekrojów. Program umożliwia m.in. uwzględnienie podatności podpór (rys. 2), dowolnego rozkładu momentu zginającego, dodatkowych podpór pośrednich, czy miejsca przyłożenia obciążenia. Wynik uzyskuje się rozwiązując zagadnienie uogólnionego problemu własnego (analogicznie jak to ma miejsce w dynamice).

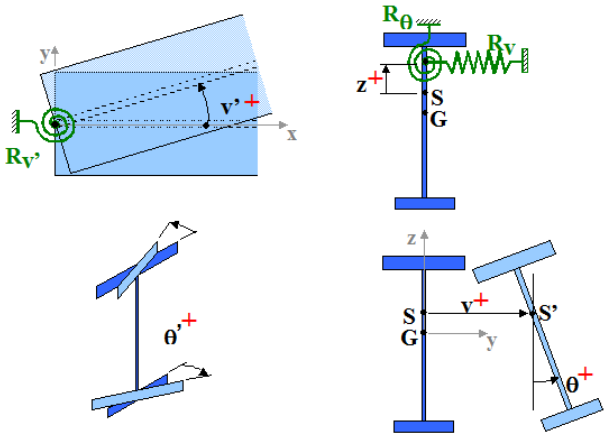


Rys. 2. Okno programu LTBeam, umożliwiające wprowadzenie podatności podpór do obliczeń.

Fig. 2. LTBeam's window for entering flexibility of supports included in calculations.

LTBeam umożliwia wprowadzenie podpór sprężystych na 4 stopniach swobody (rys. 3):

1. Przemieszczenie boczne środka ścinania przekroju (v)
2. Skręcenie przekroju względem środka ścinania (θ)
3. Obrót elementu wywołany zginaniem bocznym (v')
4. Spaczenie przekroju (θ')



Rys. 3. Dostępne warunki brzegowe belki w programie LTBeam.

Fig. 3. Available beam boundary conditions in LTBeam.

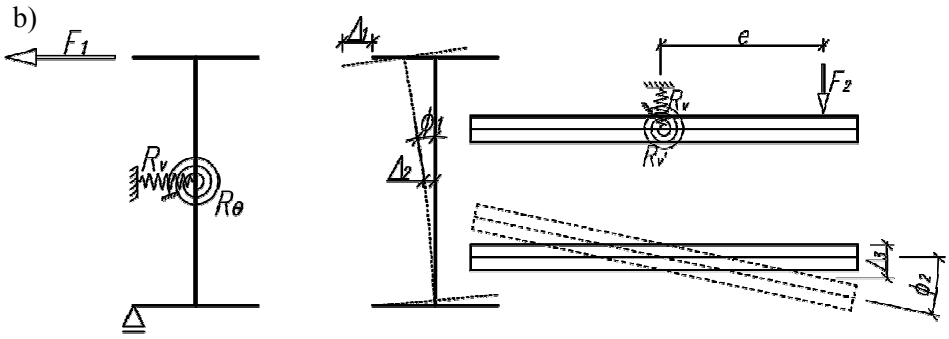
2.2. Obliczenia programem Autodesk Simulation Multiphysics (Algor)

Program ten jest bardzo zaawansowanym narzędziem korzystającym z metody elementów skończonych i umożliwiającym wirtualne badanie szerokiego spektrum zjawisk fizycznych, takich jak statyka, dynamika, mechanika płynów, temperatura oraz wiele innych. Algor oferuje również analizę wyboczeniową, która oblicza współczynnik krytyczny oraz postacie utraty stateczności rozwiązując uogólniony problem własny. Modelując zginaną belkę za pomocą elementów przestrzennych, pod postacią utraty stateczności kryje się zwichrzenie belki. Analiza wyboczeniowa jest tu analizą liniową.

3. Wyznaczenie charakterystyk podatnościowych połączenia płatwi z dźwigarem

3.1 Sposób obliczania podatności

W badaniach uwzględniono podatności podpór dla trzech pierwszych stopni swobody, dostępnych w programie LTBeam (rys.3), pozostawiając nieskrępowaną możliwość deplanacji przekrojów podporowych. Wyznaczanie charakterystyk podatnościowych przeprowadzono dwuetapowo. W pierwszym etapie badano model połączenia przykładając poziomą siłę F_1 do środka pasa górnego fragmentu płatwi i odczytując wartości przemieszczeń górnego pasa (Δ_1) oraz w połowie wysokości belki (Δ_2), tak jak to pokazano na rys. 4a. Następnie ten sam model obciążano poziomą siłą F_2 przyłożoną na wysokości połowy środnika i działającą na pewnym mimośrodzie e względem połączenia (rys. 4b), odczytując wartość przemieszczenia miejsca przyłożenia siły (Δ_3).



Rys. 4. Schemat statyczny badanego połączenia przy wyznaczaniu podatności R_v R_θ oraz $R_{v'}$.
Fig. 4. Static schema of tested connection for determine flexibility R_v R_θ and $R_{v'}$

Wartości podatności wyznaczano ze wzorów (2), (3) i (4):

$$R_v = \frac{F_1}{\Delta_2} \tag{2}$$

$$R_\theta = \frac{M_1}{\phi_1} = \frac{F_1 \cdot h}{\Delta_1 - \Delta_2 - \frac{F_1 \cdot h^3}{2 \cdot E \cdot l \cdot t_w^3}} \tag{3}$$
$$2 \cdot arctg(\frac{}{0{,}5 \cdot h})$$

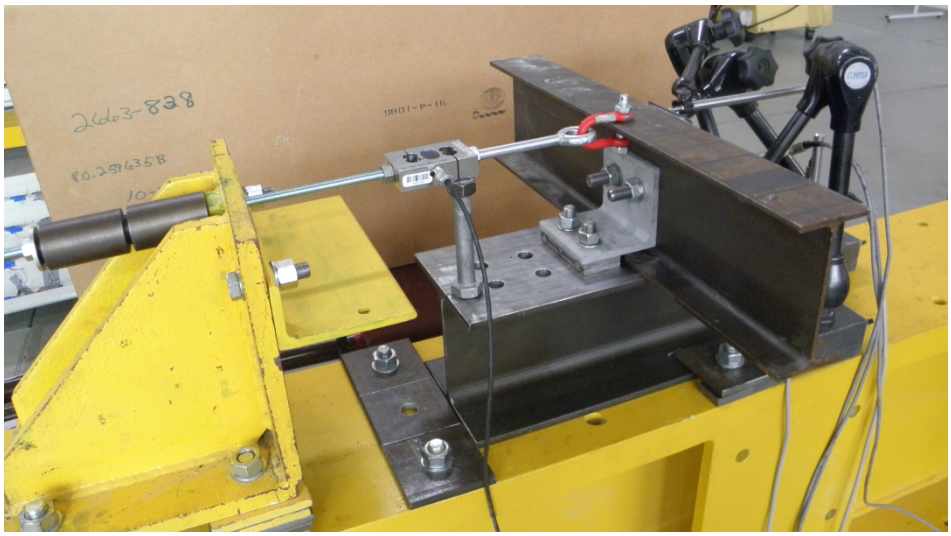
$$R_{v'} = \frac{M_2}{\phi_2} = \frac{F_2 \cdot e}{arctg\left(\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{e}\right)} \tag{4}$$

gdzie: h – wysokość belki, l – długość belki

3.2 Badania doświadczalne

Do badań doświadczalnych wykorzystano belkę IPE160 o długości 60 cm łączoną z badanymi łącznikami śrubami na wysokości d=80 mm. Jako pas górny dźwigara zastosowano fragment kształtownika HEA180, który zabezpieczono przed możliwością przesuwu oraz obrotu.

W pierwszym etapie przykładano poziomą siłę F_1 do pasa górnego belki za pomocą szekli ze śrubą przełożoną przez otwór w belce, do której zamocowany został siłomierz o zakresie pomiarowym 5kN. Wartość siły regulowano poprzez dokręcanie do blachy oporowej nakrętki na gwintowanym pręcie rozciąganym połączonym z siłomierzem (rys. 5).



Rys. 5. Widok stanowiska badawczego w pierwszym etapie badań wraz z połączeniem P-1.

Fig. 5. View of the test stand in first stage of research with the P-1 connection.

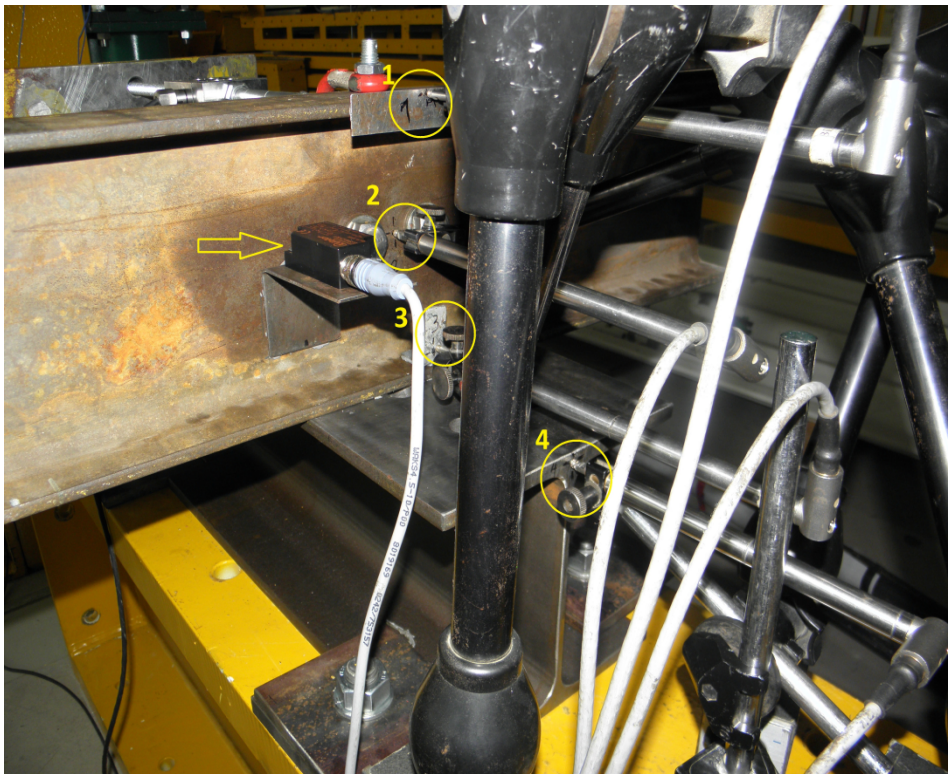
Badano przemieszczenia w 4 punktach belki (rys. 6) – pasa górnego (czujnik 1), środka belki (czujnik 2), pasa dolnego belki (czujnik 3) oraz podpory w postaci dźwigara (czujnik 4). Dodatkowo mierzono bezpośrednio obrót belki przy pomocy inklinometru przymocowanego do środnika płatwi (na rys. 6 zaznaczony strzałką).

Każde z połączeń obciążano w następujący sposób:

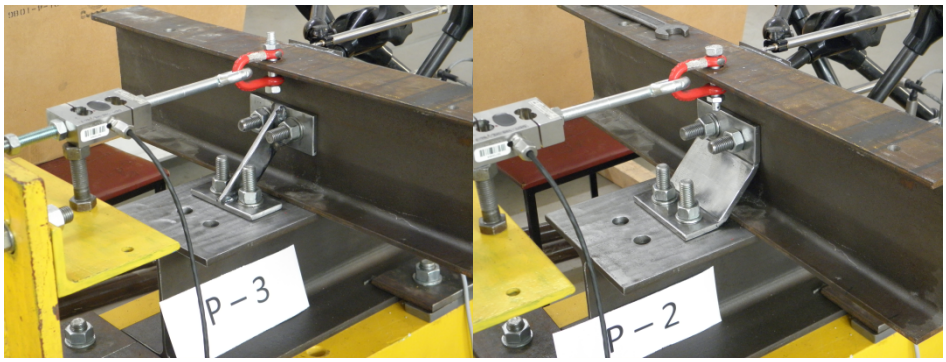
1) stopniowe przykładanie siły do wartości 3 kN,
2) odciążenie do zera,
3) przyłożenie siły 3 kN, a następnie stopniowe jej zwiększanie do maksymalnej możliwej wartości. W przypadku połączeń P-1 oraz P-2 były to siły powodujące uplastycznienie łączących elementów. W przypadku połączenia P-3 maksymalna siła była ograniczona zakresem pracy siłomierza (5 kN).
4) całkowite odciążenie.

Połączenie P-1 na końcu jeszcze raz obciążono siłą do wartości 4 kN, po czym odciążono do zera.

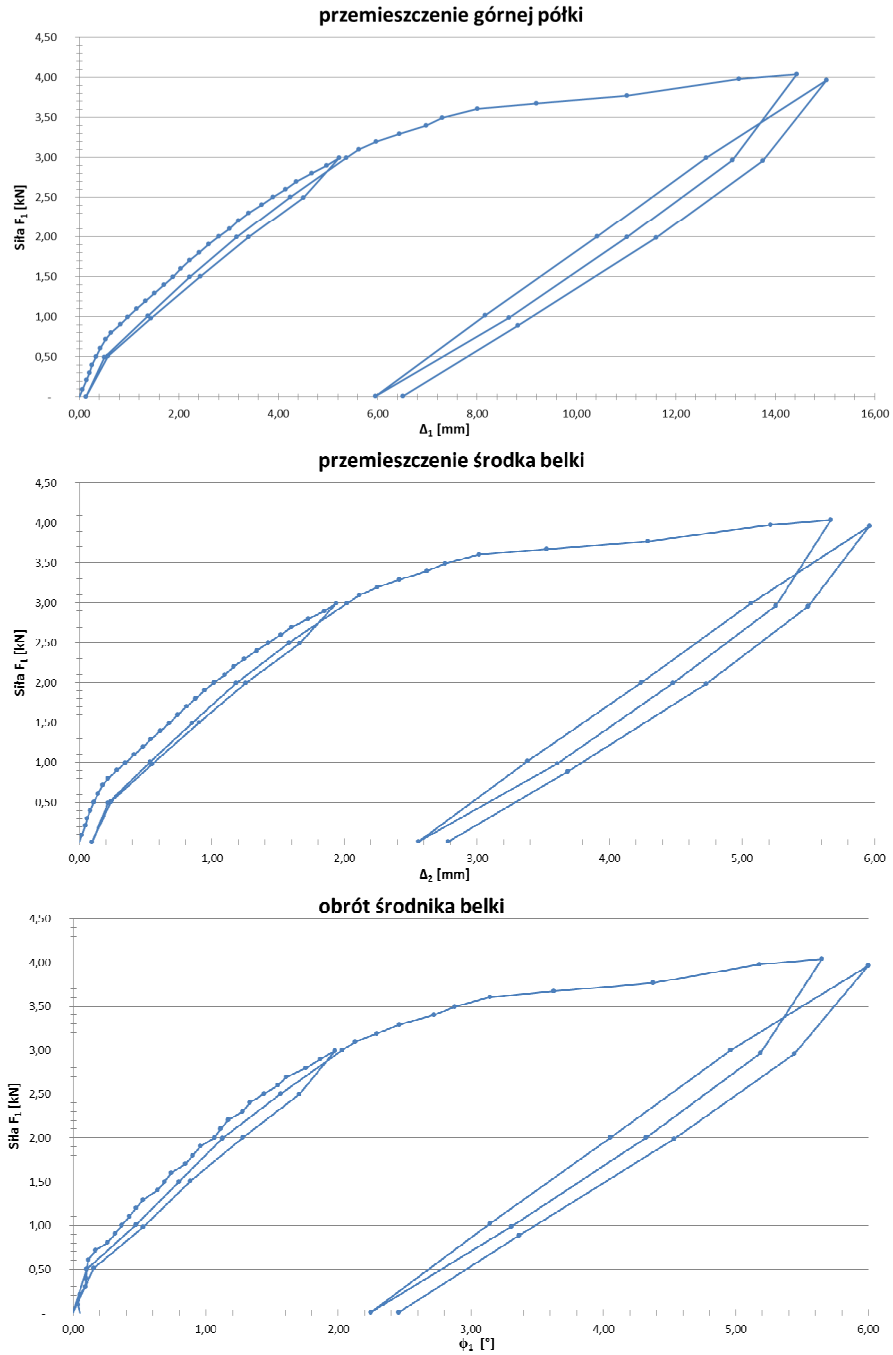
Na rys. 7 przedstawiono widok badanych połączeń P-2 oraz P-3.
Na rys. 8 przedstawiono przykładowe wykresy z wyników badań.



Rys. 6. Rozmieszczenie czujników badających przemieszczenia (opis w tekście).
Fig. 6. Arrangement of displacement sensors (see text).

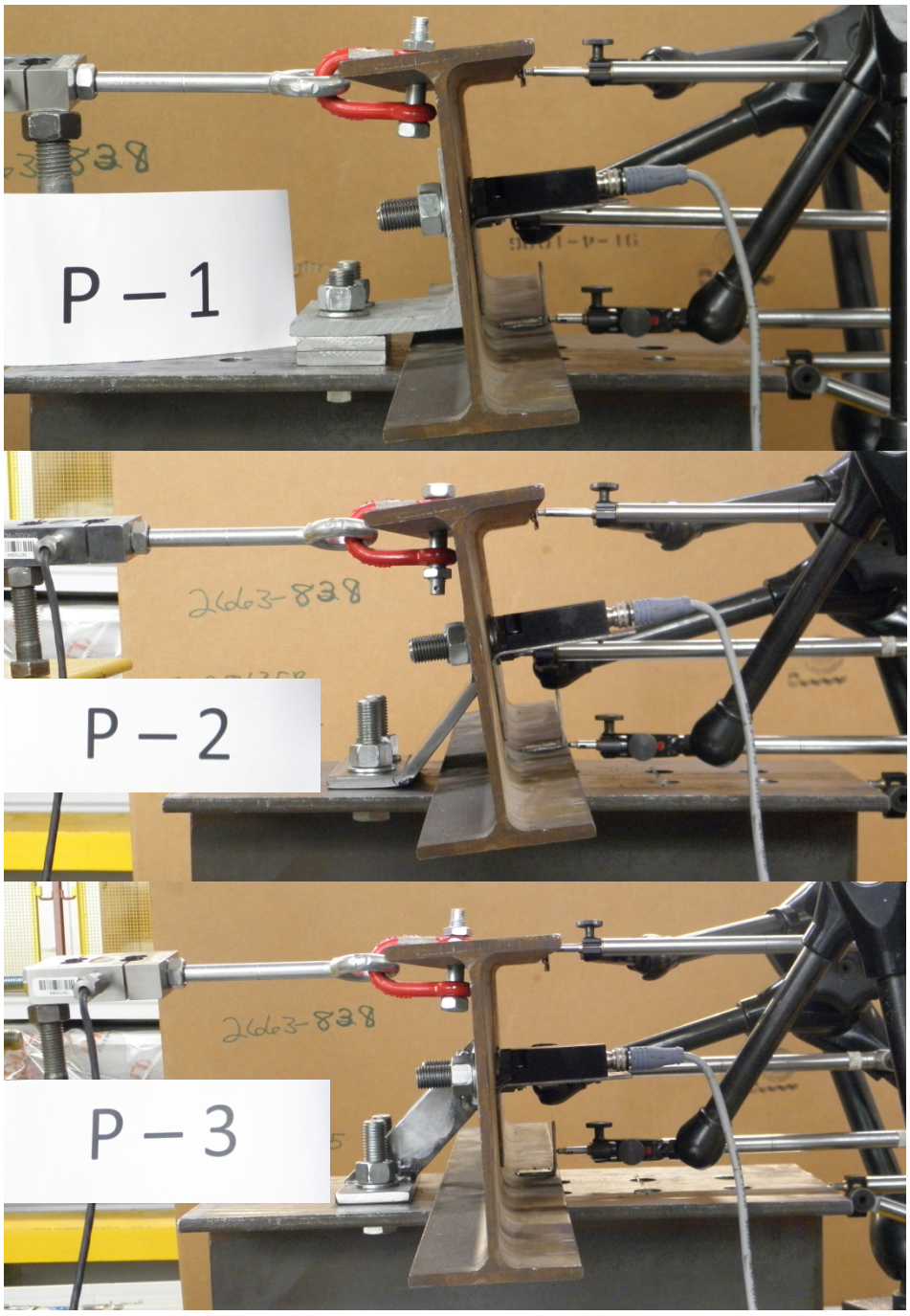


Rys. 7. Widok połączeń P-2 oraz P-3 przed badaniem.
Fig. 7. View of the P-2 and P-3 connections before the test.



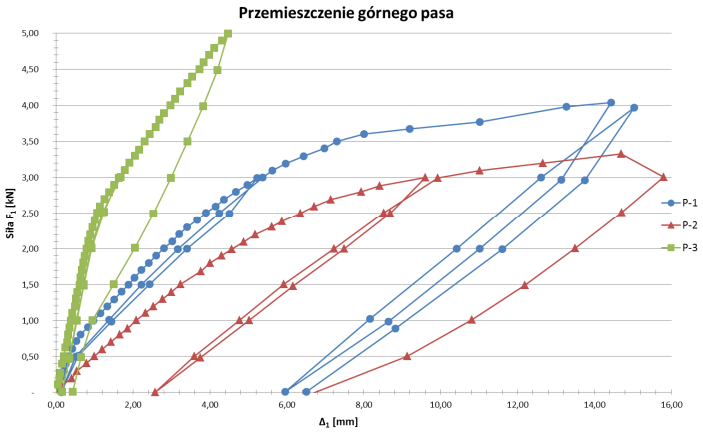
Rys. 8. Wybrane wyniki badań połączenia P-1.

Fig. 8. Selected results of the P-1 connection test.



Rys. 9. Widok odkształconych połączeń.

Fig. 9. View of the deformed connections.

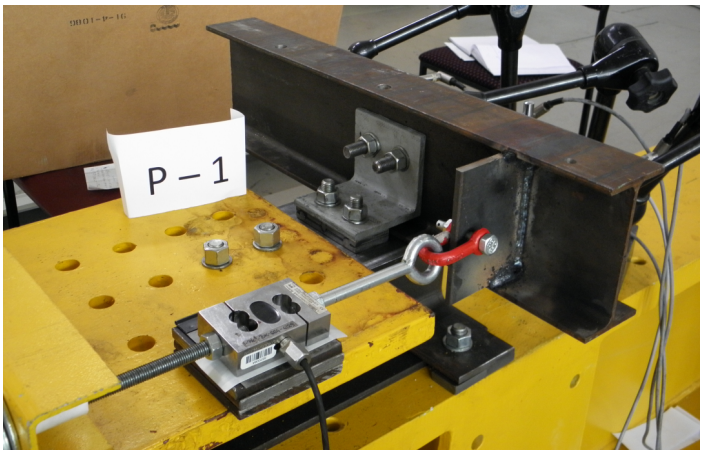


Rys. 10. Porównanie przemieszczeń górnego pasa dla rodzajów połączeń.

Fig. 10. Comparison of displacements of top flange for connections types.

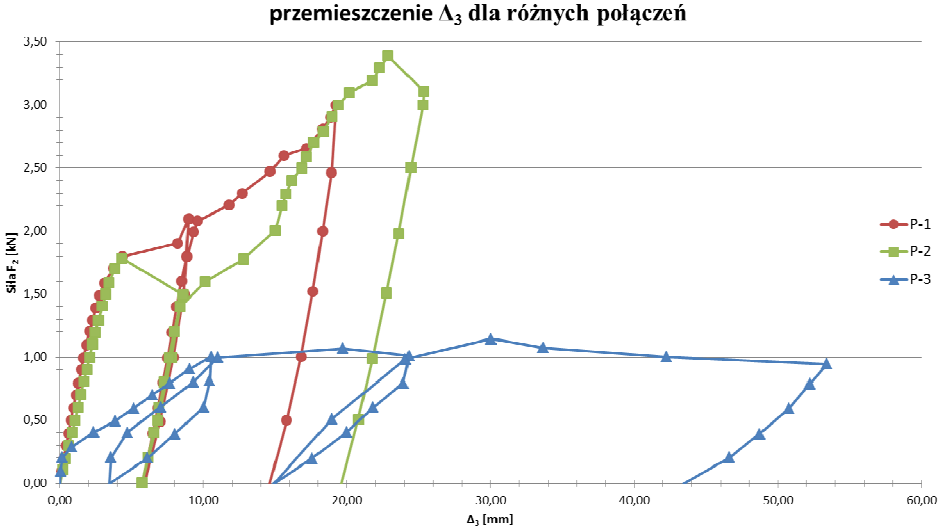
Przykładowe porównanie wyników badań poszczególnych łączników przedstawiono na rys. 10.

W drugim etapie połączenia obciążano mimośrodowo siłą F_2 poprzez żebro przyspawanego do belki w odległości 20 cm od środka połączenia (rys. 11) Sposób przekazywania i regulowania siły pozostał taki sam, jak w pierwszym etapie. Przemieszczenia badano na wysokości środka przekroju w miejscu przyłożenia siły, na środku belki oraz po przeciwnej stronie, również w odległości 20 cm od środka belki. Dodatkowo mierzono przemieszczenie pasa górnego dźwigara. Przykładowe wyniki przedstawiono na rys. 12.



Rys. 11. Widok stanowiska badawczego w drugim etapie badań.

Fig. 11. View of the test stand in second stage of research.



Rys. 12. Porównanie przemieszczeń Δ_3 różnych typów połączeń.

Fig. 12. Comparison of displacements Δ_3 for different types of connections.

Na podstawie uzyskanych wyników obliczono podatności podpór R_v, R_θ oraz $R_{v'}$ korzystając ze wzorów (2) - (4).
Zestawienie podatności badanych połączeń przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Wartości podatności połączeń otrzymane w badaniach doświadczalnych

Table 1. Values of connections' flexibility received from experimental tests.

połączenie	R_v [kN/m]	R_θ [kNm/rad]	$R_{v'}$ [kNm/rad]
P - 1	1521	6,9	31,8
P - 2	1032	4,9	26,3
P - 3	12488	34,4	3,9

Z powyższej tabeli wynika, że połączenie za pomocą kątownika (P-1) oraz za pomocą giętej blachy (P-2) wykazują podobne właściwości podatnościowe, przy czym około 20 – 50% sztywniejsze okazuje się połączenie P-1. Zdecydowanie najsztywniejszym połączeniem na kierunkach v oraz θ jest połączenie P-3, posiada jednak bardzo niewielką sztywność w kierunku v'. Tym samym w największym stopniu odpowiada ono warunkom podparcia widełkowego.

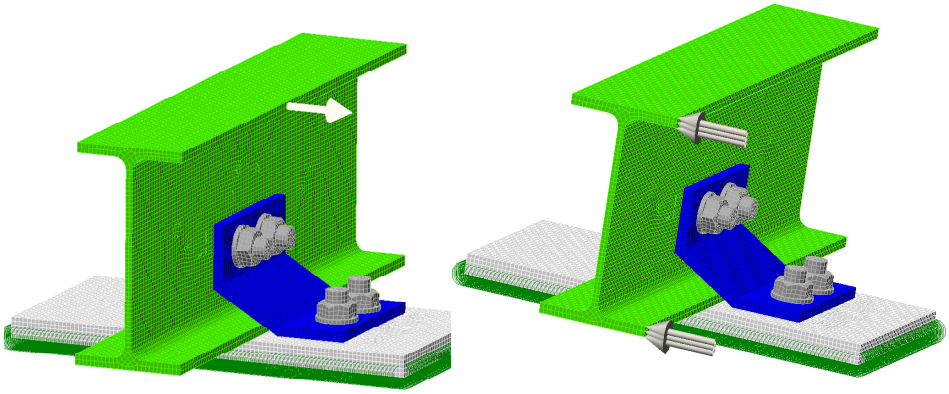
3.3. Analiza metodą elementów skończonych

Analizę MES podatności połączeń wykonano programem Autodesk Simulation Multiphysics, dla wycinka belki o długości 40cm.

Połączenia zamodelowano z elementów przestrzennych, na które składały się: fragment płatwi, element łączący, śruby oraz pas górny dźwigara. Wszystkie części połączenia utworzono z 8-węzłowych sześciennych oraz oktaedrycznych elementów skończonych wielkości 3 mm. Oddziaływania pomiędzy płatwią, dźwigarem oraz elementem łączącym przyjęto jako powierzchniowe z uwzględnieniem tarcia spoczynkowego, ze współczynnikiem 0,2. Elementy miały zatem swobodę odrywania się od siebie, ale nie mogły przez siebie przenikać. W warunkach brzegowych przyjęto pełne utwierdzenie pasa górnego dźwigara. Obciążenie w pierwszym etapie zamodelowano w postaci poziomej siły skupionej F_1 przyłożonej do środka pasa górnego dźwigara, a w drugim jako dwie siły poziome o wartości ½ F_2 każda, przyłożone do skrajnych krawędzi pasów płatwi, na mimośrodzie e = 20 cm od środka połączenia (rys. 13).

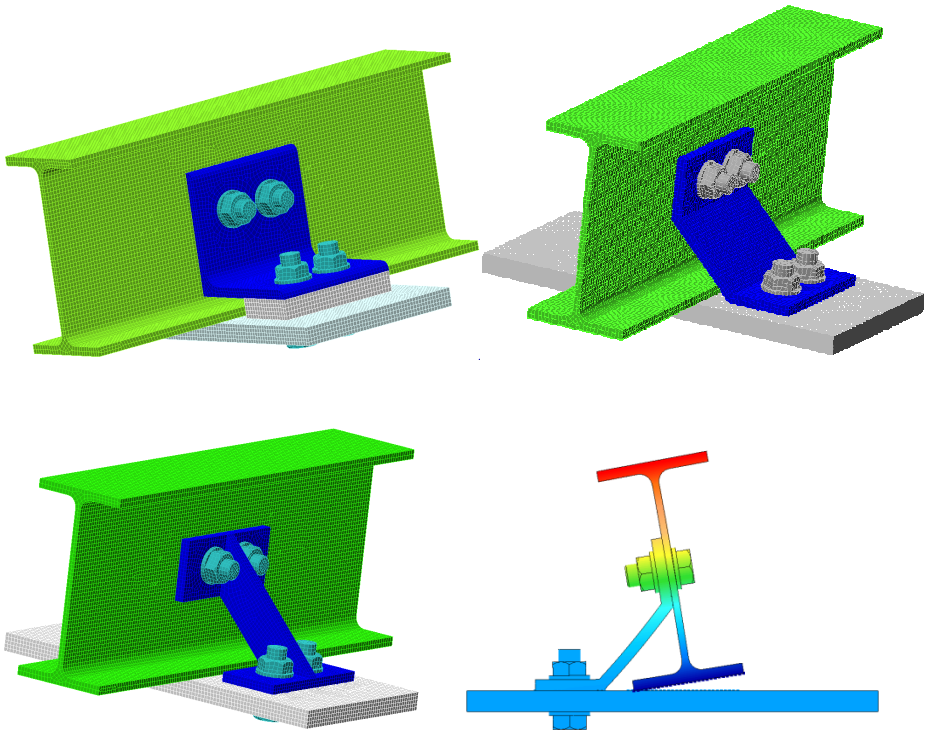
Każdy typ połączenia, pokazanego na rys. 1 posiadał dodatkowo 3 wersje, różniące się wysokością zamocowania łącznika do płatwi d:
Wersja A: oś śrub w środku ciężkości płatwi (d = 80 mm) – ta wersja została również przebadana doświadczalnie
Wersja B: oś śrub powyżej środka ciężkości płatwi (d = 120 mm),
Wersja C: oś śrub poniżej środka ciężkości płatwi (d = 55 mm).

Widok przykładowych modeli przedstawia rys. 14.



Rys. 13. Sposoby przyłożenia obciążenia do modelu połączenia (typ P-2, wersja C).

Fig. 13. The ways of application of the load to the connection's model (type P-2, version C)



Rys. 14. Modele MES połączeń w wersji A oraz odkształcenie połączenia P-2.

Fig. 14. FEM models of connections in version A and displacement of P-2 connection.

Tabela 2. Wartości podatności połączeń otrzymane za pomocą MES ze wzorów (2) – (4)

Table 2. Values of connections' flexibility received by FEM from formulas (2) – (4)

połączenie	**R_v [kN/m]**	**R_θ [kNm/rad]**	**$R_{v'}$ [kNm/rad]**
P – 1 (A)	2410	8,3	32,5
P – 1 (B)	2353	7,5	33,6
P – 1 (C)	2000	7,0	33,8
P - 2 (A)	1493	6,2	25,4
P – 2 (B)	1527	5,4	26,0
P – 2 (C)	1198	5,6	22,9
P – 3 (A)	13333	37,7	3,9
P – 3 (B)	9524	86,5	3,3
P – 3 (C)	5882	26,1	4,01

Otrzymane wyniki pozwalają określić wpływ wysokości zamocowania płatwi na podatność połączenia. Łatwo zauważyć, że generalnie wraz ze wzrostem miejsca zamocowania sztywność połączenia rośnie.

3.4. Porównanie wyników badań doświadczalnych z metodą MES

Porównanie wyników przedstawiono w tabeli 3

Tabela 3. Porównanie wyników badań doświadczalnych z analizą MES
Table 3. Comparison of results from experimental studies and FEM analysis

Połączenie	Metoda analizy	Podatność		
		R_v [kN/m]	R_θ [kNm/rad]	$R_{v'}$ [kNm/rad]
P – 1 (A)	badania dośw.	1521	6,9	31,8
	analiza MES	2410	8,3	32,5
P – 2 (A)	badania dośw.	1032	4,9	26,3
	analiza MES	1493	6,2	25,4
P – 3 (A)	badania dośw.	12488	34,4	3,9
	analiza MES	13333	37,7	3,9

Powyższe wyniki pokazują, że analiza połączenia w programie Autodesk Simulation Multiphysics nieco zawyża wartości podatności połączeń w stosunku do badań doświadczalnych, przy czym największa różnica sięga 35%. Jednocześnie oba sposoby analizy wykazują zbliżone zależności pomiędzy poszczególnymi typami połączeń.

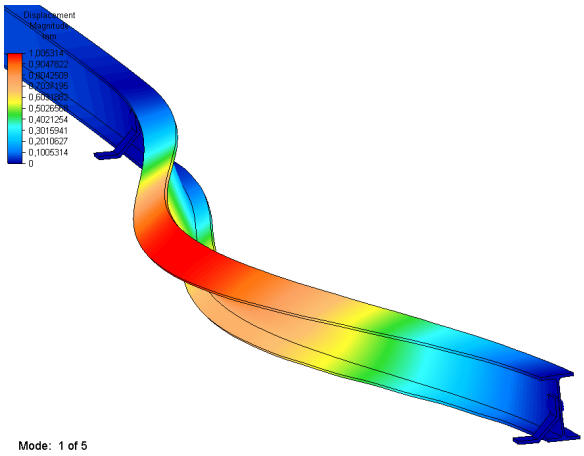
4. Moment krytyczny płatwi o realnych warunkach brzegowych podparcia

4.1. Analiza programem LTBeam

Moment krytyczny obliczono uwzględniając podatności połączeń (rys. 2) otrzymane z badań doświadczalnych oraz z analizy MES w programie Autodesk Simulation Multiphysics. W programie uwzględniono rzeczywisty rozkład momentów zginających oraz miejsca przyłożenia obciążeń grawitacyjnych.

4.2. Analiza programem Autodesk Simulation Multiphysics (Algor)

Moment krytyczny wyznaczono modelując zarówno całą płatew, jak również elementy połączenia za pomocą przestrzennych elementów skończonych i przeprowadzając analizę wyboczeniową konstrukcji (rys. 15).



Rys. 15. Postać zwichrzenia płatwi wraz z połączeniem P-1 otrzymana w programie Algor.

Fig. 15. Form of purlin's buckling of P-1 connection received from Algor.

4.3. Porównanie wyników

Wyniki momentu krytycznego dla 9-metrowej płatwi o przekroju IPE 160, obciążonej kombinacją grawitacyjną przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Obliczone wartości momentu krytycznego dla obciążeń grawitacyjnych (ciężar własny + śnieg)

Table 4. The calculated values of critical moment for gravity loads (dead load + snow)

M_{cr} [kNm]		**Połączenie**			
		P-1	**P-2**	**P-3**	**widełkowe**
LTBeam	**badania doświadczalne**	10,75	9,97	10,91	11,07
	A	10,81	10,60	10,95	
	B	11,31	10,43	11,31	
	C	10,30	10,26	10,75	
Algor	**A**	11,54	11,04	11,96	11,55
	B	12,91	11,42	12,30	
	C	10,89	10,64	11,24	
klasyczny wzór (1)		7,31			

Na podstawie powyższej tabeli można zauważyć, że różnice wartości momentu krytycznego M_{cr} pomiędzy rzeczywistymi warunkami podparcia, a teoretycznym podparciem widełkowym sięgają 10%. Jednocześnie obliczenia według wzoru (1) zaniżają wartość momentu krytycznego o 25 - 40%.

Zwiększenie wysokości zamocowania płatwi do elementu łączącego skutkuje wzrostem momentu krytycznego, dając sztywność połączenia większą niż podparcie widełkowe. Usytuowanie osi śrub poniżej środka ścinania płatwi nie pozwala traktować tego połączenia jako podparcie widełkowe.

Najsłabszym połączeniem okazuje się połączenie za pomocą giętej lub spawanej blachy (P-2), natomiast najmocniejszym połączenie z żebrem (P-3).

Analiza programem Autodesk Simulation Multiphysics daje o kilka procent wyższe wartości niż programem LTBeam, analogicznie jak to miało miejsce przy wyznaczaniu podatności.

5. Wnioski

Założenie podparcia widełkowego przy obliczaniu momentu krytycznego płatwi programami LTBeam i Algor daje podobne wyniki jak w przypadku rzeczywistych połączeń z dźwigarem. Istotna jest tutaj wysokość zamocowania płatwi do elementu łączącego – im bliżej pasa górnego się ono znajduje, tym większa odporność płatwi na zwichrzenie.

Obliczanie momentu krytycznego przy pomocy wzoru (1) daje mocno zaniżone wartości momentu krytycznego i powoduje znaczne zmniejszenie nośności obliczeniowej płatwi.

Połączeniem pozwalającym uzyskać najwyższe wartości M_{cr} jest połączenie z żebrem (P-3), które jednocześnie najbardziej odpowiada warunkom podparcia widełkowego, gdyż w przeciwieństwie do połączeń P-1 oraz P-2 wykazuje znacznie mniejszą sztywność na obrót belki wzdłuż osi podłużnej v'. Warto jednak zauważyć, że duża sztywność na tym kierunku pozwala znacząco zwiększyć odporność na zwichrzenie płatwi.

Najmniejszą wartość momentu krytycznego płatew wykazuje przy połączeniu poprzez giętą lub spawaną blachę (P-2).

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-3 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

[2] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[3] ENV 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures. General rules and rules for buildings, Annex F.

[4] Timoshenko S. P. Teoria stateczności sprężystej. Arkady, Warszawa, 1963.

[5] Trahair, NS (1993). Flexural-Torsional Buckling of Structures, E & FN SPON, London.

[6] Rules for Member Stability in EN 1993-1-1. Background documentation and design guidelines. ECCS Technical Committee 8 - Stability. 2006.

[7] Silva L.S., Simoes R., Gervasio H. Design of Steel Structures. ECCS Technical Committee. 2010.

[8] Pałkowski Sz. Konstrukcje stalowe. PWN, Warszawa, 2010.

[9] Żmuda J. Problemy niestateczności w projektowaniu dźwigarów stalowych. Politechnika Opolska, Opole, 2004.

[10] Bijak R. Wyznaczanie momentu krytycznego zwichrzenia bisymetrycznych belek dwuteowych podpartych widełkowo. 56 konferencja naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica-Kielce, 2010.

[11] LTBeam v.1.0.10. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique 2011. www.cticm.com.

[12] http://www.autodesk.com/products/autodesk-simulation-family/features/ /simulation-mechanical.

[13] Goczek J., Gajdzicki M., Supeł Ł.: Wyznaczanie sprężystego momentu krytycznego zwichrzenia belki bocznie stężonej jednostronnym poszyciem, Inżynieria i budownictwo, nr 10, 2012, s. 552-554.

FLEXIBILITY OF THE PURLIN SUPPORT VERSUS CRITICAL MOMENT

S u m m a r y

Analysis of the support flexibility of the three most frequently used in practice types of connections purlins with the girder and their influence on the critical moment of the purlins has been presented. The study focused on I-beam purlins with static scheme of continuous beam. Each connection was analyzed in three options, differing in height of purlin connector attachment to the girder. The results were compared with the theoretical assumption of the fork support which is used in design calculation. Connections flexibility was obtained in two ways: by experimental research and by analysis of connection model using finite element method. The values of critical moment were also determined in several ways. A basic formula derived from the theory of elasticity and programs LTBeam and Autodesk Simulation Multiphysics were used. These programs differed in advancement and the modeling process and also in the way of including the connections' flexibility in calculation of a critical moment. The analysis leads to the observation how the value of a critical moment is changing according to adopted type of connection. Studies show an increase in resistance to lateral-torsional buckling with increasing of height of purlin connector attachment to the girder. Simultaneously the differences in the values of a critical moment for various types of connections do not exceed 10%. Moreover the analysis shows that analytical formula significantly underestimated the actual value of a critical moment for multi–span purlins which may result in unnecessary oversizing of the construction.

Keywords: purlin, lateral torsional buckling, fork support, connections, finite element method

DOI: 10.7862/rb.2013.20

Przesłano do redakcji: w czerwcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 117 - 136

Paweł KAWECKI[1]
Jan ŁAGUNA[2]
Aleksander KOZŁOWSKI[3]

ANALIZA NOŚNOŚCI DOCZOŁOWEGO STYKU BELKI DWUTEOWEJ Z WIELOMA SZEREGAMI ŚRUB

Przedstawiono analizę porównawczą MES i metody składnikowej w przypadku zginanego doczołowego połączenia z wieloma szeregami śrub. Analiza obejmuje styk belki dwuteowej o przekroju W760x265x220 z jednym szeregiem śrub na zewnątrz pasa i ośmioma szeregami śrub między pasami. Przyjęto gatunek stali S355 i śruby M24 klasy 10.9. Obliczeniową nośność na zginanie obliczono na podstawie PN-EN 1993-1-8, dla trzech styków z blachami czołowymi o grubości 14 mm, 18 mm i 36 mm, jak dla połączeń sztywnych i podatnych o niepełnej nośności. Te same stany graniczne nośności obliczeniowych na zginanie były analizowane w trzech modelach MES dla połączeń sprężonych i niesprężonych w programie ABAQUS. Właściwość modelowania MES została sprawdzona w przypadku połączenia, które było badane eksperymentalnie. Jako wyniki analizy przedstawiono rozkład sił na poszczególne szeregi śrub w obliczeniowym stanie nośności połączenia na zginanie. Wyznaczono wartości sił w śrubach, sił docisku blach i sił efektywnych przenoszących obciążenie zewnętrzne. Odkształcenia plastyczne blach czołowych okazały się niewystarczające dla wyrównania sił w poszczególnych szeregach śrub. Największe wartości sił w śrubach w modelach MES (z wyjątkiem styku niesprężonego z blachami czołowymi o grubości 14mm) były większe od obliczeniowej nośności śrub na rozciąganie. Wykazano różnice między oceną nośności styku metodą składnikową według PN-EN 1993-1-8/6.2.7.2.(9), a nośnością wynikającą z rozkładu sił w szeregach śrub uzyskaną w wyniku analizy MES.

Słowa kluczowe: doczołowe połączenie śrubowe, analiza MES, połączenie zginane, metoda składnikowa.

[1] Autor do korespondencji: Paweł Kawecki,. Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j. ul. Piękna 28/34 lok.13, 00-547 Warszawa, tel.: 22-628-80-84, pawel.kawecki@bimostostal.pl,

[2] Jan Łaguna, Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j. ul. Piękna 28/34 lok.13, 00-547 Warszawa, tel.: 22-628-80-84, jan.laguna@bimostostal.pl

[3] Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 178 65 12 81, kozlowsk@prz.edu.pl.

1. Wstęp

Doczołowe styki belek sprężane śrubami o wysokiej wytrzymałości stosowane w konstrukcjach stalowych są połączeniami, których charakterystyka wytrzymałościowa jest rezultatem współdziałania kilku składników (części składowych). Tymi składnikami są blachy czołowe przenoszące obciążenia jako płyty, spoiny w złączach spawanych blach oraz wstępnie napięte śruby. Różnią się one pod względem zdolności do odkształceń i progów wytrzymałościowych. Charakterystyczną cechą doczołowych połączeń sprężanych jest nieliniowy rozkład sił wewnętrznych. Zależy on od rozkładu sił w przekrojach elementów łączonych, podatności blach czołowych w miejscach osadzenia śrub oraz oddziaływań dodatkowych między odkształcającymi się blachami czołowymi (efektów dźwigni). Przyrosty sił w śrubach i odkształcenia połączeń nie są proporcjonalne do przyrostów obciążenia po zaniku sprężenia. W przypadku podatnych blach czołowych założenie płaskości styku po odkształceniu przestaje być właściwe. Wszystkie te czynniki mają szczególne znaczenie w połączeniach zginanych z wieloma szeregami śrub rozmieszczonymi pomiędzy pasem rozciąganym i ściskanym belki. Trudność rozpoznania i oceny zachowania tych połączeń za pomocą badań eksperymentalnych wynika z braku możliwości pomiarów rozkładu sił w połączeniu przed rozwarciem styku sprężonego oraz z dużych zakłóceń wywoływanych przez nieuchronne odchyłki wykonawcze, naprężenia własne i wpływy niestateczności środnika. Tę niedogodność pozwala obecnie usunąć analiza komputerowa modeli MES. W referacie przedstawiono wyniki analizy komputerowej doczołowego styku belki o przekroju dwuteowym wysokości 779 mm w obliczeniowym stanie granicznym nośności. Analiza ma na celu ocenę zastosowania metody składnikowej według PN-EN-1993-1-8 [1] do obliczeń połączeń doczołowych z wieloma szeregami śrub.

2. Przegląd dotychczasowych badań i metod obliczeń

W liczącym pół wieku okresie badania i stosowania doczołowych połączeń sprężanych śrubami o wysokiej wytrzymałości, badania połączeń belek zginanych z wieloma szeregami śrub zajmują bardzo mało miejsca. Nośność połączeń jest wyznaczana przede wszystkim na podstawie wyników badań sprężanych połączeń jednośrubowych i króćców rozciąganych, stanowiących fragmenty połączeń zginanych. Większość zbadanych połączeń belek dwuteowych miała tylko szeregi śrub przylegające do pasów. Były to styki belek oraz połączenia belek ze słupami wykonane z kształtowników walcowanych o wysokości przekroju do 400 mm. Połączeń zginanych z wieloma szeregami śrub zbadano niewiele. Przyczyną tego był przede wszystkim znaczny koszt i trudności realizacji badań eksperymentalnych.

Większość z tych badań [6]-[22] (z wyjątkiem [7], [13] i [15]) wykonano w USA. W tablicy 1 zestawiono zbadane połączenia belek o wysokości nie mniejszej niż 400 mm z więcej niż jednym szeregiem śrub w strefie rozciąganej pomiędzy pasami belek. Jako charakterystykę połączeń podano wysokość belki i liczbę szeregów śrub położonych na zewnątrz pasa rozciąganego łamaną przez liczbę szeregów śrub pomiędzy pasami z wyłączeniem szeregu przylegającego do pasa ściskanego (n_e/n_i). Ostatnia kolumna tablicy określa zakres strefy połączenia pozbawionej śrub liczony od strony pasa ściskanego (min h_i/h). Wszystkie badania amerykańskie dotyczyły połączeń, z nie więcej niż trzema wewnętrznymi szeregami śrub położonymi blisko pasa rozciąganego belki. Wyniki tych badań nie zawierają więc informacji potrzebnych do oceny rozkładu sił wewnętrznych w połączeniach z wieloma szeregami śrub rozmieszczonymi na całej wysokości belki.

Tablica 1. Zestawienie badań zginanych połączeń z wieloma szeregami śrub

Table 1. Collection of the investigated beam splices with multiply bolt rows

Poz.	Autorzy	h [1] [mm]	n_e/n_i [2]	min h_i/h [3]	Poz.	Autorzy	h [1] [mm]	n_e/n_i [2]	min h_i/h [3]
[11]	Douty Mc Guire	406	0/2, 0/3 1/2	0,60 0,73	[6]	Abel Murray	660	1/2	0,83
[15]	Palme	550	1/4	0,29	[16]	Rodkey Murray	840	1/3	0,75
[7]	Augustyn Łaguna Śliwka	400 600 900	0/2, 1/2 1/3 1/4	0,70 0,45 0,33	[9] [10]	Borgsmil ler Murray	1620	1/3	0,84
[19]	Srouji Kukreti	406 600	0/2 0/2	0,68 0,80	[17]	Ryan	600 1400	1/1 1/1, 1/3	0,90 0,83
[18]	SEI	1570	1/3	0,85	[20] [21]	Sumner Murray	600 750 900	1/1 1/2, 2/2 2/2	0,90 0,75 0,80
[12]	Hendrick Kukreti	406 600	0/2 0/2	0,72 0,78	[22]	Sumner	1560 750	1/1, 1/2 1/2	0,88 0,80
[14]	Morrison Astaneh- Asl Murray	750 1170 1570	1/3 1/3 1/3	0,72 0,81 0,77	[13]	Katula	1000	1/2 2/2	0,78
[8]	Bond Murray	710 900	1/2 1/2	0,74 0,80					

1) Wysokość belki
2) Liczba szeregów śrub zewnętrznych/wewnętrznych
3) Zakres strefy bez rozciąganych szeregów śrub wewnętrznych

Analizę komputerową modeli MES stosowano w odniesieniu do omawianych połączeń, jako weryfikację wyników badań eksperymentalnych [13],[17] oraz [20] do [22]. Dotychczasowe metody obliczeń doczołowych połączeń zginanych trzeba rozpatrywać z uwzględnieniem właściwych dla nich założeń i zaleceń projektowych. Projektowanie najprostszych i najbardziej rozpowszechnionych (skatalogowanych) w Europie połączeń zginanych opiera się na założeniu, że całkowity moment zginający przenoszą szeregi śrub bezpośrednio przylegające do pasa rozciąganego belki. Połączenia z wieloma szeregami śrub i grubymi blachami czołowymi obliczane są według publikacji niemieckich przy założeniu liniowo zmiennego rozkładu sił wewnętrznych i umownej osi obrotu styku blach czołowych na osi pasa ściskanego belki. W obliczeniu uwzględniane są tylko szeregi śrub znajdujące się w strefie rozciąganej powyżej osi obojętnej belki. W normie francuskiej [3] przyjęto umowną oś obrotu na licu wewnętrznym pasa ściskanego i określono kryteria stanu granicznego nośności poszczególnych szeregów śrub zależnie od nośności blachy czołowej, środnika oraz siły sprężenia. Podano zalecenia dotyczące grubości blach i usytuowania śrub przy założeniu, że w obliczeniu uwzględnia się śruby znajdujące się w strefie rozciąganej środnika. Norma polska [2] określa założenia dotyczące kształtowania połączeń, średnicy oraz klasy śrub i dla tych warunków podaje empiryczne współczynniki rozdziału obciążenia na poszczególne szeregi śrub w stanach granicznych nośności i rozwarcia styku sprężonego. W obliczeniu nośności połączenia względem osi pasa ściskanego uwzględniane są nie więcej niż 3 wewnętrzne szeregi śrub znajdujące się w odległości nie mniejszej od tego pasa niż $0{,}6h_o$. Przepisy amerykańskie [5] określają nośność szeregów i grup szeregów śrub z uwzględnieniem nośności blachy czołowej oraz wartość siły efektu dźwigni w poszczególnych szeregach zależnie od tego, czy o nośności połączenia decyduje nośność śrub, czy nośność blachy. W obliczeniach nośności połączenia względem osi pasa ściskanego uwzględnia się nie więcej niż 2 szeregi wewnętrzne (0/2), gdy blacha czołowa jest wpuszczona i nie więcej niż 3 szeregi wewnętrzne (1/3), gdy blacha czołowa jest wystająca. Najbardziej uniwersalną metodę projektowania połączeń doczołowych, która umożliwia projektowanie połączeń o różnej konfiguracji i dowolnej grubości blach czołowych wprowadziły przepisy europejskie [1], [4]. Nośność poszczególnych szeregów śrub w połączeniu jest wyznaczana metodą składnikową, na podstawie nośności śrub, blach czołowych i części łączonych. Siły efektu dźwigni nie są wyodrębniane. W obliczeniach nośności połączenia względem osi pasa ściskanego można uwzględniać nośność wszystkich szeregów śrub między pasem ściskanym i rozciąganym pod warunkiem, że nośność żadnego z pośrednich szeregów śrub nie jest większa niż $1{,}9\ F_{t,Rd}$ (patrz [1] 6.2.7.2(9)). Gdy jeden z szeregów śrub nie spełnia tego warunku stosuje się redukcję liniową nośności szeregów położonych bliżej pasa ściskanego. To kryterium uznano za wystarczające do oceny zdolności do odkształceń plastycznych każdego z szeregów śrub, w stopniu pozwalającym na osiągnięcie

nośności granicznej w szeregach sąsiednich. Jego zastosowanie w przypadku grubych blach czołowych sprowadza się do uwzględniania sił we wszystkich szeregach śrub, przy założeniu liniowo zmiennego rozkładu sił wewnętrznych z umowną osią obrotu na osi pasa ściskanego.

W projektowaniu można wyróżnić następujące rodzaje doczołowych połączeń zginanych:

a) połączenia belek o przekroju krępym, w których cały moment zginający przenoszą w stanie granicznym nośności szeregi śrub przylegające do pasa rozciąganego.
b) połączenia belek, w których siły rozciągające występujące w stanie granicznym nośności w poszczególnych częściach przekroju przenoszą szeregi śrub do nich przylegające.
c) połączenia belek, w których siły występujące w stanie granicznym nośności w niektórych częściach łączonych (np. w pasach rozciąganych) są większe od nośności szeregów śrub do nich przylegających.

W przypadku c) połączenia z wieloma szeregami śrub potrzebują zapewnienia zdolności do odkształceń w celu redystrybucji sił wewnętrznych przed osiągnięciem stanu granicznego nośności. Uniwersalność metody składnikowej zasługuje wtedy na szczególną uwagę wobec niedostatku badań eksperymentalnych i znacznych ograniczeń projektowych stosowanych w innych przepisach.

3. Opis przedmiotu analizy i metody badawczej

Przedmiotem analizy jest zginane połączenie doczołowe belki o przekroju dwuteowym W760x265x220 ze stali S355

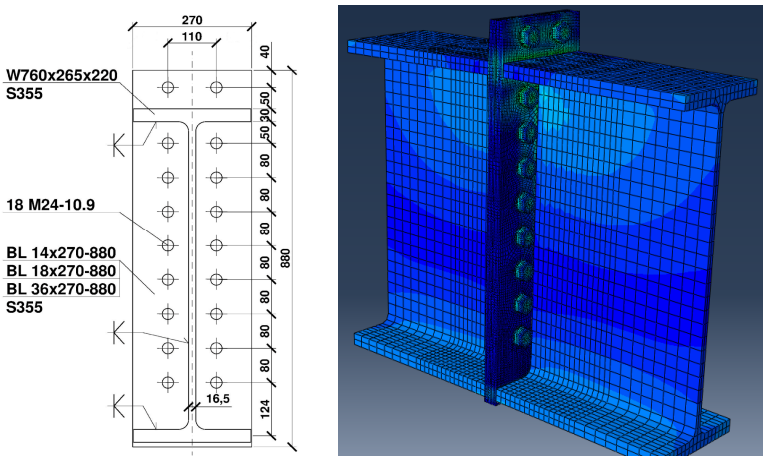
(W_y=7143cm^3 M_{Rd}=7143x0,355=2535 kNm)

z liczbą szeregów śrub 1/8 i blachami czołowymi o grubości 14 mm, 18 mm i 36 mm, sprężone 18 śrubami M24 klasy 10.9, zaprojektowane zgodnie z Eurokodem [1], którego schemat i komputerowy model pokazano na rys. 1

Charakterystyka połączenia:

Blacha czołowa (14;18;36)x270x880 mm - S355; Śruby M24-10.9: d=24 mm; $F_{t,Rd}$=254 kN; spoiny pasa k=30 mm; środnika a=9 mm; belka: t_f=30 mm, t_w=16,5 mm, h=779 mm, b_f=266 mm, f_y=355 MPa, b_p=270 mm.

Wybrane połączenie jest połączeniem o niepełnej nośności, w którym nośność szeregów śrub przylegających do pasa rozciąganego jest znacznie mniejsza od nośności przekroju tego pasa.



Rys. 1. Schemat i komputerowy model analizowanego połączenia belki (skala odkształceń 10:1)
Fig. 1. Scheme and FEM model of investigated beam splice (deflection scale 10:1)

Nośności poszczególnych szeregów śrub, obliczone metodą składnikową przy założeniu γ_{M0}=1,0 oraz γ_{M2}=1,25:

Dla blachy czołowej t_p=14 mm, styk 1/8:

$F_{T,2,Rd(1)} = 188kN < 1{,}9x254kN = 482kN$

$F_{T,2,Rd(2)} = 390kN < 1{,}9x254kN$

$F_{T,2,Rd(3\text{-}8)} = 151{,}9kN < 1{,}9x254kN$

Nośność środnika $F_{t,w,Rd}$= 468kN>151,9kN

$F_{T,2,Rd(9)} = 310kN < 1{,}9x254kN = 482kN$

Sprawdzenie nośności strefy ściskanej $M_{pl,y}$=8198x355x10^{-3}=2910kNm

$F_{c,fb,Rd}$=2910/(779-30)x10^3=3885kN h>600 mm według [1] / 6.2.6.7(1)

$F_{c,fb,Rd}$= $1{,}2b_f t_f f_{y,b}/\gamma_{M0}$=1,2x266x30x355x$10^{-3}$=3400kN

>188+390+6x151,9+310=1800kN

Nośność obliczeniowa połączenia

$M_{j,Rd}$=188x0,814+390x0,684+151,9(0,604+0,524+0,444+0,364+0,284+0,204)+
+ 310x0,124= 153+267+92+80+67,4+55,3+43,1+31+38,8 =827,6kNm

Dla blachy czołowej t_p =18 mm, styk 1/8:

$F_{T,2,Rd(1)} = 312kN < 1{,}9x254kN = 482kN$

$F_{T,2,Rd(2)} = 461kN < 1{,}9x254kN$

$F_{T,2,Rd(3\text{-}8)} = 338kN < 1{,}9x254kN$

Nośność środnika $F_{t,w,Rd}$= =468kN>338kN

$F_{T,2,Rd(9)} = 396kN < 1{,}9x254kN = 482kN$

Sprawdzenie nośności strefy ściskanej $M_{pl,y}$=8198x355x10^{-3}=2910kNm

$F_{c,fb,Rd}$=2910/(779-30)x10^3=3885kN h>600 mm według [1] / 6.2.6.7(1)
$F_{c,fb,Rd}$= 1,2b_f t_f $f_{y,b}$/γ_{M0}=1,2x266x30x355x10^{-3}=3400kN
>312+461+6x338+396=3197kN
Nośność obliczeniowa połączenia
$M_{j,Rd}$=312x0,814+461x0,684+338(0,604+0,524+0,444+0,364+0,284+0,204)+39
6x0,124= 254+315+204+177+150+123+96,0+68,9+49,1 =1437kNm

Dla blachy czołowej g=18 mm 3 szeregi śrub pod pasem górnym, styk 1/3:
$F_{T,2,Rd(1)} = 312kN < 1{,}9x254kN = 482kN$
$F_{T,2,Rd(2)} = 461kN < 1{,}9x254kN$
$F_{T,2,Rd(3)} = 338kN < 1{,}9x254kN$
Nośność środnika $F_{t,w,Rd}$= =468kN>338kN
$F_{T,2,Rd(4)} = 396kN < 1{,}9x254kN = 482kN$
Sprawdzenie nośności strefy ściskanej $M_{pl,y}$=8198x355x10^{-3}=2910kNm
$F_{c,fb,Rd}$=2910/(779-30)x10^3=3885kN h>600 mm według [1] / 6.2.6.7(1)
$F_{c,fb,Rd}$= 1,2b_f t_f $f_{y,b}$/γ_{M0}=1,2x266x30x355x10^{-3}=3400kN
>312+461+338+396=1508kN
Nośność obliczeniowa połączenia
$M_{j,Rd}$=312x0,814+461x0,684+338x0,604+396x0,524=254+315+204+207 =980kNm

Dla blachy czołowej t_p =36 mm, styk 1/8:
$F_{T,2,Rd(1)}$ = 621kN> 2x254=508kN> 1,9x254=482kN
$F_{T,2,Rd(2)}$ = 508kN
$F_{T,2,Rd(3-8)}$ = 502,7kN
Nośność środnika $F_{t,w,Rd}$= =468kN< 502,7kN
$F_{T,2,Rd(9)}$ = 508kN
Sprawdzenie nośności strefy ściskanej $M_{pl,y}$=8198x355x10^{-3}=2910kNm
$F_{c,fb,Rd}$=2910/(779-30)x10^3=3885kN h>600 mm według [1] / 6.2.6.7(1),
przy założeniu redukcji rozkładu sił na szeregi śrub według [1] /6.2.7.2(9).
$F_{c,fb,Rd}$= 1,2b_f t_f $f_{y,b}$/γ_{M0}=1,2x266x30x355x10^{-3}=3400kN >508(0,814+0,684+
0,604+0,524+0,444+0,364+0,284+0,204+0,124)/0,814= 508+426,9+376+327+
277+227+177+127+77=2522kN
Nośność obliczeniowa połączenia
$M_{j,Rd}$=508(0,814^2+0,684^2+0,604^2+0,524^2+0,444^2+0,364^2+0,284^2+0,204^2
+0,124^2)/0,814=1396kN

Modele komputerowe 3D połączeń i ich obliczenia wykonano korzystając z programu Abaqus. W obliczeniach uwzględniono następujące rodzaje nieliniowości:

- materiałową, która umożliwia zadanie wcześniej sparametryzowanych właściwości materiałowych, takich jak granica sprężystości i plastyczności stali w rozpatrywanym modelu dla poszczególnych typów elementów

połączenia (kształtowniki walcowane, blachy węzłowe i śruby wraz z podkładkami i nakrętkami). W stanie sprężystym założono sprężystość izotropową stali ze standardowymi wartościami modułów sprężystości i odkształcenia postaciowego oraz kryterium Hubera-Misessa. W obszarze pozasprężystym przyjęto zależność σ-ε dla stali gatunku S355. Zależność σ-ε dla śrub w połączeniu sprężonym uwzględniono w zakresie odkształceń granicznych wytrzymałości śrub na zerwanie f_u=1040MPa.

- brzegową, która uwzględnia parametry podparcia rozpatrywanego modelu (węzła) i zależności pomiędzy poszczególnymi elementami tworzącymi węzeł takie jak powierzchnie styku, docisku, tarcie pomiędzy poszczególnymi powierzchniami i wzajemne połączenia (więzy) typu kształtownik walcowany z blachą węzłową, nakrętki i łby śrub z trzpieniem.
- geometryczną, która występuje pod wpływem przemieszczeń i odkształceń poszczególnych elementów węzła oraz wstępnego naprężenia (sprężenia) śrub.

Prezentowane modele obliczeniowe MES węzłów obciążane były w dwóch krokach. W pierwszym kroku zastosowano skrócenie trzpieni śrub wprowadzające siły sprężenia. Określoną wielkość siły sprężenia (dla śrub M24-10.9 równą 225 kN) uzyskano poprzez dopasowanie skrócenia trzpieni do założonej wartości siły sprężenia. Wartość skrócenia trzpieni śrub jest zależna od grubości blach czołowych. W drugim kroku wprowadzono obciążenie momentem zginającym.

Strefę kontaktu śruby modelowano, jako docisk łba (nakrętki) śruby poprzez podkładkę na powierzchnię blachy.

W poszczególnych krokach iteracje obliczeniowe polegają na stopniowym przykładaniu obciążenia w kolejnych przypadkach, w których przeprowadzane są obliczenia dla określonej wartości poziomu obciążenia, do chwili otrzymania pełnej wartości obciążenia działającego na element.

W analizie nieliniowej uwzględniany jest wpływ odkształcenia modelu na jego zmianę sztywności, co odzwierciedla rzeczywiste zachowanie się połączenia. Zastosowany model obliczeniowy programu Abaqus został sprawdzony przez porównanie z wynikami badań eksperymentalnych sprężonych styków doczołowych przy osiowym rozciąganiu i przy zginaniu.

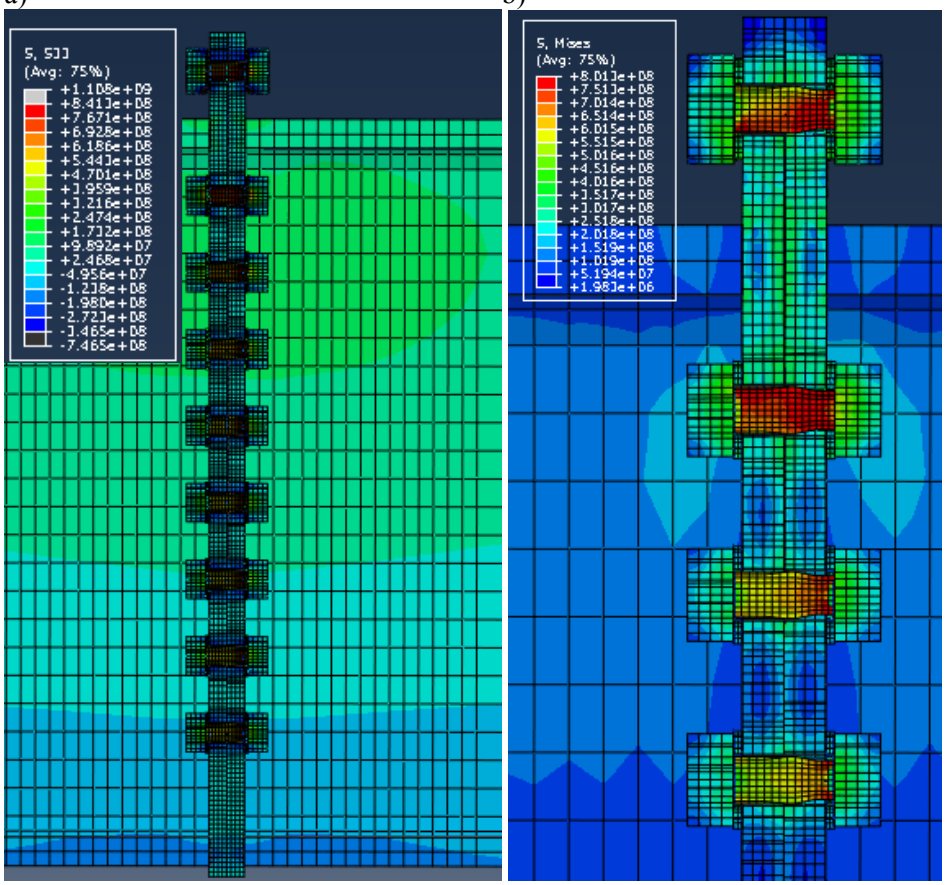
4. Wyniki analizy komputerowej

4.1 Informacje ogólne

Modele komputerowe analizowano jako sprężone i niesprężone w obliczeniowym stanie granicznym nośności według normy [1] oraz dla porównania przy obciążeniu momentem mniejszym. Siły wewnętrzne w śrubach F_t zostały odczytane w programie z bilansu naprężeń w przekrojach w połowie długości trzpieni śrub. Na przekrojach pionowych przez śruby

połączenia pokazanych na rys. 2 widoczna jest strefa największego wytężenia trzpieni śrub oraz środnika obejmująca 3 szeregi śrub pod pasem rozciąganym oraz wytężenie trzpieni śrub. Trzpienie śrub w szeregu 1 na zewnątrz pasa są zginane.

a) b)

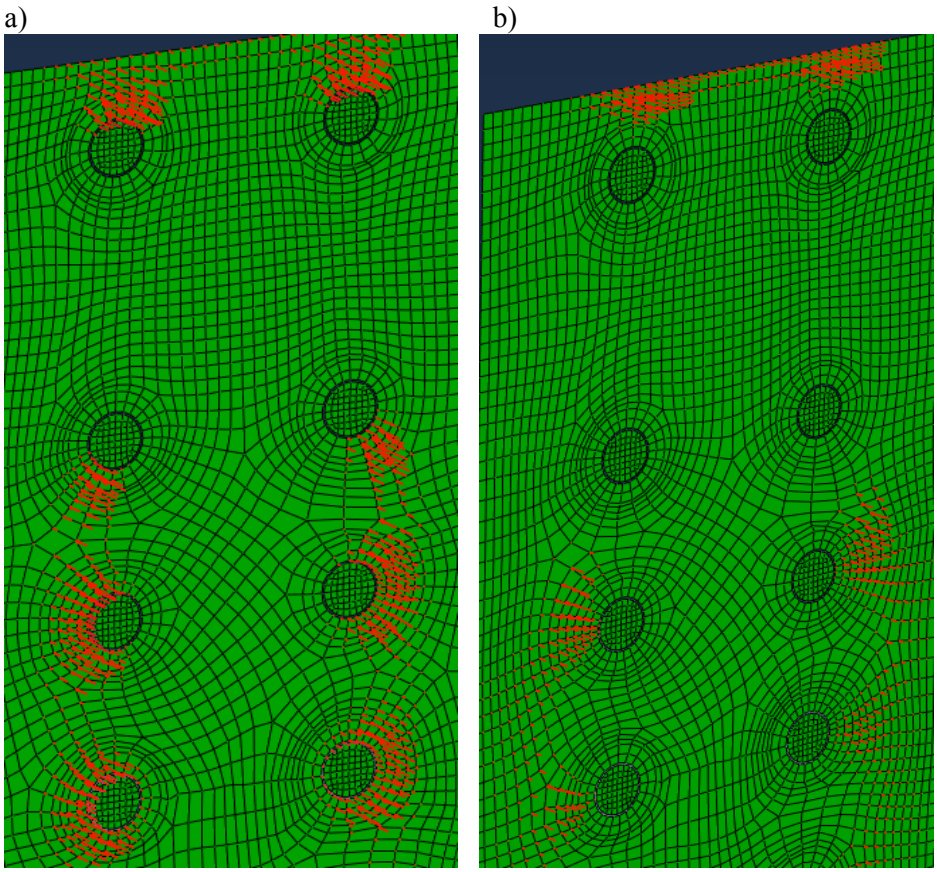


Rys. 2. Przekrój pionowy przez śruby w połączeniu, a) naprężenia σ_{33} [Pa], b) strefa najbardziej wytężona w powiększeniu (naprężenia wg Hubera-Misesa-Hencky'ego [Pa])

Fig. 2. Vertical section through the bolts in the splice, a) σ_{33} stresses [Pa], b) increased area of the maximal stresses (Huber-Mises-Hencky stresses [Pa])

Na rys. 3 pokazano rozkład naprężeń docisku w styku blach czołowych od strony swobodnego brzegu dla śrub w szeregach 1 do 4. Nierównomierność tego rozkładu powoduje dodatkowy przyrost sił w śrubach zwany efektem dźwigni. W miarę wzrostu obciążenia bryły docisku styku blach maleją i w wyniku oddziaływania efektu dźwigni przemieszczają się w kierunku brzegów swobodnych. Nie analizowano wpływu mimośrodowości brył docisku,

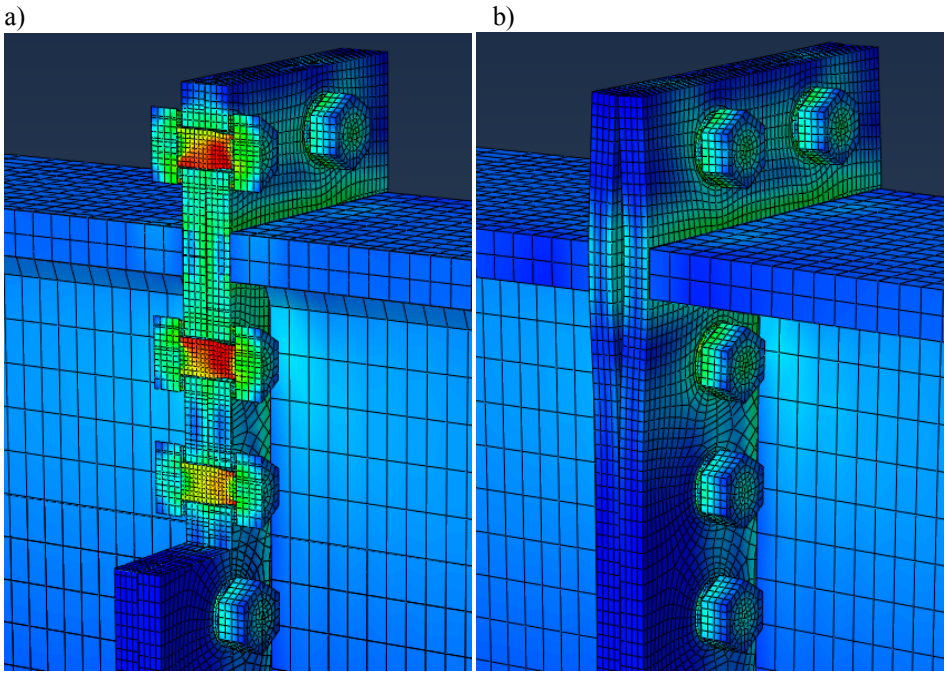
przyjmując, że odczytana wartość siły w śrubie F_t ten wpływ uwzględnia. Wypadkowe sił docisku Q_b, przypadające na pojedyncze śruby w szeregach, zostały wyznaczone przez zsumowanie sił w siatce elementów na powierzchniach styków poszczególnych króćców z dokładnością ±3%. Efektywną wartość siły w śrubie biorącą udział w przenoszeniu obciążenia obliczono odejmując siłę docisku od odczytanej siły w śrubie $F_{t,eff} = F_t - Q_b$. Rozkład sił wewnętrznych na poszczególne szeregi śrub zależy od rozkładu sił w przekrojach elementów łączonych i od sztywności blachy czołowej w tych szeregach, patrz [7]. Ta obserwacja z badań eksperymentalnych znajduje również potwierdzenie w wynikach analizy komputerowej, patrz 4.2, 4.3 i 4.4.



Rys. 3. Rozkład naprężeń docisku w styku blach połączenia 1/8, t_p=18 mm , obciążonego momentem 800 kNm - a) połączenie niesprężane - docisk wynikający z działania efektu dźwigni, b) połączenie sprężane - docisk wynikający z działania siły sprężającej i efektu dźwigni.

Fig. 3. Bearing stresses between end-plates of 1/8 splices, t_p=18 mm, $M_{j,Ed}$ = 800kNm, a) not prestressed connection – bearing stresses due to lever arm effect b) prestressed connection – bearing stresses due to prestressed forces and lever arm effect.

Siły w śrubach szeregu 1 przenoszące największe oddziaływania momentu zginającego połączenie i wpływ efektu dźwigni mają we wszystkich analizowanych przypadkach wartości mniejsze niż siły w szeregu 2 pracujące na mniejszym ramieniu z bardzo małym wpływem efektu dźwigni. W miarę wzrostu grubości blach maleją siły efektywne w szeregach dalszych od pasa rozciąganego. Odkształcenie styku na osi pasa rozciąganego, które pokazano na rys. 4 nie jest bezpośrednio zależne od stanu rozwarcia styku sprężonego i wynika głównie z podatności blach czołowych pomiędzy szeregami śrub przylegającymi do pasa.



Rys. 4. Odkształcenie styku blach t_p =18 mm w strefie pasa rozciąganego a) w skali 1:1, b) w skali 10:1.

Fig. 4. End plates deflections near the tension flange t_p =18 mm a) scale 1:1, b) scale 10:1.

Obliczenia wykonano dla połączeń sprężonych i niesprężonych typu 1/8 z blachami czołowymi o grubości 14 mm, 18 mm i 36 mm oraz dla połączenia typu 1/3 z blachami czołowymi o grubości 18 mm.

Wyniki obliczeń przedstawiono w formie tabelarycznej i rysunkowej. W tabl. 2 do 5 zestawiono, w odniesieniu do śrub w poszczególnych szeregach odczytaną wartość całkowitą siły rozciągającej F_t, wartość wypadkowej bryły naprężeń docisku Q_b, oraz siłę efektywną $F_{t,eff} = F_t - Q_b$ przenoszącą obciążenie zewnętrzne. Wartości sił docisku w połączeniach niesprężonych można uznać jako siły efektu dźwigni. Siły efektu dźwigni maleją w miarę wzrostu grubości

blach. Przy blachach o grubości 14 mm wystąpiły wokół śrub odkształcenia miseczkowe i jednostronna koncentracja naprężeń docisku. W tablicach podano również nośności obliczeniowe szeregów śrub $0{,}5F_{T,Rd}$ obliczone metodą składnikową wg [1], które powinny być odpowiednikami sił efektywnych. Siły efektywne w połączeniach sprężonych i niesprężonych mają wartości zbliżone. Uzyskano zgodność nośności obliczeniowej połączenia z momentem przenoszonym przez siły efektywne z dokładnością ok. 5%. Stosowane w metodzie składnikowej nośności obliczeniowe szeregów śrub mają jednak wartości zmniejszone o wpływ efektu dźwigni i nie oddają rzeczywistego stanu wytężenia śrub w połączeniu. We wszystkich rozpatrywanych przypadkach, szczególnie w szeregach dalej położonych od pasa rozciąganego, nośności te różnią się znacznie od wartości sił efektywnych. Odczytane wartości sił w śrubach F_t uwzględniające wpływ efektu dźwigni, są większe od nośności obliczeniowych śrub, przyjmowanych w metodzie składnikowej wg normy [1]. Obwiednie sił w poszczególnych szeregach śrub pokazano na rys. 5 do 7. Pod każdą tablicą podano wartości odkształceń styku na osi pasa rozciąganego.

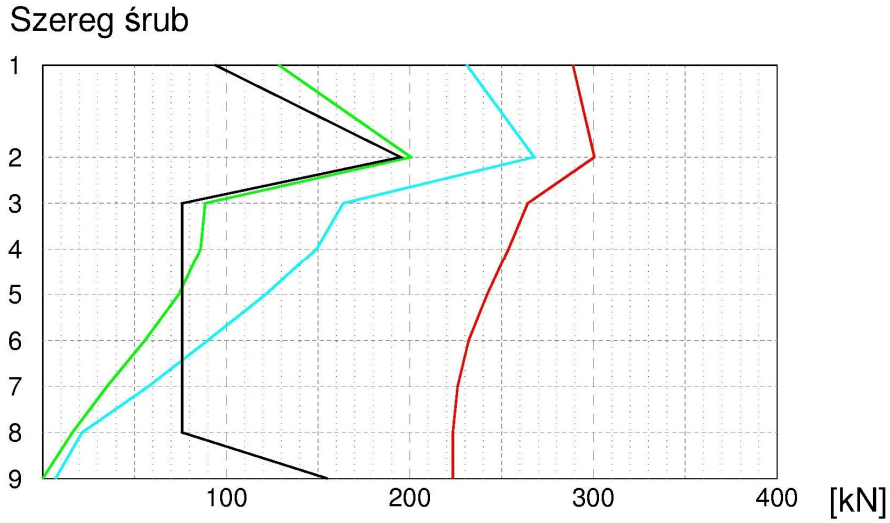
4.2 Połączenie 1/8 z blachami czołowymi o grubości t_p =14 mm

Tablica 2. Siły w śrubach (kN) w stanie granicznym nośności styku, t_p=14 mm [1)]

Table 2. Bolt forces (kN) at design moment resistance of the splice, t_p=14 mm

Nr/ramię szeregu /h_r[m]	$M_{j,Rd}$= 827kNm	Styk sprężony. $M_{j,Ed}$=800kNm			Styk niesprężony. $M_{j,Ed}$=800kNm		
	0,5 $F_{T,Rd}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$	F_{tn}	$-Q_{bn}$	$F_{tn,eff}$
1 / 0.814	94,0	288,8	162,3	126,5	231	106,1	124,9
2 / 0.684	195,0	300,5	99,5	200,6	267,7	55,4	212,3
3 / 0.604	76,0	264	175,5	88,5	163,7	88,5	75,2
4 / 0.524	76,0	254,3	168,3	86	149,1	68,5	80,9
5 / 0.444	76,0	243	168,9	74,1	121,5	51,1	70,4
6 / 0.364	76,0	233	177,3	55,7	89,9	36,9	53
7 / 0.284	76,0	227	192	35	57,6	23,7	33,9
8 / 0.204	76,0	224,2	208	16,2	21,4	10,4	11
9 / 0.124	155	224,5	224,5	0	7	2,4	4,6

1) Odkształcenie styku na osi pasa rozciąganego:
- w styku sprężonym na osi środnika Δ =1,64 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,73 mm
- w styku niesprężonym na osi środnika Δ =2,19 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=2,10 mm



Rys. 5. Obwiednie sił w śrubach w obliczeniowym stanie granicznym nośności styku t_p=14 mm dotyczące: - sił w styku sprężonym F_t (czerwone), w styku niesprężonym F_{tn} (niebieskie), - sił efektywnych w styku sprężonym $F_{t,eff}$ (zielone), - nośności obliczeniowych, metoda składnikowa $0{,}5F_{T,Rd}$ (czarne)

Fig. 5. Bolt forces envelopes at the design moment resistance of the splice 1/8, t_p=14 mm; line marking: - bolt forces in prestressed connection F_t (red), in not prestressed connection F_{tn} (blue), - effective bolt forces in prestressed connection $F_{t,eff}$ (green), - design row bolt forces acc. to components method $0{,}5F_{T,Rd}$ (black)

4.3 Połączenie z blachami czołowymi o grubości t_p =18 mm

Tablica 3. Siły w śrubach (kN) w styku 1/8, t_p=18 mm [1)]

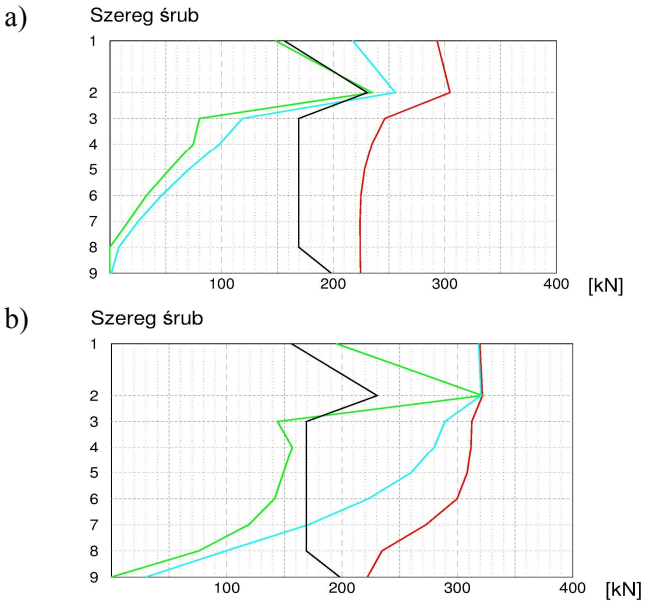
Table 3. Bolt forces (kN) in the splice 1/8, t_p=18 mm

Nr/ramię szeregu /h_r[m]	$M_{j,Rd}$= 1437kNm	Styk sprężony					
		$M_{j,Ed}$=800kNm			$M_{j,Ed}$=1437kNm		
	0,5 $F_{T,Rd}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$
1 / 0.814	156	293	145	148	319,2	124,3	194,9
2 / 0.684	230,5	304,6	70	234,6	321,7	0	321,7
3 / 0.604	169	247	167	80	312,5	168,5	144
4 / 0.524	169	234,6	160	74,6	311,8	155	156,8
5 / 0.444	169	227,7	174,4	53,3	308,5	159,3	149,2
6 / 0.364	169	224,5	190,7	33,8	299,8	158,3	141,5
7 / 0.284	169	224	207,4	16,6	272,7	153,7	119
8 / 0.204	169	224	224	0	234,5	158,8	75,7
9 / 0.124	198	224	224	0	221,6	221,6	0

		Styk niesprężony					
1 / 0.814	156	217,5	73,6	143,9	319,2	123	196,2
2 / 0.684	230,5	255,5	0	255,5	321,7	0	321,7
3 / 0.604	169	119,9	55,9	64	289,2	142	147,2
4 / 0.524	169	98,9	29,8	69,1	279,8	122,5	157,3
5 / 0.444	169	71,4	22,7	48,7	260	111,1	148,9
6 / 0.364	169	46,8	13,9	32,9	223	83,5	139,5
7 / 0.284	169	25,7	8,2	17,5	170,7	60,7	110
8 / 0.204	169	8,1	2,7	5,4	99,3	25,5	73,8
9 / 0.124	198	1,3	0	1,3	30,5	0	30,5

1) Odkształcenie styku na osi pasa rozciąganego:
w styku sprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =0,82 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=0,91 mm
- przy M=1437kNm- na osi środnika Δ =4,40 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=4,57 mm

w styku niesprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =1,05 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,14 mm
- przy M=1437kNm- na osi środnika Δ =5,07 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=5,23 mm



Rys. 6. Obwiednie sił w śrubach styku 1/8, t_p=18 mm - a) przy obciążeniu $M_{j,Ed}$=800kNm, b) w obliczeniowym stanie granicznym nośności, dotyczące:
- sił w styku sprężonym F_t (czerwone), w styku niesprężonym F_{tn} (niebieskie),
- sił efektywnych w styku sprężonym $F_{t,eff}$ (zielone), - nośności obliczeniowych, metoda składnikowa $0,5F_{T,Rd}$ (czarne)

Fig. 6 Bolt forces envelopes in the splice 1/8, t_p=18 mm- a) load $M_{j,Ed}$=800kNm, b) at the design moment resistance of the splice; line marking: - bolt forces in prestressed connection F_t (red), in not prestressed connection F_{tn} (blue), - effective bolt forces in prestressed connection $F_{t,eff}$ (green), - design row bolt forces acc. to components method $0,5F_{T,Rd}$ (black)

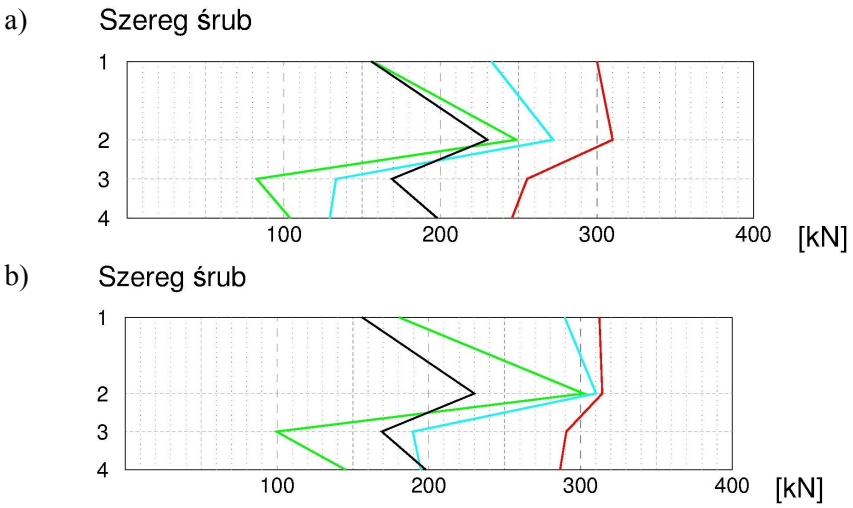
Tablica 4. Siły w śrubach (kN) w styku 1/3, t_p=18 mm [1)]

Table 4. Bolt forces (kN) in the splice 1/3, t_p=18 mm

Nr Szeregu /h[m]	$M_{j,Rd}$= 980 kNm	Styk sprężony					
		$M_{j,Ed}$=800kNm			$M_{j,Ed}$=980kNm		
	0,5 $F_{T,Rd}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$
1 / 0.814	156	300	144,1	155,9	312,4	132,2	180,2
2 / 0.684	230,5	308,6	60	248,6	314,3	12,2	302,1
3 / 0.604	169	255,4	172,7	82,7	290,6	191	99,6
4 / 0.524	198	245,7	141,1	104,6	286,5	141,4	145,1
		Styk niesprężony					
1 / 0.814	156	232,8	79,5	153,3	289,5	108,2	181,3
2 / 0.684	230,5	272	0	272	310,2	0	310,2
3 / 0.604	169	133,3	63,1	70,2	189,5	91,2	98,3
4 / 0.524	198	129,4	31,9	97,5	194,7	52,8	141,9

1) Odkształcenie styku na osi pasa rozciąganego:
w styku sprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =0,88 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=0,97 mm
- przy M=980kNm- na osi środnika Δ =1,48 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,58 mm

w styku niesprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =1,15 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,24 mm
- przy M=980kNm- na osi środnika Δ =1,83 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,93 mm



Rys. 7. Obwiednie sił w śrubach styku 1/3, t_p=18mm a) przy obciążeniu $M_{j,Ed}$=800kNm, b) w obliczeniowym stanie granicznym nośności, - oznaczenia jak na rys. 6.

Fig. 7. Bolt forces envelopes in the splice 1/3, t_p=18mm- a) load $M_{j,Ed}$=800kNm, b) at the design moment resistance of the splice; - line marking as on fig. 6.

4.4 Połączenie z blachami czołowymi o grubości t_p =36 mm

Tablica 5. Siły w śrubach (kN) w styku 1/8, t_p=36 mm [1)]

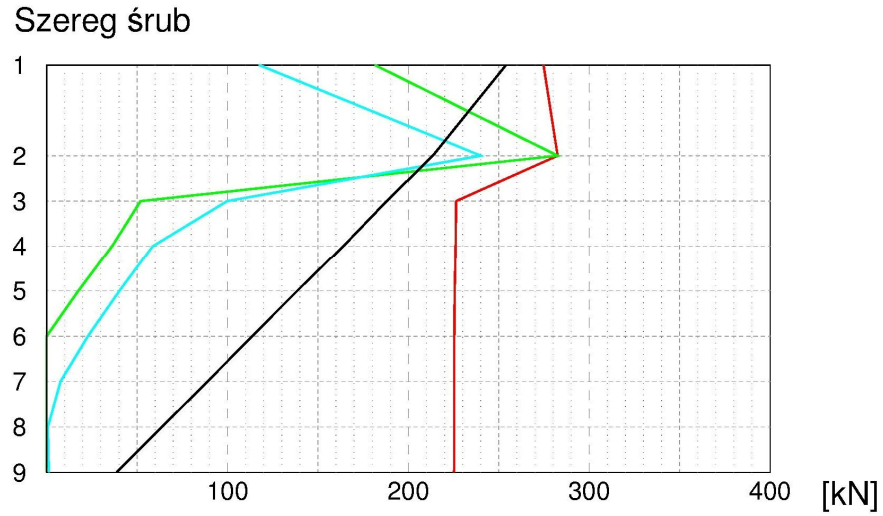
Table 5. Bolt forces (kN) in the splice 1/8, t_p=36 mm

Nr Szeregu /h[m]	$M_{j,Rd}$= 1396kNm	Styk sprężony					
		$M_{j,Ed}$=800kNm			$M_{j,Ed}$=1437kNm		
	0,5 $F_{T,Rd}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$	F_t	$-Q_b$	$F_{t,eff}$
1 / 0.814	254	274,7	93,2	181,5	314,1	23,4	290,7
2 / 0.684	213,5	282,5	0	282,5	315,6	0	315,6
3 / 0.604	188	226,4	174,5	51,9	300,2	0	300,2
4 / 0.524	164	226,1	189,9	36,2	241,1	156,5	84,6
5 / 0.444	138,5	225,6	208,1	17,5	229,1	150,8	78,3
6 / 0.364	113,6	225,4	225,4	0	225,2	184,3	40,9
7 / 0.284	88,9	225,4	225,4	0	224,6	224	0,6
8 / 0.204	63,7	225,4	225,4	0	224,6	224,6	0
9 / 0.124	38.7	225,2	225,2	0	224,4	224,4	0
		Styk niesprężony					
1 / 0.814	254	117,4	10,3	167,1	310,9	5,4	305,5
2 / 0.684	213,5	238,3	0	238,3	315,2	0	315,2
3 / 0.604	188	99,8	0	99,8	257	0	257
4 / 0.524	164	58,7	9,9	48,8	130,9	16,4	114,5
5 / 0.444	138,5	40,2	9	31,2	88,3	19,4	68,9
6 / 0.364	113,6	22,8	3,9	18,9	88,3	7,7	45
7 / 0.284	88,9	7,7	2,2	5,5	52,7	4,7	15,9
8 / 0.204	63,7	0,7	0	0,7	20,6	0	21
9 / 0.124	38.7	1,3	0	1,3	16,9	0	16,9

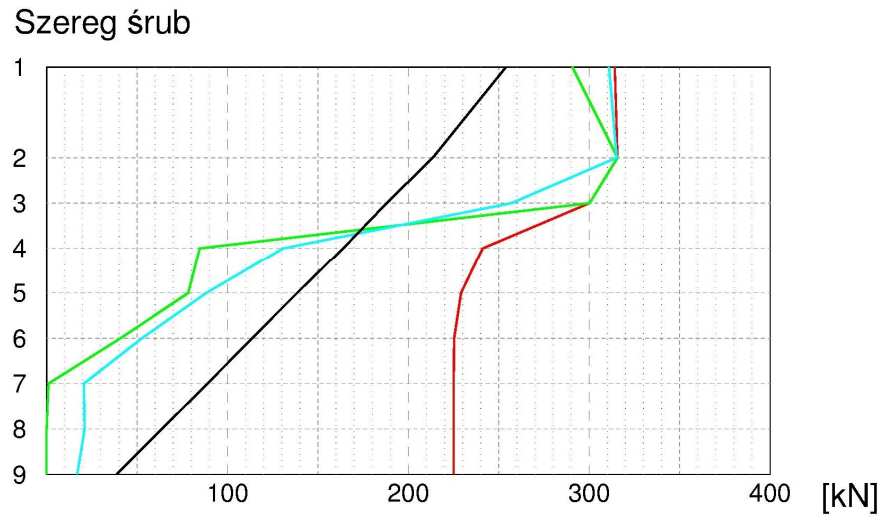
1) Odkształcenie styku na osi pasa rozciąganego:
w styku sprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =0,25 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=0,32 mm
- przy M=1437kNm- na osi środnika Δ =0,91 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,04 mm

w styku niesprężonym:
- przy M=800kNm- na osi środnika Δ =0,51 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=0,58 mm
- przy M=1437kNm- na osi środnika Δ =1,19 mm, na krawędzi blachy czołowej Δ=1,30 mm

a)



b)



Rys. 8. Obwiednie sił w śrubach w styku 1/8, t_p=36 mm -a) przy obciążeniu $M_{j,Ed}$=800kNm, b) w obliczeniowym stanie granicznym nośności, dotyczące:
- sił w styku sprężonym F_t (czerwone), w styku niesprężonym F_{tn} (niebieskie),
- sił efektywnych w styku sprężonym $F_{t,eff}$ (zielone), - nośności obliczeniowych, metoda składnikowa $0{,}5F_{T,Rd}$ (czarne)

Fig. 8. Bolt forces envelopes in the splice 1/8, t_p=36 mm- a) load $M_{j,Ed}$=800kNm, b) at the design moment resistance of the splice; line marking: – bolt forces in prestressed connection F_t (red), in not prestressed connection F_{tn} (blue), - effective bolt forces in prestressed connection $F_{t,eff}$ (green), - design row bolt forces acc. to components method $0{,}5F_{T,Rd}$ (black)

5. Wnioski

Wyniki przedstawione w p. 4 pozwalają na wyciągnięcie następujących wniosków, które dotyczą analizowanych (bez wpływów imperfekcji) połączeń zginanych z wieloma szeregami śrub o nośności obliczeniowej nie większej niż 60% nośności przekrojów łączonych belek:

5.1 Nośności obliczeniowe szeregów śrub wyznaczone metodą składnikową różnią się znacznie od wartości sił efektywnych biorących udział w przenoszeniu momentu zginającego połączenie, patrz rys. 5 do 8. Różnice występują zarówno w szeregach śrub przylegających do pasa rozciąganego, jak i w szeregach pośrednich przylegających tylko do środnika. Różnice maleją w miarę zmniejszania grubości blach czołowych.

5.2 Przyczyną rozbieżności opisanych w 5.1 jest przypuszczalnie brak uwzględnienia w metodzie składnikowej wpływu podatności szeregów śrub na rozkład sił wewnętrznych w połączeniu.

5.3 Udział w przenoszeniu obciążenia śrub w szeregach położonych poniżej osi obojętnej przekroju jest mały i zmniejsza się w miarę wzrostu grubości blach czołowych. Ograniczenia pod tym względem istniejące w niektórych przepisach i normach, (np. [2] i [5]) wydają się uzasadnione.

5.4 Nośności obliczeniowe szeregów śrub wyznaczone metodą składnikową uwzględniają w pewnym stopniu wpływ efektu dźwigni, ale nie pozwalają na ocenę rzeczywistego wytężenia śrub w obliczeniowym stanie granicznym nośności połączenia. Nośność obliczeniowa śrub w najbardziej wytężonych szeregach śrub jest w tym stanie przekraczana.

5.5 Wytężenie śrub w obliczeniowym stanie granicznym nośności w połączeniu sprężonym jest większe niż w połączeniu niesprężonym.

5.6 Metoda obliczeń połączeń zginanych z wieloma szeregami śrub podana w normie [1] wymaga weryfikacji pod względem wartości i rozkładu obliczeniowych sił wewnętrznych oraz uzupełnienia o możliwość oceny wytężenia śrub.

Piśmiennictwo

[1] PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych Część 1-8 Projektowanie węzłów. PKN. 2006.

[2] PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe Obliczenia statyczne i projektowanie

[3] NF P 22-460; 1979 Construction Métallique. Assemblages par boulons a serrage controlé. Dispositions constructive et vérification des assemblages

[4] Joints in Steel Constructions. Moment Connections. The Steel Construction Institute Publ. No. 207/95.

[5] Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections AISC 2002. Steel Design Guide Series 16.

[6] Abel M., Murray T.: Multiple Row Extended Unstiffened End-Plate Connection Tests. Research Report CE/VPI-ST-92/04 Department of Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg VA. 1992.

[7] Augustyn J., Łaguna J., Śliwka W. Badania sprężonych połączeń doczołowych stalowych belek dwuteowych. Inżynieria i Budownictwo Nr 11/12, 1982, s.293-296.

[8] Bond D., Murray T. Analytical and Experimental Investigation of a Flush Moment End-Plate Connection with Six Bolts at the Tension Flange. Research Report CE/VPI-ST-89/10 Department of Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg VA. 1989.

[9] Borgsmiller J., Sumner E., Murray T. Tests of Extended Moment End-Plate Connections Having Large Inner Pitch Distances. Research Report CE/VPI-ST-95/01 Department of Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg VA. 1995.

[10] Borgsmiller J. Simplified Method for Design of Moment End-Plate Connection. Thesis submitted to the faculty of Virginia Polytechnic Institute of State University, 1995.

[11] Douty R.T., Mc Guire W. High strength bolted moment connections. Journal of the Structural Division A.S.C.E. vol 91 So ST 2 April 1965 s.101-128.

[12] Hendrick D., Kukreti R., Murray T. Analytical and Experimental Investigation of Stiffened Flush End-Plate Connections with Four Bolts at the Tension Flange. Research Report FSEL/MBMA 86-01 Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma Norman OK. 1984.

[13] Katula L., Dunai L. Full scale tests on bolted beam-to-beam end-plate connections under bending. Bauingenieur Band 84 März 2009 132-138.

[14] Morrison S., Astaneh-Asl A., Murray T. Analytical and Experimental Investigation of the Multiple Row Extended Moment End-Plate Connection with Eight Bolts at the Beam Tension Flange. Research Report FSEL/MBMA 84-04 Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma Norman OK, 1986.

[15] Palme E. Schraubenkräfte in Kopfplattenstossen. Der Bauingenieur 49 /1974 H10 s.-394—396.

[16] Rodkey R., Murray T. Eight-Bolt Extended Unstiffened End-Plate Connection Test. Research Report CE/VPI-ST-93/10 Department of Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg VA. 1993.

[17] Ryan J. Evaluation of Extended End-Plate Moment Connections Under Seismic Loading Master of Science Civil Engineering Thesis. Virginia Polytechnic Institute, 1999.

[18] SEI. Multiple Row Extended End-Plate Connection Tests. Research Report Structural Engineers, Inc. Norman, OK, 1984.

[19] Srouji R., Kukreti R., Murray T. Yield-Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions. Research Report FSEL/MBMA 83-05 Fears Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma, Norman OK. 1983. + Addendum FSEL/MBMA 83-05 A – 1984.

[20] Sumner E., Murray T. Experimental Investigation of the MRE 1/2 End Plate Connections Research Report No CE/VPI-ST-01/14 submitted to Metal Building Manufactures Association Cleveland Ohio, 2001.

[21] Sumner E., Murray T. Experimental Investigation of the MRE 1/2 End Plate Connections Research Report No CE/VPI-ST-01/15 submitted to Metal Building Manufactures Association Cleveland Ohio, 2001.

[22] Sumner E. Unified Design of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic loading. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute, 2003.

ANALYSIS OF THE MOMENT RESISTANCE OF I-BEAM END PLATE CONNECTION WITH MULTIPLE BOLT ROWS.

S u m m a r y

The comparative analysis FEM and component method of multiple bolt rows end-plate moment connection has been presented. Investigated extended end-plate splice of W760x265x220 beam have one row extended and eight internal bolt rows between beam flanges. Steel S355 and bolts M24-10.9 class are assumed. Design moment resistances of the splice are calculated according to EN 1993-1-8 rules for three connections with end-plate thicknesses 14mm, 18mm, 36mm, as a partial strength, rigid and semi-rigid joints. The same limit states of design moment resistance were analyzed in three FEA models of prestressed and not prestressed connections in ABAQUS program. The adequacy of FEA model was checked through the comparison with other experimental test results. As the results bolt forces distribution in all bolt rows at the design moment resistances of the connections are presented. The main determined results are: internal forces distributions, values of bolt forces, bearing contact forces and effective bolt forces carrying external bending moment. The plastic deformation of the end-plate not sufficiently equalized the bolt forces in all rows. Maximal values of bolt forces in FEA models, except not prestressed splice with 14mm end-plate, was greater than design bolt tension resistance. Differences are pointed out between design moment resistance calculated accordingly to component method in EN 1993-1-8/6.2.7.2.(9) and based on more realistic forces in bolt-rows obtained from FEA models.

Key words: end-plate bolted connection, FEM analysis, bending connection, component method.

DOI: 10.7862/rb.2013.21

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 137 - 152

Paweł KAWECKI[1]
Wojciech KAWECKI[2]
Jan ŁAGUNA[3]

WYKORZYSTANIE WŁAŚCIWOŚCI POŁĄCZEŃ PŁYT WARSTWOWYCH NA WKRĘTY W OBLICZENIACH WSPÓŁPRACY POSZYCIA Z ELEMENTAMI KONSTRUKCJI

Przedstawiono właściwości połączeń płyt warstwowych na wkręty samowiercące, w oparciu o wyniki badań i prace wykonane na Politechnice w Karlsruhe. Celem referatu jest pokazanie wykorzystania właściwości połączeń w praktyce inżynierskiej. Płyty warstwowe są powszechnie stosowane jako elementy obudowy dachów i ścian. Mają one dużą sztywność w swojej płaszczyźnie, która może być wykorzystywana przy zabezpieczaniu przed utratą stateczności elementów konstrukcji wsporczych – płatwi dachowych, rygli i słupów ścian. Pokrycia z płyt warstwowych mogą być również traktowane jako przepony tarczowe w szkieletach konstrukcyjnych, szczególnie w budynkach małych lub tymczasowych. W połączeniach płyt są stosowane wkręty wiercone przez całą grubość płyty do konstrukcji wsporczej. Połączenia wkrętami są najsłabszymi i najmniej sztywnymi punktami tych konstrukcji. W obliczeniach przepon wykorzystuje się nośność połączeń na docisk i ich sztywność w odniesieniu do wewnętrznej oraz zewnętrznej ścianki płyty. Sposób obliczeń opiera się na regułach dotyczących stabilizacji elementów konstrukcji wsporczych przez przepony z płyt warstwowych, podanych w Normach Europejskich i Wytycznych ECCS. Przepony z płyt warstwowych i ich połączenia powinny mieć zapewnioną trwałość na cały okres eksploatacji obiektu. Autorzy polecają wykorzystywanie przepon z płyt warstwowych jako stężeń bocznych elementów zginanych lub ściskanych, a także jako ścinanych przepon tarczowych w konstrukcjach. Zastosowanie przepony z płyt warstwowych do stabilizacji płatwi z dwuteowników walcowanych objaśniono na przykładzie.

Słowa kluczowe: połączenia na wkręty, płyty warstwowe, współpraca poszycia, stabilizacja elementów

[1] Autor do korespondencji: Paweł Kawecki,. Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j. ul. Piękna 28/34 lok.13, 00-547 Warszawa, tel.: 22-628-80-84 pawel.kawecki@bimostostal.pl,

[2] Wojciech Kawecki, Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j. ul. Piękna 28/34 lok.13, 00-547 Warszawa, tel.: 22-628-80-84 wojciech.kawecki@bimostostal.pl,

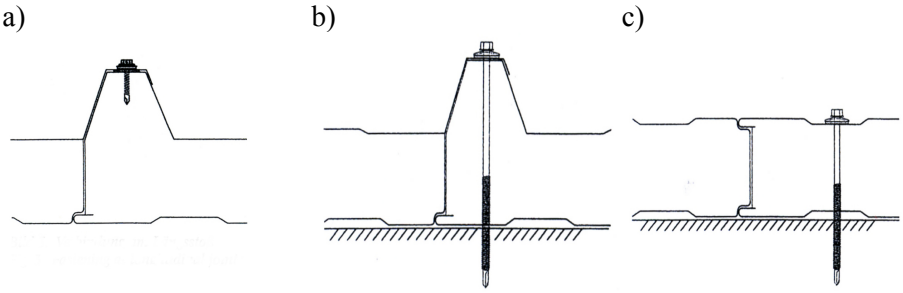
3 Jan Łaguna, Biuro Inżynierskie Mostostal sp.j. ul. Piękna 28/34 lok.13, 00-547 Warszawa, tel.: 22-628-80-84, jan.laguna@bimostostal.pl

1. Wstęp

W dotychczasowej praktyce inżynierskiej płyty warstwowe nie były traktowane jako elementy współpracujące ze szkieletem konstrukcji przy przenoszeniu obciążeń poziomych i nie były również uznawane za skuteczne do stabilizacji przed utratą stateczności elementów konstrukcji wsporczych. Wprowadzenie wkrętów do łączenia wzajemnego płyt i łączenia płyt z elementami podpierającymi oraz wykonane badania skłaniają do zmiany tego stanowiska. Konstruowanie małych obiektów z wykorzystaniem sztywności przestrzennej obudowy z płyt warstwowych oraz stabilizacja przed zwichrzeniem elementów wsporczych obudowy dachów i ścian za pomocą tych płyt są obecnie możliwe. Uzasadnienie stanowią przepisy, wyniki badań i publikacje cytowane w niniejszym referacie.

2. Charakterystyka połączeń płyt warstwowych na wkręty

W obudowie dachów i ścian z płyt warstwowych występują połączenia wzdłużne między płytami rys.1a i połączenia poprzeczne z podpierającymi elementami konstrukcji. Zewnętrzne i wewnętrzne ścianki metalowe płyt są łączone wkrętami z elementami podpierającymi konstrukcji, rys. 1b i 1c.



Rys.1. Połączenia płyt warstwowych wkrętami a) połączenie wzdłużne między płytami, b) połączenie z płatwią wiercone przez grzbiet fałdy, c) połączenie z płatwią wiercone przez płytę

Fig. 1. Screw fastenings of sandwich panels a) panels longitudinal fastening, b) panel-purlin fasting drilled through the flange, c) panel-purlin fasting drilled through the panel.

W obu przypadkach do połączeń są używane wkręty samowiercące z uszczelkami, które przenoszą obciążenia stałe i zmienne oraz siły wynikające z pracytarczowej. Połączenia płyt z elementami konstrukcji III klasy konstrukcyjnej są sprawdzane na obciążenie odrywające ssaniem wiatru. W konstrukcjach II klasy w celu stabilizacji elementów przed utratą stateczności można wykorzystywać nośność połączeń płyt z elementami i połączeń między płytami do przenoszenia sił stycznych od imperfekcji

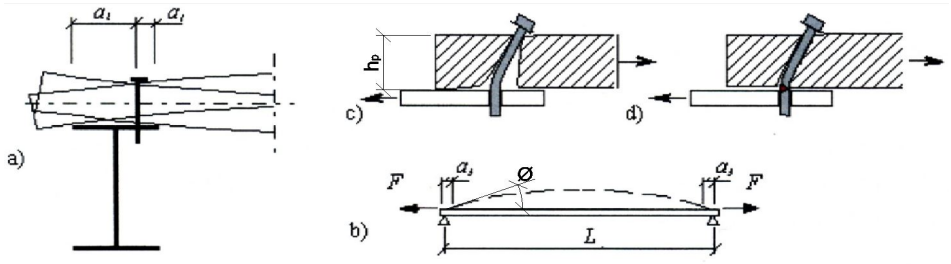
elementów, patrz [3] i [5]. Oddziaływania styczne w poszyciu z płyt warstwowych są przenoszone przez ścinanie połączeń zewnętrznej okładziny między płytami i połączeń wewnętrznej okładziny z elementami konstrukcji wsporczej. Oddziaływania normalne do powierzchni poszycia przenoszą wkręty pracujące na rozciąganie, wyrwanie z podłoża, wgniecenie łba w płytę i przeciągnięcie łba przez okładzinę zewnętrzną. Na skrajnych podporach płyt występują oprócz tego oddziaływania lokalne. Charakterystyczną formą zniszczenia połączeń płyt z podłożem jest wtedy pochylenie i zginanie trzpienia łącznika wywołane przez obrót płyty na podporze lub zmiany temperatury pomiędzy blachami okładzinowymi płyt. Trzeba brać przy tym pod uwagę, że obrót na podporach skrajnych wynikający z ugięcia jest ograniczony dopuszczalną wartością ugięcia płyt. Kąt obrotu płyty na podporze przy założeniu, że obciążenie jest ciągłe i rozłożone równomiernie, a ugięcie graniczne wynosi $w=l/200$, może osiągnąć wartość:

$$\phi = \frac{16w}{5l} = \frac{16}{5 \cdot 200} = 0{,}016 \tag{1}$$

Pochylenie trzpienia wkrętu z powodu ugięcia płyty w stanie użytkowalności jest więc wartością małą w porównaniu z największym dopuszczalnym pochyleniem (w mm) wkrętu ze stali węglowej wyznaczanym według [8] z wzoru:

$$u_{\max} = \frac{0{,}3h_p}{t_{\sup}} \geq 0{,}07h_p \tag{2}$$

gdzie: h_p– grubość płyty warstwowej



Rys. 2. Schematy odkształceń i oddziaływań w połączeniu płyty warstwowej na skrajnej podporze według [9] a) efekt dźwigni wynikający z utwierdzenia; b) siły błonowe wynikające z ugięcia płyty; c) owalizacja otworu w blasze wewnętrznej; d) zniszczenie trzpienia łącznika przy zginaniu i ścinaniu.

Fig. 2 Actions and deflections on the support of sandwich panel [9], a) prying forces effect from fixing moment, b) membrane forces due deflection of panel, c) deflection of internal sheet hole, d) failure mode fracture of the screw shank.

Schematy odkształceń i oddziaływań na podporze jednoprzęsłowej płyty pokazane na rys.2 mogą posłużyć do opisania obciążeń i form zniszczenia połączeń płyt występujących na podporach skrajnych. Dodatkowa siła rozciągająca wkręty wywołana efektem dźwigni przy obrocie płyty na podporze może wystąpić, gdy ramię dźwigni a_1 pokazane na rys. 2a jest dostatecznie duże. Siła ta w miarę odkształcania złącza lub w przypadku podatności belki na skręcanie maleje, ale może znacznie wzrosnąć przy skręcaniu belki wymuszanym wpływem zmian temperatury w płytach. Dodatkowa siła ścinająca połączenie rys. 2b, wynikająca z ugięcia płyty może wystąpić na podporach przęsła skrajnego. Siła ta maleje lub zanika w przypadku podatności poziomej belki skrajnej lub owalizacji otworów w blasze wewnętrznej.
Proces niszczenia połączenia przy ścinaniu rozpoczyna się od owalizacji otworów w blasze wewnętrznej rys.2c i wystąpienia siły zginającej trzpień, przekazywanej przez blachę zewnętrzną. Można przyjąć, że siła oddziaływania blachy wewnętrznej ma wartość stałą równą nośności na docisk. Siła przekazywana przez blachę zewnętrzną przyrasta w stanie granicznym do wartości ograniczonej nośnością wkrętu na zginanie rys.2d. Oceniając nośność wkrętu na zginanie trzeba uwzględnić sztywność jego osadzenia w warstwie izolacyjnej płyty. Należy również brać pod uwagę, że pochylenie trzpienia zmniejsza jego nośność na wyrywanie z podłoża i może spowodować nieszczelność wokół łba śruby.

Specyficzną cechą połączeń na wkręty w pokryciach z płyt warstwowych jest wielokrotnie zmienne obciążenie wkrętów zginaniem trzpienia w wyniku zmian temperatury między wewnętrznymi i zewnętrznymi blachami płyt. Widmo obciążenia temperaturą w ciągu 50 lat można opisać wg [3] następującym zakresem zmienności temperatury między blachą wewnętrzną i zewnętrzną w płycie Δt i liczbą cykli zmian N: $\Delta t = 40^oC$ - N=20000; $\Delta t = 60^oC$ - N=2000; $\Delta t = 70^oC$ - N=100. W takich przypadkach należałoby stosować zredukowaną o połowę nośność wkrętów na przeciąganie i wyrwanie. Należy również brać po uwagę zmienność obciążenia rozciągającego w śrubach przy ssaniu wiatru. Opierając się na zaleceniach [3] można przyjąć liczbę cykli obciążeń standardowych wiatrem N=50000 oraz obciążeń ekstremalnych N=8000.

3. Obliczanie nośności i sztywności połączeń płyt na wkręty

W połączeniach płyt z elementami konstrukcji występują następujące stany graniczne nośności na ścinanie;

- ścięcie (odklejenie) blachy wewnętrznej od warstwy izolacyjnej
- owalizacja otworu w blasze wewnętrznej,
- pochylenie i zgięcie trzpienia łącznika,
- owalizacja otworu w półce elementu wsporczego,
- ścięcie trzpienia łącznika,

Przy obciążeniach stycznych do płaszczyzny obudowy przyjmuje się wg [7] i [8], że wkręty przenoszą siły poprzeczne przez docisk i ścinanie trzpieni tylko w stykach z wewnętrznymi ściankami płyt. Wzory na nośność i sztywność tych połączeń podano w 3.1 i 3.2.

W przypadku połączeń blach zewnętrznych płyt stanami granicznymi na ścinanie są:
- uplastycznienie blachy przy docisku trzpienia i wyrwanie łącznika, patrz 3.3,
- ścięcie trzpienia łącznika szczególnie w przypadku stosowania nitów jednostronnych.

Sztywność połączeń między płytami można obliczać według wzoru podanego w 3.4.

Jako formy zniszczenia, które występują przy rozciąganiu (odrywaniu) połączeń płyt z elementami konstrukcji wsporczej można wymienić:
- wgniecenie łba wkrętu w płytę (przeciągnięcie przez blachę), przy uwzględnieniu sztywności materiału izolacyjnego, patrz 3.5,
- rozerwanie blachy w połączeniu, gdy łączniki usytuowano blisko brzegu płyty
- wyrwanie trzpienia wkrętu z podłoża, patrz 3.6,
- rozerwanie trzpienia wkrętu, patrz 3.7.

Projektując połączenia należy zapewnić ich zdolność do odkształceń, dobierając odpowiednie średnice wkrętów i ich usytuowanie na blasze.

W obliczeniach stosuje się nośności wkrętów określone w Aprobatach Technicznych wkrętów oraz nośności połączeń podane w Aprobatach Technicznych płyt warstwowych.

3.1 Nośność na docisk do wewnętrznej ścianki płyty wg [7]:

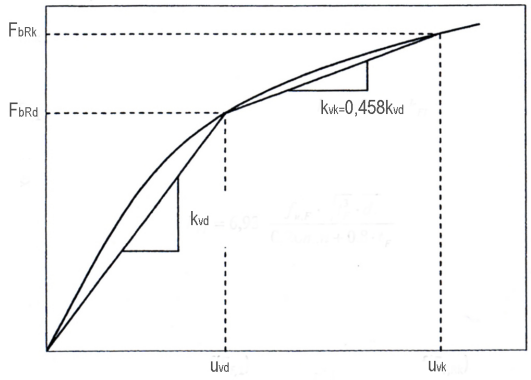
$$F_{b,Rd} = 4{,}2\, f_{u,i} \sqrt{t_i^3 d_1}\ /\gamma_{M2} \text{ dla } t_{sup}/t_i \geq 1{,}0, \text{ lecz } F_{b,Rd} \leq 1{,}5\, f_{u,min}\, t_i\, d_1\, /\gamma_{M2} \quad (3)$$

3.2 Sztywność przy ścinaniu połączenia płyty z elementem wsporczym:

Sztywność przy ścinaniu połączenia płyty warstwowej z elementem wsporczym przyjmuje się jako liniowo zmienną w zakresie nośności obliczeniowej połączenia na docisk, jak pokazano na rys. 3. Według [7] można ją wyznaczać z wzoru:

$$k_{vi,d} = 6{,}93 \frac{f_{u,i}\sqrt{t_i^3\, d_1}}{0{,}26 + 0{,}8 t_i} \quad \text{(wymiary w mm)} \quad (4)$$

gdzie: $f_{u,i}$, – wytrzymałość na rozciąganie stali w ściance wewnętrznej
t_i, t_{sup}, – grubość ścianki wewnętrznej, grubość podłoża
d_1 – średnica rdzenia wkrętu
γ_{M2} =1,25



Rys. 3. Zależność między siłą ścinającą wkręt i przemieszczeniem w styku płyty warstwowej z podłożem wg [7] (k_{vk} – sztywność postaciowa w drugim zakresie sztywności)

Fig. 3. Load-displacement curve for hole elongation of external sheet [7] (k_{vk} – second range shear stiffness).

3.3 Nośność na docisk do zewnętrznej ścianki w połączeniach między płytami wg [7] i [8]:

$$F_{b,Rd} = 3{,}2\, f_{u,e} \sqrt{t_e^3 d_1}\ /\gamma_{M2} \tag{5}$$

3.4 Sztywność przy ścinaniu połączenia między płytami według [7]:

$$k_{ve,d} = 1{,}9\, t_e\, d \ \text{kN/mm} \tag{6}$$

gdzie: $f_{u,e}$ – wytrzymałość na rozciąganie stali w ściance zewnętrznej
t_e – grubość ścianki zewnętrznej
d_1,d– średnica rdzenia, średnica nominalna wkrętu

3.5 Nośność wkrętu na wgniecenie łba w płytę i przeciąganie łba przez blachę wg [7] i [8]:

- gdy płyta jest mocowana bezpośrednio na płaszczyźnie lub za pośrednictwem nasadki na grzbiecie fałdy

$$F_{p,Rd} = \left(2{,}21\sqrt{E_c\, f_c}\, d_w^2 + 0{,}65\, t_e\, f_{u,e} d_w\right)/\gamma_{M2} \tag{7}$$

- gdy płyta jest mocowana na grzbiecie fałdy bez nasadki wartość wyznaczoną wzorem (7) należy pomnożyć przez współczynnik

$$\eta = 0{,}55 + 0{,}45 e^x \quad gdzie \quad x = -\left(\frac{8 d_w}{\pi\, b_1}\right)^2 \tag{8}$$

3.6 Nośność wkrętu na wyrwanie z podłoża wg PN-EN 1993-1-3/tabl.8.2 [1]:

$$\text{gdy } t_{sup} / s < 1: \quad F_{o,Rd} = 0{,}45\, d\, t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2} \tag{9}$$

$$\text{gdy } t_{sup} / s \geq 1: \quad F_{o,Rd} = 0{,}65\, d\, t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2} \tag{10}$$

przy czym: 0,5 mm $\leq t \leq$ 1,5 mm; $t_1 \geq$ 0,9 mm; $f_u \leq 550$ N/mm^2

3.7 Nośność wkrętu na rozciąganie (gdy brak jest danych od producenta):

$$F_{t,Rd} = 0{,}21\pi\, d_1^2 f_{u,e} / \gamma_{M2} \tag{11}$$

gdzie we wzorach (7) do (11):

s – skok gwintu
$f_{u,e}$ – wytrzymałość na rozciąganie stali w ściance zewnętrznej
t_e – grubość ścianki zewnętrznej
t_{sup} – grubość podłoża
d_1, d_w – średnica rdzenia wkrętu, średnica podkładki
b_1 – szerokość grzbietu fałdy płyty
E_c , f_c – moduł ściśliwości, wytrzymałość na ściskanie materiału izolacyjnego w płycie z uwzględnieniem uszczelki pod podkładką (PU/EPS).

3.8 Ocena właściwości wkrętów

W Aprobatach Technicznych wkrętów samowiercących do płyt warstwowych oprócz nośności na ścinanie i na rozciąganie podawana jest największa wartość odchylenia łba zależnie od grubości płyty i grubości podłoża.

Rodzaj wkrętów i sposób wykonywania połączeń jest ustalany przez producentów płyt warstwowych na podstawie wyników badań i podawany w Aprobatach Technicznych i wytycznych montażu danego typu płyt. Sposób wykonywania tych badań opisany w wytycznych ECCS TC7 TWG 7.9 [3] przewiduje ocenę nośności:

- na wyrwanie, rozciąganie i przeciąganie łączników bezpośrednich i ukrytych z uwzględnieniem właściwości warstwy izolacyjnej płyty;
- na docisk (ścinanie) w styku trzpienia z wewnętrzną blachą płyty;
- na ścinanie panelu składającego się z kilku płyt warstwowych;
- na zginanie trzpienia wkrętu (także przy obciążeniach wielokrotnych) z uwzględnieniem warstwy izolacyjnej płyty;
- na rozciąganie łączników w złączu z pojedynczą blachą;
- na ścinanie łączników w złączu z pojedynczą blachą.

Odrębnymi badaniami sprawdza się sposób połączenia płyt do konstrukcji na podporach, szczególnie pod względem odległości łączników od brzegu płyt i wpływu obrotu płyt na zginanie i rozciąganie łączników.

4. Stabilizacja elementów wsporczych przez płyty warstwowe łączone wkrętami

Jako ciągłe podparcie boczne uznaje się odpowiednio gęste i sztywne podparcie punktowe łączące pas belki z poszyciem z blachy lub z płyt warstwowych. Sztywność postaciowa tarczy potrzebna według EN-1993-1-1/BB2.1 do zabezpieczenia pasa belki przed przesunięciem bocznym powinna spełniać warunek:

$$S_{act} \geq \left(EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0{,}25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \tag{12}$$

gdzie: S_{act} - sztywność postaciowa poszycia (na jednostkę długości belki) wyznaczona z wzoru (14)
I_{ω}- moment bezwładności przy skręcaniu skrępowanym (wycinkowy)
I_t- moment bezwładności przy skręcaniu swobodnym (St.Venanta)
I_z- moment bezwładności przekroju względem osi z-z
L- długość belki
h- wysokość belki.

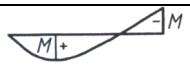
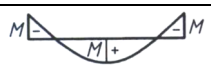
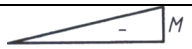
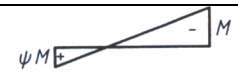
Belkę można uważać według EN-1993-1-1/BB2.2 za skutecznie stężoną przeciwskrętnie jeśli spełniony jest warunek:

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} K_{\vartheta} K_{\upsilon} \tag{13}$$

gdzie: $C_{\vartheta,k}$ - sztywność obrotowa (na jednostkę długości belki) związana z poszyciem i jego połączeniami według wzoru (BB4) z EN-1993-1-1 [1] lub wzoru (10.11) z EN-1993-1-3 [2]
$M_{pl,k}$ - wartość charakterystyczna nośności plastycznej przekroju belki przy zginaniu.
K_{υ} = 0,35 w przypadku analizy sprężystej
K_{υ} = 1,0 w przypadku analizy plastycznej
K_{ϑ} - współczynnik uwzględniający rozkład momentów i warunki zamocowania, patrz tabl.1

Tablica 1. Współczynniki K_g uwzględniające rozkład momentów i warunki zamocowania pasa w zależności od krzywych wyboczenia[1)] według DIN-EN 1993-1-1/NA

Table 1 Equivalent uniform moment factors K_g depend of buckling curves, according to DIN-EN 1993-1-1/NA

Poz.	Rozkład momentów	Oś obrotu swobodna			Oś obrotu skrępowana		
		b	c	d	b	c	d
1		6,8	10,0	14,2	0	0	0
2		4,8	7,3	10,9	0,030	0,041	0,067
3		4,2	6,4	9,7	0,032	0,044	0,072
4		2,8	4,4	7,1	0	0	0
5		0,89	1,4	2,6	0,38	0,60	1,1
6	 $\Psi \leq -0,3$	0,47	0,75	1,4	0,23	0,36	0,65

1) Krzywa b- dwuteowniki walcowane $h/b \leq 2$;
Krzywa c- dwuteowniki walcowane $h/b > 2$ oraz spawane $h/b \leq 2$;
Krzywa d- dwuteowniki spawane $h/b > 2$ oraz inne kształtowniki.

Uzyskanie odpowiedniej sztywności obrotowej elementu przez połączenie z płytami warstwowymi jest trudne do zrealizowania, nie tylko z powodu podatności materiału izolacyjnego płyt, ale przede wszystkim ze względu na trudność zapewnienia odpowiedniego ramienia sił wewnętrznych w styku z półką elementu przy osadzaniu wkrętów przez płyty. Z tego powodu w poszyciu z płyt warstwowych można obecnie zalecać wykorzystywanie tylko sztywności na ścinanie. Poszycie takie może być wykorzystane do stabilizacji elementów przed utratą stateczności lub współpracy tarczowej w szkieletach konstrukcyjnych w następujących przypadkach:

- w elementach zginanych wg poz.1, 4 i 5 w tabl.2 o przekroju symetrycznym względem osi *z*, z podpartym bocznie na całej długości pasem ściskanym lub pasem rozciąganym (w przypadku uwzględniania wpływu zwichrzenia względem stabilizowanej osi obrotu).
- w elementach zginanych o przekroju dwuteowym o wysokości do 200mm, patrz [4] lub o przekroju rurowym wg poz. 2, 3 i 6 w tabl.2 z podpartym bocznie pasem ściskanym nie na całej długości przęsła.
- w pasach ściskanych kratownic o przekroju dwuteowym o wysokości do 200mm, patrz [4] lub o przekroju rurowym podpartych bocznie na całej długości.

- w szkieletach konstrukcyjnych przenoszących obciążenia styczne przez tarcze poszycia przegród.

Warunkiem niezbędnym do spełnienia przy projektowaniu konstrukcji stabilizowanych płytami warstwowymi jest tak jak w przypadku blach profilowanych zapewnienie odpowiedniej trwałości połączeń i płyt przez cały okres eksploatacji konstrukcji.

5. Sztywność postaciowa panelu z płyt warstwowych

Sztywność postaciową panelu z płyt warstwowych wyznacza się na podstawie podatności jego części składowych. Sztywność panelu potrzebna do stabilizacji elementu wyznaczona z wzoru (14) powinna spełniać warunek (12):

$$S_{act} = \frac{L}{c(n+1)} \text{ kN/mm} \tag{14}$$

gdzie: c- podatność panelu na ścinanie c= $c_{1.2}$+ $c_{2.1}$+ $c_{2.2}$ mm/kN
n- liczba przęseł między płatwiami na długości panelu

Składniki podatności panelu na ścinanie oblicza się z wzorów :

Składnik podatności dolnej blachy płyty

$$c_{1.2} = \frac{2L\alpha_2(1+\nu)\left[1+\frac{2h_p}{d}\right]}{E\,t_i\,b} \text{ mm/kN} \tag{15}$$

gdzie: h_p- grubość płyty
d- szerokość płyty
L-rozpiętość elementu
t_i -grubość dolnej okładziny płyty
b- długość panelu
α_2 – współczynnik wpływu płatwi pośrednich wg tabl.5.4 [4] patrz tabl.2
E; ν – moduł sprężystości i współczynnik Poissona stali

Składnik podatności połączeń z elementem

$$c_{2.1} = \frac{2L\,s_p\,p\alpha_3}{b^2} \text{ mm/kN} \tag{16}$$

gdzie: s_p -podatność połączenia płyty z płatwią wkrętem z uszczelką neoprenową

$$s_p = \frac{1}{k_{vi,d}} = \frac{0{,}26 + 0{,}8t_i}{6{,}93 f_{u,i}\sqrt{t_i^3\, d_1}} \quad \text{mm/kN} \tag{17}$$

$f_{u,i}$- wytrzymałość stali w dolnej okładzinie
d_1 – średnica rdzenia wkrętu
p- rozstaw łączników wzdłuż panelu
α_3 – współczynnik wpływu płatwi pośrednich wg tabl.5.4 [4] patrz tabl.2

Tablica 2. Współczynniki wpływu płatwi pośrednich wg. tabl.5.4 [4]
Table 2. Factors to allow for the effect of intermediate purlins acc. to tabl. 5.4 of [4]

Liczba płatwi na długości panelu n_p	3	4	5	6	7	8	9	10
α_2	1,00	0,75	0,67	0,55	0,50	0,44	0,40	0,36
α_3	1,00	0,90	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49

Składnik podatności połączeń w szwach między płytami

$$c_{2.2} = \frac{2s_s\, s_p\, (n_{sh} - 1)}{2n_s\, s_p + \beta_1\, n_p\, s_s} \quad \text{mm/kN} \tag{18}$$

gdzie: s_s -podatność połączenia wzajemnego płyt wkrętem

$$s_s = \frac{1}{k_{ve,d}} = \frac{1}{1{,}9 t_e d_1} \quad \text{mm/kN} \tag{19}$$

t_e – grubość okładziny zewnętrznej
n_s - liczba łączników na długości panelu
n_p - liczba elementów wsporczych na długości panelu
n_{sh} - liczba płyt na rozpiętości elementu
β_1 – współczynnik wg tabl.5.2 [4] dla liczby łączników na szerokości płyty $n_f \leq 3$ $\beta_1 = \beta_3 = 1{,}0$

Sprawdzenie nośności połączeń:
Nośność panelu na ścinanie

$$P_{\max} = \frac{n_s}{n} F_s + \frac{\beta_1 n_p}{\beta_3 n} F_p \quad \text{kN} \tag{20}$$

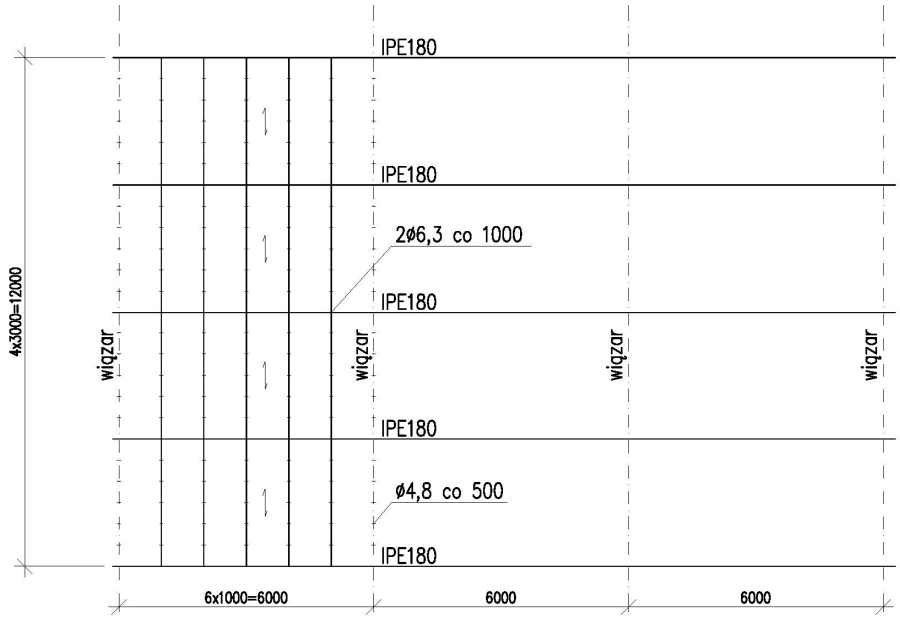
Nośność połączeń z płatwią

$$\frac{0{,}6bF_p}{\alpha_3 p} > P_{\max} \tag{21}$$

Nośność połączenia płyty do płatwi F_p i połączenia między płytami F_s oblicza się z wzorów (3) i (5)

6. Przykład

Sprawdzić stabilizację przed zwichrzeniem układu płatwi ciągłych podpierających pokrycie z płyt warstwowych Ruukki SP2C140/100 PU/PIR. Płyty o wymiarach 1,00x12,00m i grubości h_p=140mm mają okładzinę dolną o grubości 0,4mm i górną o grubości 0,5mm ze stali S280GD. Płatwie o rozpiętości L= 6,00m z dwuteowników IPE180 ze stali S235JR są rozstawione co a= 3,00m. Wymiary połaci dachowej oraz układ elementów wsporczych i płyt pokazano na rys. 4 Połączenia płyt z płatwiami wkrętami samowiercącymi 2Ø6,3mm co p=1000mm, a między sobą wkrętami Ø4,8 co 500mm.



Rys. 4. Schemat konstrukcji połaci dachowej z poszyciem z płyt warstwowych

Fig. 4. Roof structure schema with sandwich panels shear diaphragm

Płatew A=23,9cm^2 W_y=146cm^3 I_ω=7431cm^6 I_T=4,79cm^4 I_z=101cm^4
Blacha płyty t= 0,4mm f_u=360MPa E=210kN/mm^2
Wkręty samowiercące JT3-D-12H-6,3x175-V19 po 2 szt w połączeniu do każdej płatwi i JT3-2H-4,8x19-V14 co 500mm w szwach między płytami.
Liczba płatwi na długości panelu n_p.=5 wg tabl. 2 α_2=0,67 α_3=0,80
Liczba łączników na szerokości płyty n_f=2 β_1= β_3=1,0
Liczba łączników na długości panelu n_s=12000/500=24
Liczba płyt na szerokości panelu n_{sh}=6
n=b/a=12000/3000=4
Rozstaw łączników p=1000mm
Szerokość płyty d=1000mm
Grubość płyty h_p=140mm
Współczynnik Poissona ν=0,3

Sprawdzenie sztywności panelu

Składnik podatności dolnej blachy płyty wg wzoru (15)

$$c_{1.2} = \frac{2L\alpha_2(1+\nu)\left[1+\frac{2h_p}{d}\right]}{E\,t\,b} = \frac{2x6000x0{,}67(1+0{,}3)\left[1+140/1000\right]}{210x0{,}4x12000} = 0{,}012\text{mm/kN}$$

Podatność połączenia płyty z płatwią wkrętem z uszczelką neoprenową wg wzoru (17)

$$s_p = \frac{1}{k_{vi,d}} = \frac{0{,}26+0{,}8t_i}{6{,}93f_{u,i}\sqrt{t_i^3\,d_1}} = \frac{0{,}26+0{,}8x0{,}4}{6{,}93x0{,}360\sqrt{0{,}4^3\,x6{,}3}} = 0{,}37\text{ mm/kN}$$

Składnik podatności połączeń z płatwią wg wzoru (16)

$$c_{2.1} = \frac{2L\,s_p\,p\alpha_3}{b^2} = \frac{2x6000x0{,}37x1000x0{,}80}{12000^2} = 0.024mm/kN$$

Podatność połączenia wzajemnego płyt wkrętem wg. wzoru (19)

$$s_s = \frac{1}{k_{ve,d}} = \frac{1}{1{,}9t_e d_1} = \frac{1}{1{,}9x0{,}5x4{,}8} = 0{,}22 \text{ przyjęto } s_s=0{,}25 \text{ wg zaleceń [8]}$$

Składnik podatności połączeń w szwach między płytami wg. wzoru (18)

$$c_{2.2} = \frac{2s_s\,s_p\,(n_{sh}-1)}{2n_s\,s_p+\beta_1\,n_p\,s_s} = \frac{2x0{,}25x0{,}35(6-1)}{2x24x0{,}35+1{,}0x5x0{,}25} = 0{,}048mm/kN$$

Podatność panelu na ścinanie c=0,012+0,024+0,048=0,084mm/kN
Sztywność postaciowa panelu wg. wzoru (14)

$$S_{act} = \frac{L}{c(n+1)} = \frac{6000}{0{,}084(4+1)} = 14286kN$$

Sztywność potrzebna do stabilizacji płatwi w płaszczyźnie panelu wg wzoru (12)

$$S_p = \left(EI_\omega \frac{\pi^2}{L^2} + GI_T + EI_z h^2 \frac{\pi^2}{4L^2} \right) \frac{70}{h^2} =$$

$$\left(21000x7431 \frac{\pi^2}{600^2} + 8100x4{,}79 + 21000x101x18^2 \frac{\pi^2}{4x600^2} \right) \frac{70}{18^2} = 10324kN < S_{act}$$

Sprawdzenie nośności połączeń

Nośność połączenia płyty do płatwi na 2 wkręty wg wzoru (3)

$$F_{\mathrm{p}} = 2\mathrm{x}4{,}2 f_{\mathrm{u,i}} \sqrt{t_i^3 d_1} \frac{1}{\gamma_{M2}} = 2x4{,}2x360x0{,}8\sqrt{0{,}4^3 x6{,}3} = 1{,}54kN$$

Nośność połączenia między płytami na jeden wkręt wg wzoru (5)

$$F_{\mathrm{s}} = 3{,}2 f_{\mathrm{u,e}} \sqrt{t_e^3 d_1} = 3{,}2x360x0{,}8\sqrt{0{,}5^3 x4{,}8} = 0{,}71kN$$

Nośność panelu na ścinanie wg wzoru (20)

$$P_{\max} = \frac{n_s}{n} F_s + \frac{\beta_1 n_p}{\beta_3 n} F_p = \frac{24}{4} 0{,}71 + \frac{5}{4} 1{,}54 = 6{,}19kN$$

Nośność połączeń z płatwią wg wzoru (21)

$$\frac{0{,}6bF_p}{\alpha_3 p} = \frac{0{,}6x12000x1{,}54}{0{,}8x1000} = 13{,}86kN > P_{\max} = 6{,}19kN$$

Sztywność panelu i nośność jego połączeń spełniają wymagania niezbędne do stabilizacji projektowanych płatwi przed zwichrzeniem.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-1Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych; Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

[2] PN-EN 1993-1-3+AC:2008 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych; Część 1-3: Reguły ogólne- Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.

[3] Preliminary European Recommendations for the Testing and Design of Fastenings for Sandwich Panels ECCS N^{o} 127. CIB N^{o} 320. 2009

[4] European Recommendations for the Application of Metal Sheeting as a Diaphragm-Stressed Skin Design. ECCS N^{o} 88 1995

[5] Dürr M. Podleschny R. Saal H. Untersuchungen zur Drehbettung von biegedrillknickgefährdeten Trägern durch Sandwichelementen. Stahlbau Heft 6/2007

[6] Käpplein S. Misiek T. Ummenhofer T. Aussteifung und Stabilisierung von Bauteilen und Tragwerken durch Sandwichelemente. Stahlbau Heft 5/2010

[7] Käpplein S. Ummenhofer T. Qerkraftbeanspruchte Verbindungen von Sandwichelementen. Stahlbau Heft 8/2011

[8] Misiek T. Käpplein S. Hettmann R. Saal H. Ummenhofer T. Rechnerische Ermittlung der Tragfätigkeit der Befestigung von Sandwichelementen. Bauingenieur Band 86 October 2011

[9] Sokol Z. Design of Structural Connections to Eurocode 3. Frequently Asked Questions www.fsv.cvut.cz/cestruco/

BEHAVIOUR OF SANDWICH PANEL SCREW FASTENINGS AND USE IN ANALYSIS OF SHEAR DIAPHRAGM BRACINGS OF SUBSTRUCTURE MEMBERS.

Summary

This paper presents the behaviour of sandwich panels screw self-drilling fastenings, on the background of test results and works performed at the Karlsruhe University of Technology. The purpose of this paper is to take advantage of the fastenings behaviour to design substructure members in engineering practice. The sandwich panels are commonly used as a roof and walls decking elements. The high in-plane stiffness of this plates may be taken in to account for lateral bracings of supporting members - roof purlins, wall rails and posts. Sandwich panel systems can also be used as a shear diaphragms in building structures, especially in a small and temporary buildings. Self drilling screws drilled through the plate to substructure elements are used as the fasteners. The fastenings are the weaken points of this structure because of small stiffness and small load bearing capacity. In the design shear panels the bearing resistance and stiffness of internal and external sheet fastenings are most impotent. The design method is supported on the rules for stabilizing substructure elements by sandwich panel diaphragm, according to the European Standards and ECCS Recommendations. Shear sandwich panels and fixings shall have durability for the construction live. Authors recommends shear sandwich panels for the diaphragm lateral bracings of bending or compression elements and also for structural shear diaphragms. The use of shear sandwich panels to stabilize I-section purlins is explained on the example.

Key words: Screw connections, Sandwich panels, Shear diaphragm bracings, Lateral bracings.

DOI: 10.7862/rb.2013.22

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 153 - 174

Paweł A. KRÓL[1]
Magdalena PAPADOPOULOS-WOŹNIAK[2]
Jarosław WÓJT[3]

BADANIA PODATNYCH WĘZŁÓW ZACZEPOWYCH RYGIEL-SŁUP W STALOWYCH REGAŁACH MAGAZYNOWYCH WYSOKIEGO SKŁADOWANIA

Stalowe regały magazynowe wysokiego składowania są jedną z najczęściej spotykanych i coraz powszechniej stosowanych szkieletowych konstrukcji cienkościennych. Typowy regał paletowy składa się z ramownicowych układów słupowych, połączonych skratowaniem, zapewniającym wymaganą sztywność w kierunku poprzecznym (Rys.1). W kierunku podłużnym konstrukcja nie jest w żaden sposób stężona, zaś odpowiednia sztywność układu jest zagwarantowana poprzez sztywność samych słupów, sztywność połączenia słupów nośnych z posadzką oraz sztywność podatnych węzłów zaczepowych rygiel-słup. W artykule przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych na jednostronnych węzłach rygiel-słup typowego, niestężonego, systemowego rozwiązania regału paletowego. Próbom poddano dwie grupy rygli, z pełną oraz częściową spoiną łączącą blachę czołową połączenia zaczepowego z ryglem. Zależność pomiędzy momentem zginającym a kątem obrotu dla badanych grup ma dość podobny charakter, jednakże elementy z częściową spoiną przenoszą istotnie mniejszy moment zginający, a zniszczenie ma znacznie gwałtowniejszy charakter. Wartości sztywności określone dla poszczególnych grup węzłów na podstawie różnych dokumentów o charakterze normatywnym wykazują dość istotne różnice. Wskazuje to na konieczność przeprowadzenia dalszych badań oraz doprecyzowania procedury dotyczącej sposobu określania nośności i sztywności węzłów, gdyż znajomość tych parametrów jest niezbędna do prawidłowego zaprojektowania tego typu konstrukcji. Niezawodność

[1] Autor do korespondencji: Paweł A. Król,. Politechnika Warszawska, Wydz. Inżynierii Lądowej, Instytut Inżynierii Budowlanej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. (+4822) 2346648, p.krol@il.pw.edu.pl,

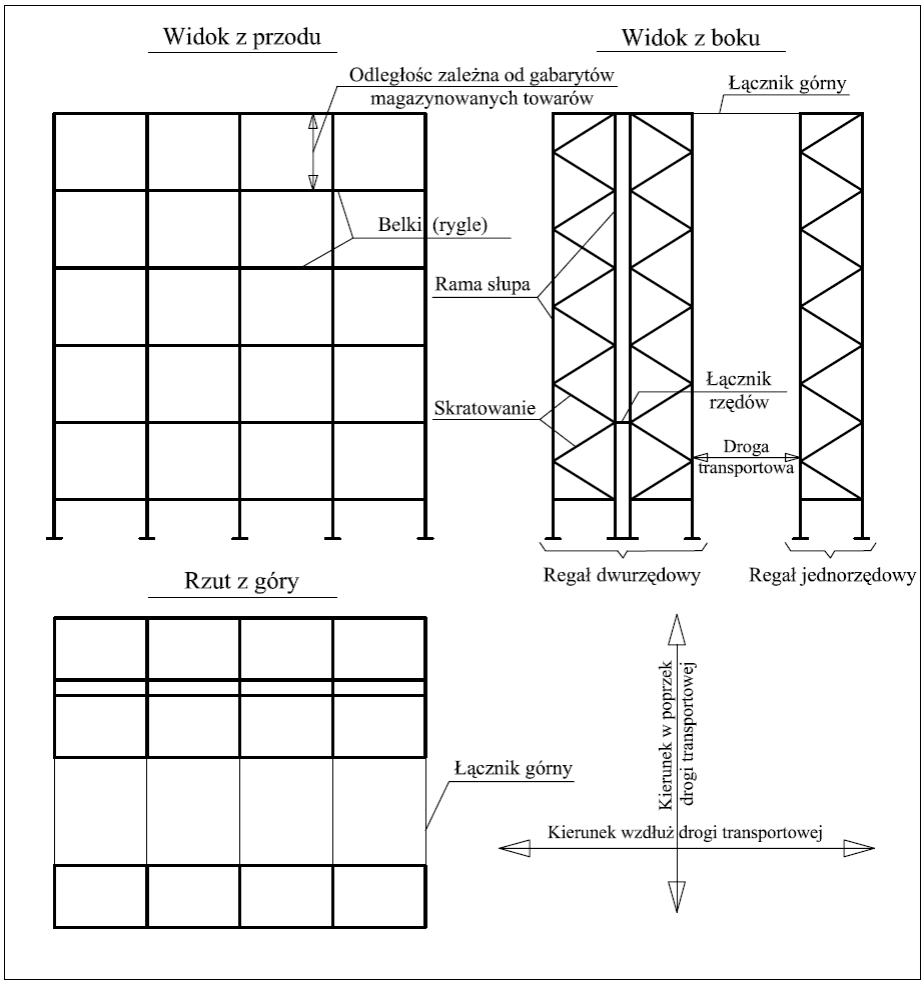
[2] Magdalena Papadopoulos-Woźniak,. Politechnika Warszawska, Wydz. Inżynierii Lądowej, Instytut Inżynierii Budowlanej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. (+4822) 2346561, m.papadopoulos@il.pw.edu.pl

3 Jarosław Wójt, Politechnika Warszawska, Wydz. Inżynierii Lądowej, Instytut Inżynierii Budowlanej, Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel. (+4822) 2346564, j.wojt@il.pw.edu.pl.

analizowanych połączeń wpływa na bezpieczeństwo użytkowania całej konstrukcji, co jest szczególnie ważne ze względu na coraz powszechniejsze stosowanie stalowych regałów magazynowych w ogólnodostępnych powierzchniach sklepowych.

Słowa kluczowe: magazynowe regały paletowe, węzły podatne, badania doświadczalne, nośność i sztywność węzłów

1. Podstawowa charakterystyka regałów magazynowych wysokiego składowania



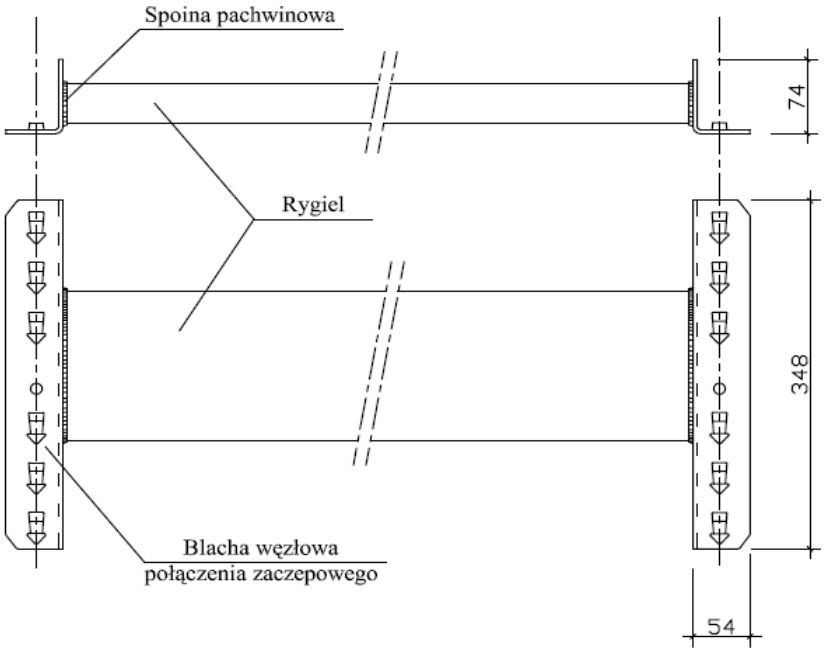
Rys. 1. Schemat konstrukcji typowego niestężonego regału paletowego

Fig. 1. Schematic structure of the typical, unbraced pallet rack (constructed as the sway-frame structure with semi-rigid joints)

Pierwsze obiekty magazynowe miały zupełnie inny charakter od obecnie stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych i logistycznych. Nieustanny rozwój cywilizacyjny i związana z tym zmiana nawyków społeczeństwa w sposób ciągły wymusza zmianę dotychczasowych metod składowania i dystrybucji towarów.

W chwili obecnej bardzo popularnym sposobem zarówno magazynowania, jak również sprzedaży czy dystrybucji, jest wykorzystywanie do tego celu wielkopowierzchniowych sklepów i magazynów. Takie rozwiązanie determinuje konieczność zgromadzenia jak największej ilości produktów na relatywnie jak najmniejszej powierzchni terenu. Rozwiązaniem idealnie wpisującym się w te wymagania, są wszelkiego rodzaju regały półkowe, paletowe, wielopoziomowe, wspornikowe, wjezdne lub przejezdne z napędem ręcznym bądź mechanicznym. Wykaz ten nie jest kompletny, choć zawiera najczęściej stosowane rozwiązania. Rodzaj zastosowanego regału zależy od konkretnego przeznaczenia i charakterystyki obiektu, w którym się znajduje. Najczęściej stosowane są regały półkowe, paletowe oraz wspornikowe.

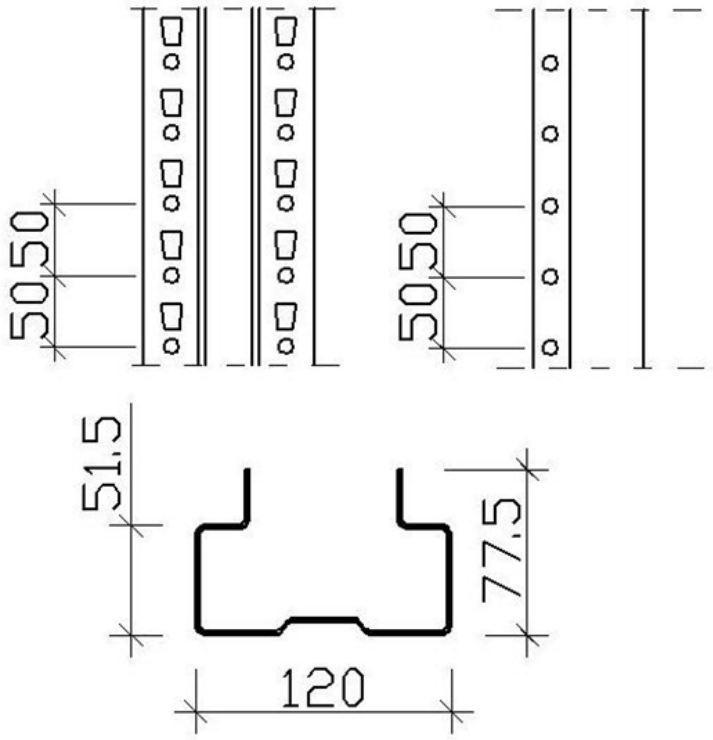
Typowy regał paletowy składa się ze słupów połączonych skratowaniem (zapewniającym sztywność w kierunku poprzecznym) oraz rygli poziomych połączonych ze słupami poprzez system połączeń zaczepowych (Rys. 2).



Rys. 2. Rygiel wraz z blachami węzłowymi połączenia zaczepowego (rozwiązanie przyjęte na przykładzie badanych elementów)

Fig. 2. Side-views of the beams used in experiments

Rygiel to zwykle element o przekroju zamkniętym (prostokątny lub kwadratowy), słupki natomiast, to kształtowniki o przekroju monosymetrycznym (Rys. 3), zazwyczaj zimnogięte, o wymiarach dostosowanych do geometrii zaczepów. Dzięki rozmieszczeniu na całej wysokości słupka okrągłych lub podłużnych otworów zaczepowych, zapewniona jest możliwość swobodnej zmiany położenia rygli i zawieszenia ich na praktycznie dowolnej wysokości. Sposób rozwiązania zaczepów może być zróżnicowany, ale w obecnie stosowanych systemach jest to najczęściej kątownik z układem zębów lub wpustów, przyspawany do końca rygla. Oprócz tego, otwory wykonane w materiale, zarówno słupka jak i zaczepu, dają możliwość zastosowanie dodatkowych zawleczek, zabezpieczających przed przypadkowym podniesieniem rygla razem z paletą i ładunkiem. Połączenia słupów z prętami skratowania są zwykle wykonywane w warunkach wytwórni za pomocą śrub lub śrubo-nitów, zaś połączenia słupków z fundamentami lub posadzką są najczęściej realizowane poprzez blachy poziome mocowane do podłoża przy pomocy śrub rozporowych lub kotwi wklejanych.



Rys. 3. Przekrój i widok odcinka słupka (na przykładzie badanych elementów)

Fig. 3. Cross-section and side-views of the columns used in experiments

Relatywnie niewielka sztywność zarówno połączeń zaczepowych, jak i połączenia słupków z fundamentami powoduje, że sposób podejścia do oceny nośności, stateczności i integralności konstrukcji regałów paletowych jest zagadnieniem jakościowo innym i bardziej złożonym niż w przypadku typowych konstrukcji szkieletowych. Duża różnorodność rozwiązań i stosowanych systemów dodatkowo utrudnia zunifikowanie i jednoznaczne określenie sposobu wymiarowania i obliczania tego typu układów konstrukcyjnych. Połączenia zaczepowe należy traktować jako połączenia podatne, w których podstawową charakterystyką jest zależność między momentem zginającym przenoszonym przez połączenie a zmianą kąta obrotu między ryglem i słupkiem. Specyfika zachowania się takich połączeń poważnie utrudnia również możliwość zastosowania metody elementów skończonych do analizy tego typu konstrukcji.

W chwili obecnej, niezwykle popularna i coraz powszechniejsza sprzedaż wysyłkowa oraz konieczność maksymalnego skrócenia czasu oczekiwania na zamówiony towar lub produkt sprzyjają rozwojowi i tworzeniu nowych, wysoce wyspecjalizowanych obiektów spedycyjnych i magazynowych. Spełnienie rosnących oczekiwań można zapewnić właśnie poprzez wykorzystanie systemów regałowych o przestawnych półkach, które to można w praktycznie nieograniczony sposób aranżować, dostosowując do aktualnych potrzeb powierzchni magazynowej. Ważna rola konstrukcji regałów oraz nietypowa specyfika pracy skłoniła autorów niniejszego opracowania do podjęcia badań związanych z tematyką ogólnie pojętych regałów paletowych. Nie bez znaczenia był również fakt ukazania się w styczniu 2011 roku normy [1].

2. Cel i zakres badań

Podstawową inspiracją prowadzonych badań stała się chęć głębszego poznania zjawisk i zależności opisujących sposób pracy konstrukcji stalowych regałów paletowych o węzłach podatnych i zmiennej konfiguracji rygli nośnych. Jednym z ważniejszych zagadnień odnoszących się do pracy takich konstrukcji jest sztywność i nośność połączeń zaczepowych rozumiana zarówno poprzez ich nośność na zginanie, jak również, nośność na ścinanie.

Badania nośności na zginanie węzłów przeprowadzono na bazie elementów pewnego systemu regałowego, oferowanego przez producenta z zachodniej Europy. Badania zostały zrealizowane w Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej Politechniki Warszawskiej. Zakres przeprowadzonych badań obejmował czynności mające na celu określenie zależności moment–obrót w jednostronnych węzłach regału stalowego. Spośród systemowych rygli nośnych wyodrębniono dwie grupy elementów, które różniły się pomiędzy sobą sposobem połączenia blachy zaczepu z profilem belki. W elementach zakwalifikowanych do pierwszej grupy połączenie pomiędzy ryglem a blachą zaczepu wykonano w formie spoiny pachwinowej ułożonej na całym obwodzie

przekroju rygla, natomiast do drugiej grupy przypisano elementy ze spoinami ułożonymi jedynie wzdłuż dłuższego boku rygla. Należy zauważyć, iż powyższy podział nie był wprowadzony przez producenta systemu. W przygotowaniu programu badań, jak również w opracowaniu otrzymanych wyników, autorzy korzystali z wytycznych zawartych w normie [1].

Celem pośrednim było również porównanie wynikowych wartości określonych zgodnie z przywołaną wyżej normą [1], z charakterystykami podanymi przez producenta systemu.

3. Stanowisko badawcze

Stanowisko badawcze obejmowało ramę główną wraz z systemem siłowników i osprzętu sterującego oraz urządzenia wykorzystywane do pomiarów niezbędnych wielkości fizycznych. Siłowniki używane w badaniach wyprodukowane zostały przez niemiecką firmę „Veb Werkstoffprufmaschinen Leipzig". Możliwy ruch tłoka wynosił 250 mm, przy maksymalnym nacisku uzyskiwanym na pojedynczym siłowniku równym 200 kN lub 100 kN (zależnie od modelu siłownika). Połączenie siłownika z ramą główną stanowiska badawczego, jak również przyłożenie obciążenia do badanych elementów, realizowano poprzez przegub kulisty. Zgodnie z zaleceniami normy [1], do pomiaru kątów obrotu występujących w węzłach używano inklinometrów (o dużej czułości odczytu), połączonych z ryglem w pobliżu zaczepu. Do słupa zamocowano krótki odcinek rygla wraz z zaczepem (Rys. 4 i Rys. 5). Całkowita długość elementu wspornikowego wynosiła 600 mm. Dodatkowo konstrukcyjnie zabezpieczono swobodne końce rygli przed poziomym przemieszczeniem i skręcaniem. Podpory boczne umożliwiały jednak przemieszczanie się belki w kierunku obciążenia.

Przy pomocy czujników przemieszczenia marki „Sylvac" o dokładności pomiaru 0,001 mm, badano również sposób zachowania się strefy przywęzłowej słupów regału. Czujniki przemieszczenia zamontowano w sposób całkowicie niezależny, zarówno od ramy stanowiska, jak również badanych elementów. Rozstaw czujników wynosił 250 mm. Pozwoliło to uzyskać miarodajną informację o zachowaniu się strefy przywęzłowej słupa w różnych fazach obciążenia. Dwa fragmenty słupowych zestawów podporowych o długości około 1700 mm każdy, wycięto z dolnej części pełnowymiarowego słupa systemowego. Połączenie pomiędzy słupkami zostało fabrycznie zrealizowane poprzez układ skratowania typu „D", wg oznaczeń przyjętych w [1].



Rys. 4. Widok stanowiska badawczego.

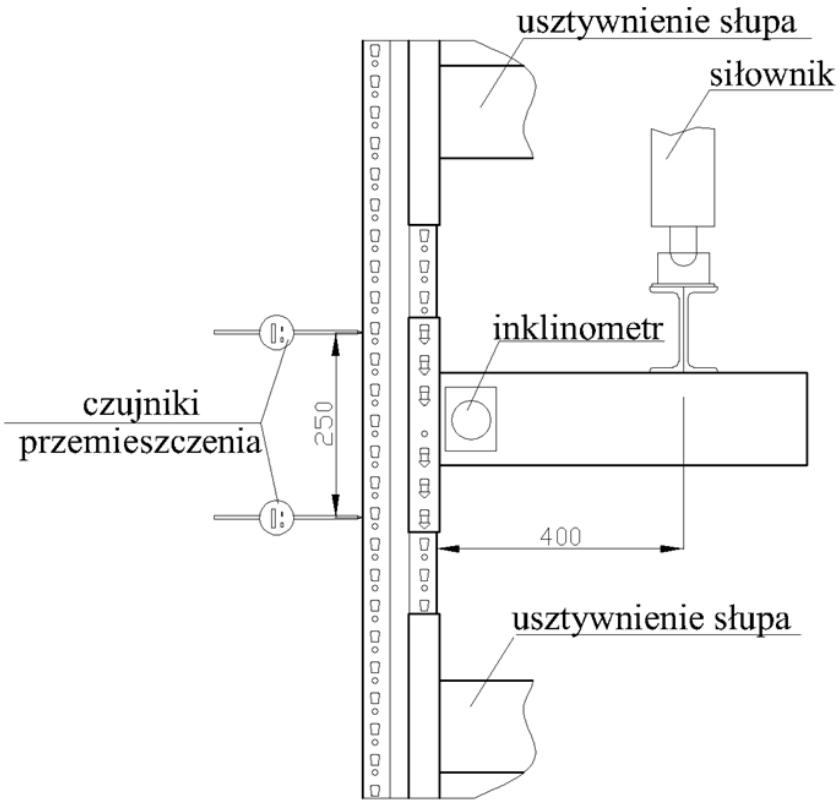
Fig. 4. General view of the testing setup (before the experiment)

W dolnej części słupy miały oryginalnie zamontowane systemowe stopy, przy pomocy których zrealizowano oparcie na posadzce. Względną sztywność badanego odcinka słupa zapewniono poprzez zastosowanie dodatkowych rygli usytuowanych w bezpośredniej, technicznie możliwej, niewielkiej odległości od siebie. Zabieg ten, mający na celu zwiększenie sztywności poprzecznej układu słupy-rygle obejmował zarówno strefę nad, jak i pod badanym węzłem.

Wszystkie urządzenia pomiarowe posiadały elektroniczną możliwość rejestracji wyników w sposób równoległy dla każdej serii badanych elementów.

4. Przebieg prowadzonych badań

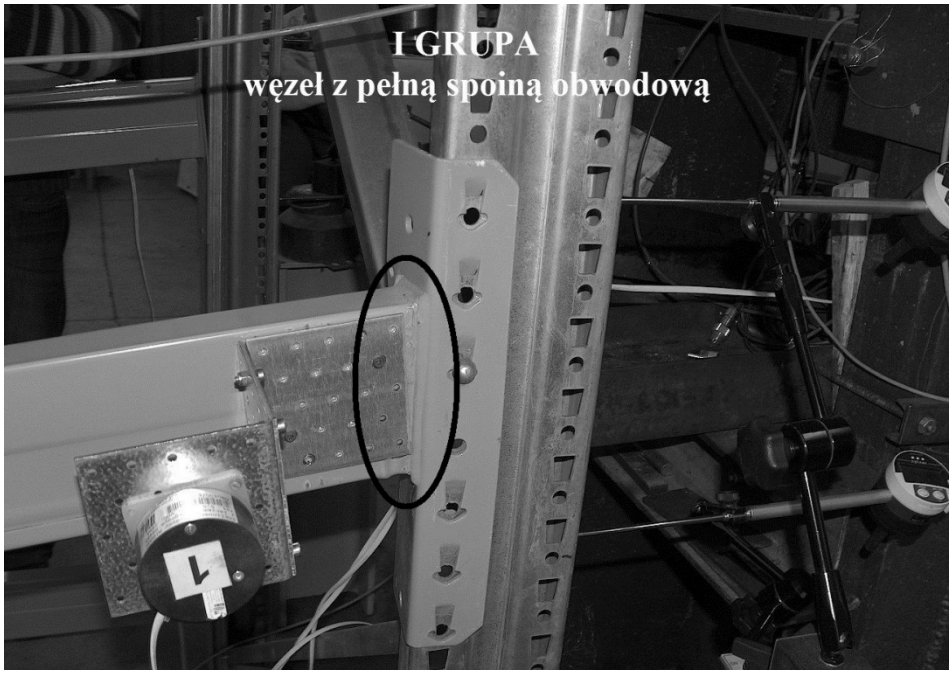
Obciążenie przykładano przy pomocy siłownika hydraulicznego do górnej płaszczyzny rygla, w odległości 400 mm mierzonej od bocznej ścianki profilu słupa. Zadawane obciążenia przekazywano na konstrukcję nie w sposób bezpośredni, lecz za pośrednictwem dodatkowego trawersu wykonanego z połączonych ze sobą dwóch ceowników o odpowiedniej sztywności, co miało zabezpieczyć rygiel przed lokalnym zgnieceniem. Na powierzchni górnej ścianki rygli mocowano elementy oporowe z płaskownika, zabezpieczające trawers przed niezamierzonym przemieszczaniem się w trakcie badania.



Rys.5. Szczegół badanego węzła.

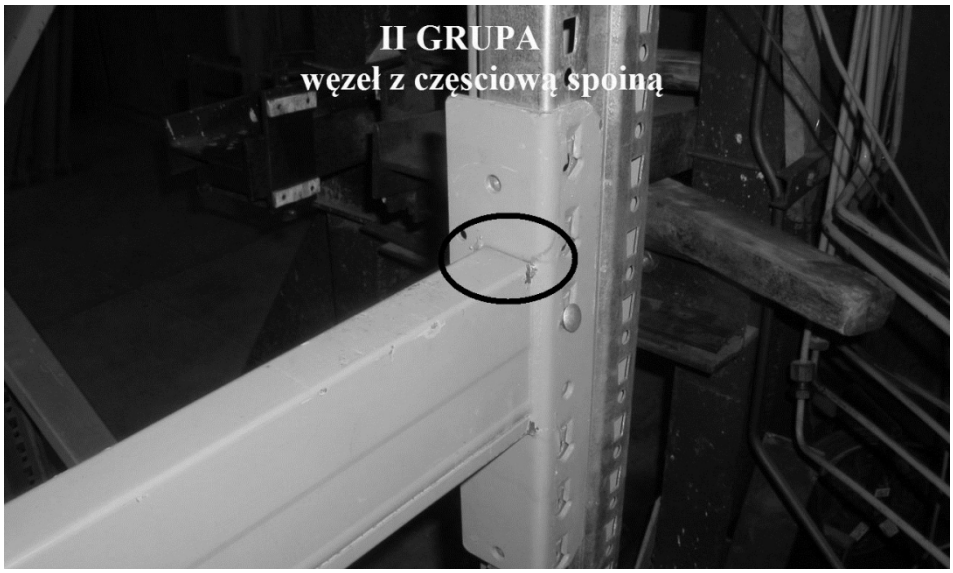
Fig.5. Details of the experimental setup for testing joints

Obciążenie przekazywano pionowo w dół i zwiększano stopniowo, aż do osiągnięcia wartości maksymalnej, której towarzyszyły znaczne deformacje w obrębie węzła i w konsekwencji całkowite jego zniszczenie. W zakresie 0 do 6,0 kN dla I grupy węzłów i od 0 do 5,0 kN dla II grupy węzłów obciążenie przypadające na pojedynczy rygiel zwiększano skokowo co 1,0 kN, natomiast później, aż do zniszczenia elementu, obciążenie zwiększano co 0,5 kN. Czas utrzymania stałego ciśnienia na każdym poziomie obciążenia wynosił około 1 minuty. Sposób rozmieszczenia czujników oraz szczegół węzła przedstawiono na Rys. 5. Przebadane węzły, jak wcześniej podano, w zależności od sposobu ułożenia spoiny pomiędzy ryglem a blachą zaczepu podzielone zostały na dwie grupy (Rys. 6 i Rys. 7).



Rys. 6. Przykład węzła grupy I (pełna spoina obwodowa).

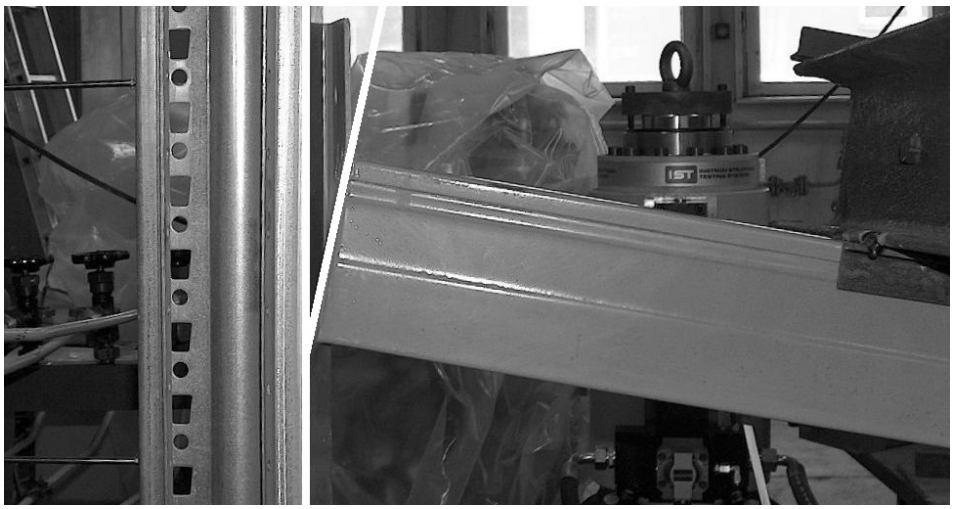
Fig. 6. Exemplary beam-to-column joint classified to group I (with full circumferential weld)



Rys. 7. Przykład węzła grupy II (niepełna spoina obwodowa)

Fig. 7. Exemplary beam-to-column joint classified to group II (with partial circumferential weld)

W pierwszej grupie węzłów wykonano siedem niezależnych badań, natomiast w grupie drugiej cztery niezależne badania. Każda z prób zakończyła się zniszczeniem rygla w pobliżu połączenia z blachą zaczepu. Blacha czołowa zaczepu w końcowej fazie obciążania najczęściej ulegała jedynie deformacjom w pobliżu styku ze słupem (Rys.8).



Rys. 8. Typowy sposób deformacji blachy zaczepu

Fig. 8. The typical way of the hook-endplate deformation

Równocześnie należy zauważyć, że słupy nie doznawały w tym czasie żadnych widocznych zniszczeń czy odkształceń. Może to wynikać z faktu, iż w badanym systemie stal słupów ma znacznie wyższą granicę plastyczności niż stal rygli i zaczepów. Pod wpływem sił działających na układ konstrukcyjny w trakcie jego obciążania, słupy ulegały jedynie nietrwałym odkształceniom o charakterze sprężystym. Wpływ odkształcenia (obrotu) słupa w trakcie obciążania został uwzględniony w dalszym opracowaniu wyników. Sposób pomiaru odkształceń słupa w trakcie badania obrazuje Rys. 9. Konstrukcja stanowiska badawczego dość dokładnie odwzorowuje sposób obciążenia oraz pracy pełnowymiarowych, rzeczywistych układów nośnych regału paletowego. W związku z tym, zdaniem autorów, zachowanie się badanych elementów zaobserwowane i pomierzone w trakcie prowadzonych eksperymentów należy uznać za miarodajne co do charakteru i wartości charakterystycznych parametrów.

Na podstawie przedstawionych informacji można wnioskować, iż taki system konstrukcyjny, w którym słupy charakteryzują się wyższymi parametrami wytrzymałościowymi, jest korzystniejszy z punktu widzenia bezpieczeństwa użytkowania.

W trakcie prowadzonych eksperymentów równocześnie badano po dwa węzły mocowane do jednego systemowego zestawu podporowego (Rys. 4). Zgodnie z zaleceniem normy [1] elementy były wstępnie obciążane siłą o wartości około 1,0 kN, tak aby zaczepy odpowiednio ułożyły się w gniazdach słupa. W innym przypadku istnieje ryzyko obarczenia wyników błędem wynikającym z poślizgu zębów zaczepu w otworach. Po zdjęciu obciążenia z siłownika, elementy nadal obciążone były ciężarem belki trawersu.



Rys. 9. Sposób przyłożenia obciążenia oraz pomiaru odkształceń (obrotu) słupa

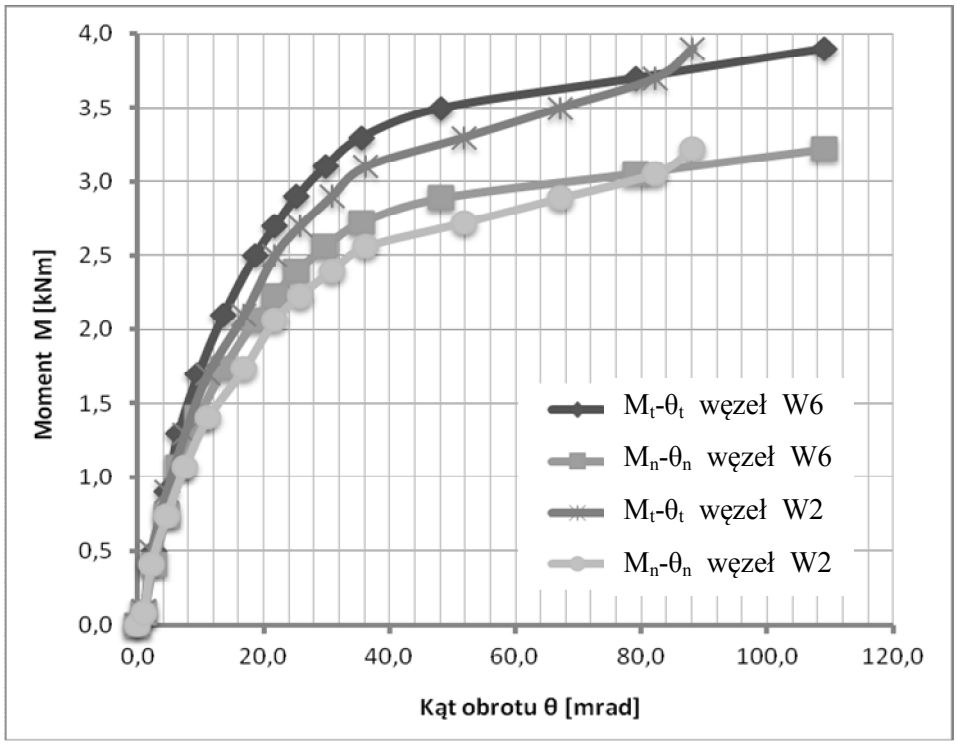
Fig. 9. Method of the load application and strain (rotation) measurement of the column

Pomiar kątów obrotu inicjowano w momencie rozpoczęcia właściwego badania, w związku z czym, pomierzony kąt obrotu węzłów na etapie obróbki wyników należało powiększyć o wstępny obrót wywołany ciężarem trawersu (0,5 kN). Ze względu na trudności w wykonaniu dokładnego pomiaru tak małego kąta obrotu przy pomocy inklinometru, wielkość tegoż kąta obliczono na podstawie wyspecyfikowanej przez producenta w dokumentacji DTR sztywności węzła. Dodatkowo pomierzone przy pomocy inklinometrów wartości kątów obrotu węzłów pomniejszono o odkształcenia giętne słupa, który zmieniały się wraz z przyrostem siły. W ten sposób wyznaczono zaobserwowane wartości kątów obrotu węzłów, zaś stowarzyszone z nimi wartości momentów zginających określono w sposób analityczny na podstawie sił odczytanych z siłownika.

5. Wyniki badań

Zgodnie z procedurą normowa [1], w celu wyznaczenia skorygowanych wartości momentów zginających oraz towarzyszących im kątów obrotu, należy

obliczyć współczynnik korekcyjny C_m, który uwzględnia wartości granicy plastyczności komponentów węzła oraz grubość materiałów. Z elementów poddanych badaniu należy wybrać ten, który wprowadza większą poprawkę do wyników. Poprawkę dla rygla odrzucono pomimo faktu, iż właśnie ten element ulegał zniszczeniu, ponieważ jego rzeczywista, ustalona na drodze badań materiałowych granica plastyczności była większa od 125% gwarantowanej przez producenta granicy plastyczności. Ponadto w zapisach normy [1] podano także, iż stosowanie poprawek mniejszych niż 15% jest zbędne. Określenia wartości współczynnika korekcyjnego C_m dokonano częściowo w oparciu o wcześniej zrealizowane badania materiałowe próbek stali pobranych z poszczególnych elementów systemu, przeprowadzone na potrzeby ekspertyzy [3]. Spośród wartości wyliczonych dla poszczególnych komponentów węzła wybrano współczynnik korekcyjny C_m dla blachy węzłowej, równy 0,676. Procedura wprowadzania poprawek przewiduje, iż krzywą moment-obrót M_t-θ_t dzieli się na dwie części, przedstawiającą odpowiednio odkształcenia sprężyste i odkształcenia niesprężyste połączenia.

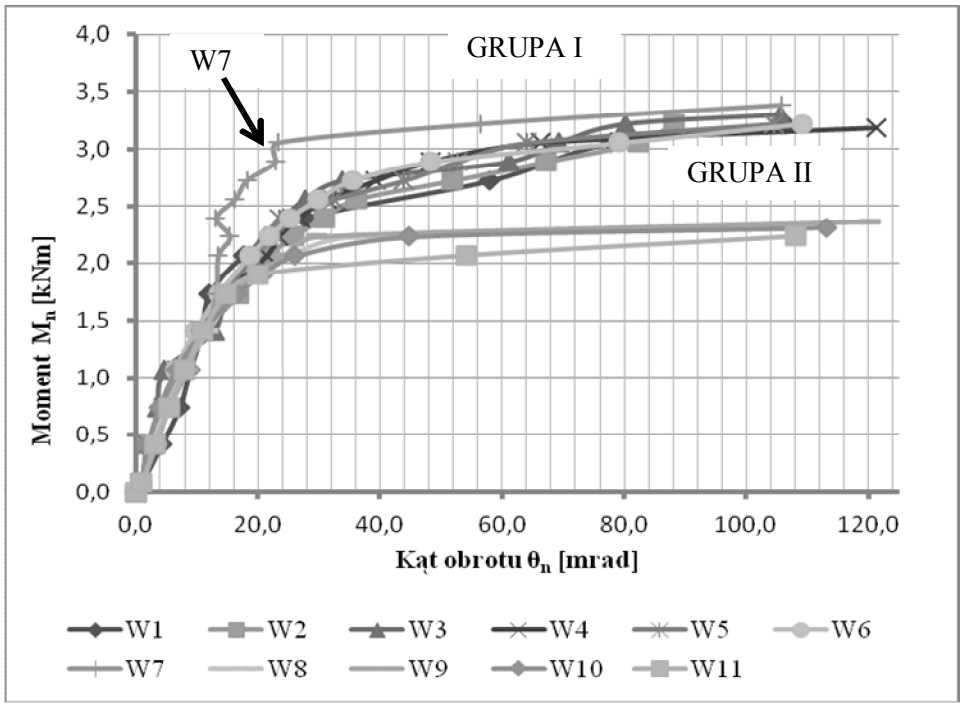


Rys. 10. Wybrane wykresy zależności moment-obrót dla wartości zaobserwowanych M_t-θ_t oraz wartości skorygowanych M_n-θ_n.

Fig. 10. Exemplary characteristics of moment-rotation relationship for recorded (M_t-θ_t) and corrected (M_n-θ_n) values of parameters.

Na Rys. 10 przedstawiono przykładowe krzywe dla wartości zaobserwowanych M_t-θ_t oraz skorygowanych M_n-θ_n. Należy nadmienić, że w dalszej części niniejszego opracowania autorzy artykułu będą posługiwać się wyłącznie wartościami i wykresami dla wartości skorygowanych.

Skorygowane krzywe moment-obrót dla obu kategorii połączeń przedstawiono na Rys. 11. Widoczna jest wyraźna różnica w przebiegu krzywych dla każdej z grup, zgodnie z wprowadzoną klasyfikacją, w zależności od sposobu połączenia rygla z blachą czołową zaczepu. Wyniki badań przedstawiono także w Tablicy 1. Na postawie uzyskanych danych, podjęto decyzję o wykluczeniu z dalszych obliczeń rezultatów dla próby W7 ze względu na wyraźnie odmienny charakter zachowania się tegoż węzła w trakcie badania i trudny do wyjaśnienia sposób odpowiedzi na przykładane obciążenie. Na pewnym fragmencie wykresu lokalnie widoczny jest spadek wartości kąta obrotu wraz ze wzrostem obciążenia, co przeczy prawom fizyki i intuicji inżynierskiej. Błąd ten najprawdopodobniej wynikał z drgań niestabilnie przymocowanego inklinometru, który poza kątem obrotu węzła rejestrował też wahania ciśnienia oleju w układzie hydraulicznym sterowania siłownikiem.



Rys. 11. Wykresy zależności wartości skorygowanych moment-obrót M_n-θ_n dla węzłów grupy I (W1-W7) oraz grupy II (W8-W11)

Fig. 11. Charts illustrating corrected characteristics of moment-rotation relationship M_n-θ_n for joints classified to group I (W1-W7) and group II (W8-W11), respectively.

Na podstawie uzyskanych wyników, korzystając z postanowień zawartych w [1], wyznaczono średni charakterystyczny moment niszczący M_k oraz obliczeniowy moment niszczący M_m ze wzoru:

$$R_k = R_m - k_s \cdot s \qquad [1] (46)$$

gdzie: R_m - wartość średnia skorygowanych wyników badań
k_s - współczynnik podany w Tablicy 13 [1] oparty na kwantylu 95% przy poziomie ufności 75%,
s - odchylenie standardowe skorygowanych wyników badań,

$$s = \sqrt{\frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^{n} (R_{ni} - R_m)^2}$$

n - liczba wyników badań w grupie,
R_{ni} - pojedynczy wynik badania, skorygowany ze względu na grubość i granicę plastyczności.

Tablica 1. Wartości momentów niszczących i maksymalnych kątów obrotów

Table 1. Values of destructive bending moments and the corresponding maximum angles of rotation

	Węzeł	**Charakterystyczny skorygowany moment niszczący M_n [kNm]**	**Maksymalny skorygowany kąt obrotu θ_n [mrad]**
Grupa I	W1	3,22	106,34
	W2	3,22	88,19
	W3	3,30	105,64
	W4	3,19	121,35
	W5	3,22	104,59
	W6	3,22	109,13
	~~W7~~	~~3,39~~	~~105,76~~
Grupa II	W8	2,31	107,73
	W9	2,36	120,30
	W10	2,31	113,15
	W11	2,23	108,08

Tablica 2. Wartości momentów niszczących

Table 2. Characteristic and design values of destructive bending moments

Węzły	**Charakterystyczny moment niszczący M_k[kNm]**	**Obliczeniowy moment niszczący M_{Rd}[kNm]**
Grupa I (W1-W6)	3,145	2,859
Grupa II (W8-W11)	2,160	1,963

W Tablicy 2 przedstawiono, z podziałem na poszczególne grupy węzłów (według przyjętej wcześniej klasyfikacji), wartości momentów niszczących charakterystycznych M_k i obliczeniowych M_{Rd} wyznaczone ze wzoru:

$$M_{Rd} = \eta \frac{M_k}{\gamma_M} \qquad [1] \text{ (A.10)}$$

gdzie: η - zmienny współczynnik redukcyjny,
γ_M - częściowy współczynnik bezpieczeństwa, podany w Tablicy 3 [1].

Na Rys. 12 i Rys. 13 pokazano wyznaczone na podstawie procedury zawartej w [1] uśrednione krzywe regresji M_n-θ_n. Zgodnie z [1], krzywą można opisać przy pomocy wyrażenia zawierającego nie więcej niż 5 niezależnych współczynników, ale ze względu na charakter wykresów uznano, że krzywa aproksymująca powinna być wielomianem 4 stopnia i analogicznie do badań przeprowadzonych w Politechnice Rzeszowskiej przez Kozłowskiego i Ślęczkę [2], zastosowano właśnie takie krzywe.

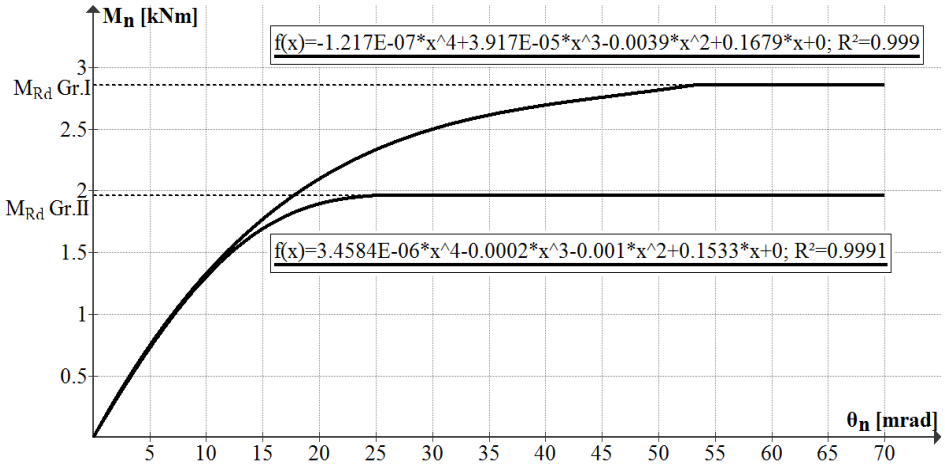
W wyniku przeprowadzonych analiz uzyskano następujące krzywe regresji, opisane wzorami, odpowiednio:

Dla węzłów grupy I:

$$M(\theta) = -1{,}2170 \cdot 10^{-7} \cdot \theta^4 + 3{,}9170 \cdot 10^{-5} \cdot \theta^3 - 3{,}8860 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^2 + 0{,}1679 \cdot \theta$$
$$R^2 = 0{,}9990 \qquad (1)$$

Dla węzłów grupy II:

$$M(\theta) = -3{,}4584 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^4 - 1{,}6813 \cdot 10^{-4} \cdot \theta^3 - 9{,}5326 \cdot 10^{-4} \cdot \theta^2 + 0{,}1533 \cdot \theta$$
$$R^2 = 0{,}9991 \qquad (2)$$



Rys. 12. Krzywe regresji moment-obrót dla węzłów grupy I (W1-W6) i grupy II (W8-W11)

Fig.12. Regression curves of moment-rotation characteristics for joints of group I (W1-W6) and group II (W8-W11), respectively.

Zazwyczaj dobór krzywej regresji jest oparty o zasadę najlepszego dopasowania przebiegu funkcji do wyników badań doświadczalnych. Od strony praktycznej takie podejście sprowadza się do kalibracji parametrów funkcji metodą najmniejszych kwadratów w taki sposób, by uzyskać możliwie niską wartość odchylenia standardowego oraz możliwie bliską jedności wartość współczynnika korelacji w stosunku do wartości uzyskanych z badań.

Zwykle krzywe dobrane w sposób statystyczny wymagają wprowadzenia pewnych poprawek by mogły być w pełni użyteczne przy zaawansowanej analizie odkształcalności połączeń metodą składnikową lub iteracyjno-składnikową. Aby krzywa mogła być traktowana jako pełnowartościowa funkcja opisująca relację M-θ, powinna ona, zgodnie z [4] spełniać następujące wymagania:

a) przechodzić przez początek układu współrzędnych,
b) pochylenie krzywej w początkowym zakresie obciążeń powinno odpowiadać sztywności początkowej węzła – $S_{j,ini}$,
c) dla dużych kątów obrotu pochylenie krzywej powinno być równe sztywności wzmocnienia – S_p,
d) krzywa powinna zmierzać asymptotycznie do nośności granicznej węzła,
e) w każdym punkcie krzywej, styczna do niej winna reprezentować aktualną, chwilową sztywność węzła – S_t,
f) parametry modelu powinny mieć fizyczne znaczenie lub być wyrażone przez geometrię węzła i mieć prostą postać.

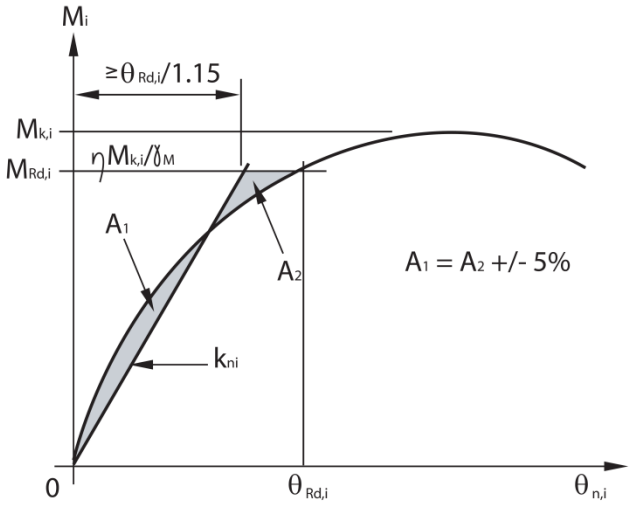
Na tym etapie badań szczegółowa weryfikacja spełnienia powyższych kryteriów nie była prowadzona, podobnie jak nie stanowi ona istoty niniejszego opracowania.

6. Wyznaczanie sztywności węzłów

Ostatnią i zarazem najtrudniejszą częścią całej procedury opracowania wyników badań okazało się wyznaczanie sztywności obrotowej węzłów, zgodnie z procedurą zawartą w [1]. Przewiduje ona, iż sztywność obrotową zaczepu należy uzyskać jako nachylenie k_{ni} linii prostej przechodzącej przez początek układu współrzędnych i przecinającej wykres M-θ w taki sposób, by pola powierzchni zawarte pomiędzy tą prostą a krzywą doświadczalną, poniżej momentu obliczeniowego skorygowanego ze względu na plastyczność i grubość, M_{Rdc}, były jednakowe (Rys. 13 – Rys. A.6, [1]), przy jednoczesnym spełnieniu warunku:

$$k_{ni} \le 1{,}15 \frac{M_{Rd}}{\theta_{ki}} \qquad \text{[1] (A.11)}$$

gdzie: M_{Rd} - moment obliczeniowy skorygowany ze względy na plastyczność i grubość
θ_{ki} - charakterystyczny kąt obrotu węzła.



Rys. 13. Rys. A.6, [1]

Fig. 13. Fig. A.6, [1]

Krzywą k_{ni} należy wyznaczyć oddzielnie dla każdego badania, a następnie sztywność węzła przyjąć jaką średnią dla poszczególnych badań. Dla krzywej 4 stopnia żaden z badanych węzłów nie spełnił równocześnie obu stawianych warunków, postanowiono zatem skorzystać z innych krzywych (wielomianów innego stopnia), jednak ta zmiana nie przyniosła oczekiwanych rezultatów. Jedynie dla jednego z badań oba kryteria spełniała krzywa 2 stopnia, której dokładność była znacznie mniejsza niż w przypadku wielomianów wyższych stopni.

W kolejnym kroku skupiono się na skorzystaniu z warunku [1] (A.11), ale uzyskane z niego wartości sztywności dla I grupy węzłów okazały się o 49% niższe od wartości wyspecyfikowanej przez producenta. Następnie podjęto próbę wyznaczenia sztywności obrotowej węzłów na podstawie drugiego warunku normowego, odnoszącego się do zachowania równości pól powierzchni pomiędzy wykresami. Stosując tę procedurę uzyskano wyższe wartości sztywności, zdecydowanie bliższe tym zawartym w dokumentacji DTR systemu. Przy takim podejściu wartość sztywności uzyskana z obliczeń okazała się o ponad 16% niższa od wartości wyspecyfikowanej przez producenta w dokumentacji systemu. Pomimo, iż przyjęte procedury szacowania sztywności węzłów nie są w pełni zgodne z postanowieniami [1], jako że równoczesne spełnienie dwóch postawionych przez autorów normy kryteriów okazało się niemożliwe, to jednak uzyskane rezultaty wzbudzają pewne wątpliwości.

Porównanie wielkości ustalonych na podstawie własnych badań doświadczalnych z wartością określoną przez producenta na poziomie 106,25 N·mm/rad, z uwagi na znaczne rozbieżności, budzi poważne wątpliwości bądź co do wiarygodności przyjętej metodologii, bądź co do wartości wyspecyfikowanej w dokumentacji.

Z uwagi na stwierdzone niezgodności autorzy zdecydowali się dla celów porównawczych skorzystać z innych metod wyznaczania sztywności węzłów podatnych, opisanych w literaturze przedmiotu.

W pozycji [4], Bródka i Kozłowski dla niestężonych układów wrażliwych na boczne przemieszczenia proponują metodę tzw. „linii belkowej". Korzystając z proponowanej metody przeprowadzono obliczenia po raz kolejny, a ich wyniki dla celów porównawczych, przedstawiono w Tablicy 3. Wyniki uzyskane z wykorzystaniem metody „linii belkowej" odbiegają od wcześniej uzyskanych wielkości, są bliższe wartości podanej w dokumentacji DTR systemu i – w odróżnieniu od poprzednich rezultatów – zachowują pewną logiczną prawidłowość objawiającą się tym, iż sztywność węzłów z pełną spoiną obwodową jest wyższa od sztywności węzłów z niepełną spoiną. Dla sprawdzenia poprawności uzyskanych wyników obliczenia przeprowadzono po raz kolejny, stosując procedury opisane w dokumencie normalizacyjnym [5] wydanym przez Instytut Logistyki i Magazynowania w Poznaniu. Uzyskane rezultaty okazały się bliższe tym wynikającym z procedur normowych zaczerpniętych z [1] (warunek równych pól między wykresami) niż tym, wynikającym z zastosowania metody „linii belkowej" [4].

Tablica 3. Wartości sztywności wyznaczone wg różnych metod.

Table 3. Values of flexural stiffness of joints determined by different methods.

	Sztywność [N·mm/rad]	
	I grupa węzłów	**II grupa węzłów**
Warunek (A.11), [1]	$54{,}07 \cdot 10^6$	$88{,}83 \cdot 10^6$
Warunek równych pól, Rys. 13.	$90{,}20 \cdot 10^6$	$116{,}46 \cdot 10^6$
Linia belkowa, [4]	$105{,}28 \cdot 10^6$	$92{,}03 \cdot 10^6$
IL-B-001:1998, [5]	$90{,}15 \cdot 10^6$	$109{,}40 \cdot 10^6$

Sztywność wg [5] wyznacza się dla momentu granicznego równego:

$$M_{gr} = 0{,}75 \cdot M_{max} \qquad [5]\ (8)$$

gdzie: M_{max} – moment dla kąta obrotu węzła θ=5˚(87,2665 mrad),

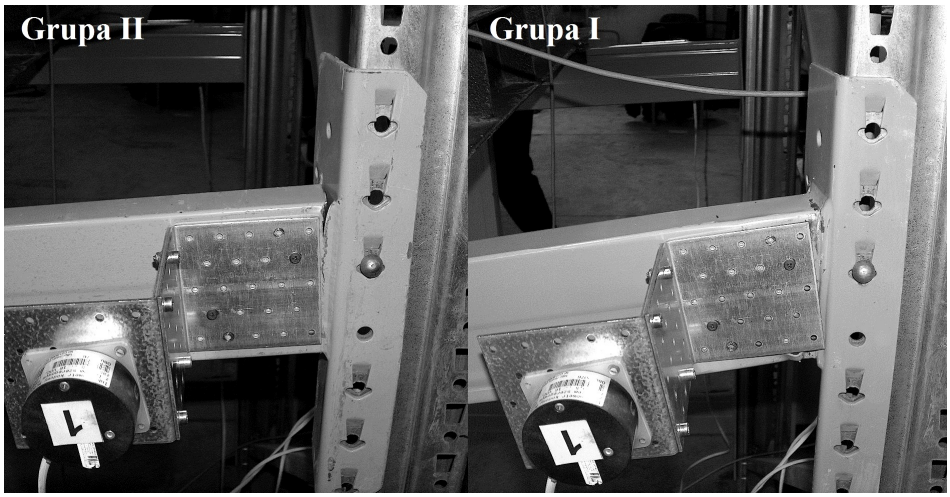
Podczas prowadzonych badań średnia wartość kąta θ w momencie zniszczenia węzła wynosiła 6,1˚, czyli była o ok. 20% wyższa od kąta odpowiadającego M_{max}.

7. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i przeprowadzonych w ich następstwie analiz można sprecyzować następujące wnioski:

a) Widoczne są różnice w zachowaniu się węzłów poddanych działaniu momentów zginających w zależności od sposobu ułożenia spoiny. Rozbieżności w osiągniętych wartościach momentów niszczących M_{Rd} sięgały ok. 69%, co zdaniem autorów dyskwalifikuje je jako elementy należące do jednego systemu. Uzyskane wyniki potwierdzają wnioski sformułowane we wcześniejszej ekspertyzie, [3].
b) Sposób ułożenia spoiny nie wpływa na zachowanie elementów w fazie początkowej (odkształcenia sprężyste), Rys. 11. Dopiero po przekroczeniu przez moment zginający wartości 1,75 kNm zaczynają się zarysowywać widoczne różnice w zachowaniu obu typów węzłów.
c) Po przekroczeniu przez moment zginający wartości ok. 2,00 kNm w węzłach grupy II ujawnia się nagły przyrost wartości kątów obrotu, w węzłach z pełną spoiną obwodową zjawisko to następuje później i ma łagodniejszy charakter.

d) Sposób zniszczenia obu typów węzłów był bardzo podobny, za każdym razem zniszczeniu ulegała belka w obrębie strefy wpływu ciepła w bezpośredniej bliskości wykonanych spoin. W węzłach z niepełną spoiną pęknięcia przekroju rygla były większe, z uwagi na wyższy poziom wytężenia spoiny w pobliżu narożnika belki, Rys. 14.



Rys 14. Sposoby zniszczenia węzłów grupy II i grupy I

Fig. 14. Schemes of destruction for joints classified to group II and group I

e) Uzyskane rezultaty skłaniają do refleksji nad słusznością przedstawionej w [1] metodyki oznaczania sztywności węzłów. Zaobserwowane rozbieżności w wartościach kluczowych parametrów wydają się być na tyle istotne, że nie sposób przejść nad nimi obojętnie, szczególnie, że uzyskane wyższe wartości sztywności dla węzłów z niepełną spoiną zdają się przeczyć prawom fizyki i logice inżynierskiej. Z drugiej zaś strony przy węzłach zakwalifikowanych do II grupy, uzyskano niższe wartości nośności przy takich samych kątach obrotu jak dla węzłów z pełną spoiną.
f) Wyciągnięcie dalej idących wniosków w zakresie poprawności proponowanych procedur, jak również dokonanie w pełni rzetelnej oceny przyczyn wskazanych rozbieżności oraz wiarygodności wyników wskazują na konieczność przeprowadzenia serii dalszych badań i w pełni uzasadniają tę potrzebę.
g) W dokumencie [5] zwraca się uwagę, iż wyznaczona wg opisanej tam procedury wartość sztywności jest wyraźnie mniejsza od rzeczywistej sztywności zaczepu w zakresie mniejszych kątów. Autorzy dokumentu proponują, aby charakterystykę pracy węzła opisać za pomocą wielomianu i przypisywać poszczególnym węzłom różną sztywność

w zależności od ich położenia na kondygnacjach regału. Zdaniem autorów dokumentu znajdujące się wyżej węzły są z reguły mniej obciążone i można im przypisać wyższą sztywność poprzez zmniejszenie wartości M_{gr} nawet o 40%. Ostateczną decyzję w tym zakresie pozostawia się projektantowi.

h) Bazując na uzyskanych wynikach, jedynie zastosowanie metody „linii belkowej", opisanej w [4] zwróciło wyniki, które zdaniem autorów niniejszej pracy, z czysto inżynierskiego punktu widzenia sprawiają wrażenie najbardziej wiarygodnych.

Literatura

[1] PN-EN 15512:2011 - Stalowe statyczne systemy składowania - Regały paletowe o zmiennej konfiguracji - Zasady projektowania konstrukcji, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2011.

[2] Kozłowski A., Ślęczka L.: Experimental analysis of beam-to-column joints in steel storage pallet racks, Eurosteel Coimbra 2002, s.897-906.

[3] Król P.A., Kwaśniewski L., Lutomirski S., Witkowski J., Żółtowski W.: Opinia naukowo – techniczna dotycząca katastrofy regału wysokiego składowania typu XY, opracowanie wewnętrzne Instytutu Konstrukcji Budowlanych Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003.

[4] Bródka J., Kozłowski A.: Sztywność i nośność węzłów podatnych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Białystok - Rzeszów 1996.

[5] IL-B-001:1998, Bezpieczeństwo urządzeń techniki magazynowania. Wymagania podstawowe, Instytut Logistyki i Magazynowania, Poznań 1998.

EXPERIMENTAL TESTS ON SEMI-RIGID BEAM-TO-COLUMN JOINTS IN STEEL STORAGE PALLET RACKS

S u m m a r y

Steel high storage pallet racks are one of the most common and more widely used skeletal thin-walled structures. A typical pallet rack consists of columnar structural systems, consisting of two separate columns connected with the set of diagonals, that provides the required stiffness in the transverse direction. In the longitudinal direction it is typical sway-frame structure not braced in any way, and the appropriate rigidity of the system is guaranteed by the rigidity of the columns themselves, and the stiffness of the column-to-floor and the beam-to-column semi-rigid joints. In this paper the results of series of experimental tests carried out on unilateral semi-rigid beam-to column joints applied in the typical pallet rack system solution are presented and discussed. The study involved two groups of beams, with full and partial weld seam connecting the front plate of the hooking joint. The relationship between the bending moment and the angle of rotation for the analyzed groups are similar in nature, but the elements with only a partial weld seam transfer substantially smaller bending moment. Stiffness defined for each group of joints based on various normative documents show quite significant differences. This points to the need for further studies to clarify the procedure on how to correctly determine the load capacity and stiffness of this type of joints, the knowledge of which is essential for the proper design of this type of construction. Reliability of the analysed joints affect

the safety of the whole structure, which is particularly important because of the increasing use of steel storage racks systems in public areas of huge stores, supermarkets and malls.

Key words: storage pallet racks, semi-rigid joints, experimental tests, capacity and stiffness of joints

DOI: 10.7862/rb.2013.23

Przesłano do redakcji: w czerwcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w sierpniu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 175 - 188

Witold KUCHARCZUK[1]
Sławomir LABOCHA[2]

ANALIZA NOŚNOŚCI I SZTYWNOŚCI BELEK ZESPOLONYCH W ZALEŻNOŚCI OD STOPNIA ZESPOLENIA

Artykuł prezentuje analizę porównawczą nośności i sztywności belek zespolonych stalowo-betonowych w budownictwie powszechnym, w zależności od stopnia ich zespolenia. Celem artykułu jest przybliżenie zasad projektowania belek z uwzględnieniem wpływu stopnia zespolenia na ich nośność i sztywność. Zwrócono uwagę na znaczenie podparcia montażowego kształtownika stalowego w stadium realizacji konstrukcji. Przykłady belek przyjętych do analizy dotyczą podstawowego zakresu zastosowań stropów zespolonych. W obliczeniach uwzględniono belki o rozpiętościach 8,0m, 12,0m i 16,0m w rozstawie 2,5m, zespolone z płytą betonową, o całkowitej grubości 110mm, wykonaną na poszyciu z blachy profilowanej Florstrop. Do zespolenia przyjęto łączniki sworzniowe ciągliwe. Rozpatrywano trzy warianty stopnia zespolenia: η =1,0, η = 0,75 i η = 0. Ciężar warstw wykończeniowych stropu i jego obciążenie użytkowe przyjęto jednakowe. Nośność belek określono z wykorzystaniem plastycznego rozkładu naprężeń w przekrojach. Sztywność belek zespolonych określono z wykorzystaniem teorii przekroju zastępczego, stowarzyszonego ze sprężystym rozkładem naprężeń. Wpływ efektów reologicznych, to jest, pełzania betonu na ugięcia belek zespolonych, uwzględniono poprzez zastosowanie efektywnego modułu sprężystości betonu według zaleceń normy PN-EN1994-1-1 oraz redukcję przekroju betonu określoną stosunkiem modułów sprężystości stali i betonu. Wyniki obliczeń pozwalają na sformułowanie wniosków wskazujących na przewagę zalet belek zespolonych zaprojektowanych z pełnym zespoleniem w stosunku do rozwiązań o zespoleniu częściowym. Treść rozważań, jak i zaprezentowane w pracy wnioski dotyczą rozwiązań najczęściej stosowanych w praktyce, to jest, belek o schemacie statycznym wolno podpartym.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowo-betonowe, belki zespolone, zespolenie częściowe, stopień zespolenia, nośność przekrojów częściowo zespolonych

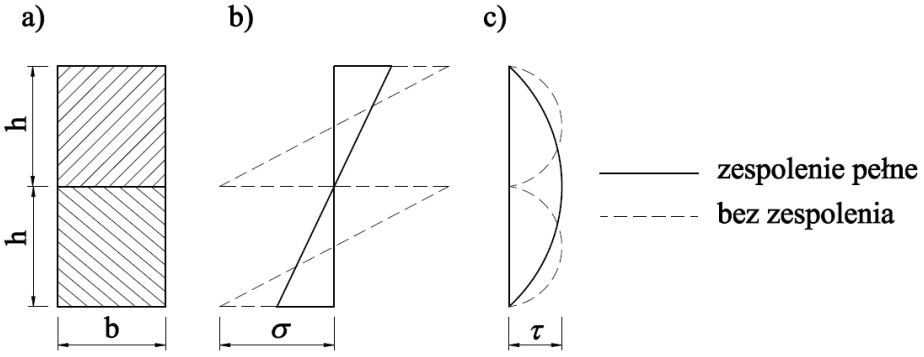
[1] Autor do korespondencji: Witold Kucharczuk,. Wyższa Szkoła Techniczna Katowice, 02-925 Warszawa, ul. Okrężna 40b, tel. 22 842 48 76, wandakuch@yahoo.co.uk

[2] Sławomir Labocha,. Wyższa Szkoła Techniczna Katowice, 42-200 Częstochowa, ul. Ossolińskiego 1/15, +48 606 970 171, stahlbau@op.pl

1. Wprowadzenie

Warunkiem pełnego współdziałania płyty betonowej z żebrem stalowym w belce zespolonej jest nieprzesuwne połączenie ich ze sobą. Znaczenie zespolenia przedstawiono poglądowo na rysunku 1. Przedstawia on rozkład naprężeń w przekroju złożonym z dwóch części o jednakowych wymiarach, wykonanych z materiału o jednakowym współczynniku sprężystości:

- wariant I – obie części są połączone nieprzesuwnie,
- wariant II – obie części mają swobodę przesuwu.

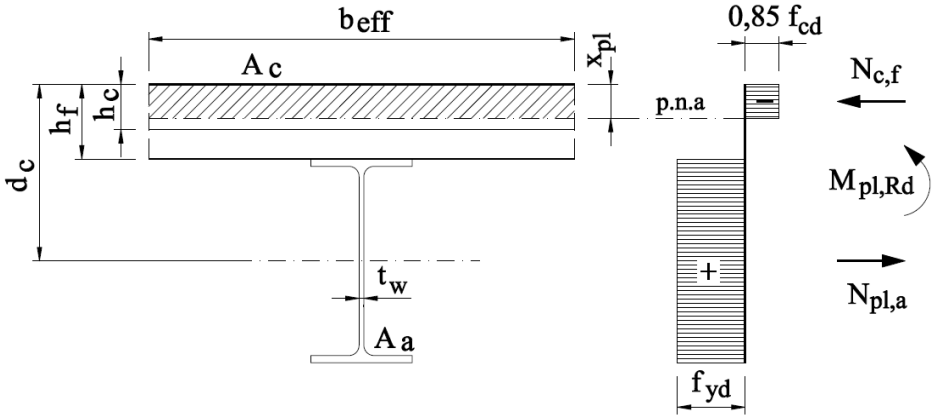


Rys. 1. Wpływ zespolenia na rozkład naprężeń w przekroju zginanym: a) przekrój belki, b) naprężenia normalne, c) naprężenia styczne [1].

Fig. 1. Effect of shear connection on bending and shear stresses: a) section, b) bending stress c) shear stress [1].

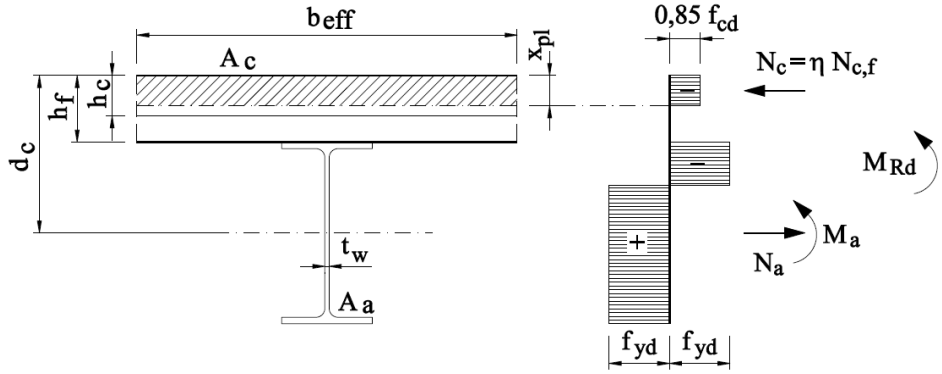
Można łatwo wykazać, że w wariancie I naprężenia są dwukrotnie mniejsze niż w wariancie II, a ugięcie belki jest czterokrotnie mniejsze. Nie uległy zmianie jedynie maksymalne naprężenia styczne.

W większości przypadków zespolenie oznacza połączenie mechaniczne za pomocą różnego rodzaju łączników. W zależności od liczby łączników w połączeniu, zespolenie może być pełne lub częściowe. Zespolone belki stropowe projektuje się w stanach granicznych zgodnie z regułami podanymi w Eurokodzie 4 [2]. Nośność graniczną na zginanie momentem dodatnim przekrojów klas 1 i 2 norma zaleca określać na podstawie teorii sztywno-plastycznej, z zastrzeżeniem że w przypadku zespolenia częściowego należy stosować łączniki ciągliwe. Poglądowe rozkłady naprężeń plastycznych przy pełnym i częściowym zespoleniu przedstawiono na rysunkach 2 i 3.



Rys. 2. Rozkład naprężeń plastycznych od zginania momentem dodatnim przy pełnym zespoleniu [2].

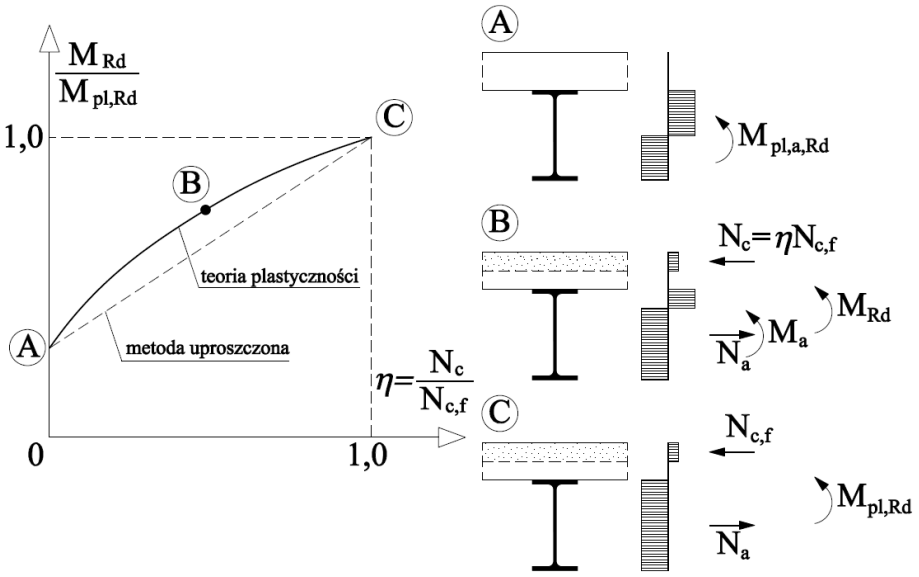
Fig. 2. Plastic stress distribution under sagging bending for full shear connection [2].



Rys. 3. Rozkład naprężeń plastycznych od zginania momentem dodatnim przy częściowym zespoleniu [2].

Fig. 3. Plastic stress distribution under sagging bending for partial shear connection [2].

W przypadku częściowego zespolenia, kluczowe znaczenie ma stosunek zredukowanej siły ściskającej w betonowej półce N_c do siły N_{cf} przy pełnym zespoleniu. Stosunek $\eta = \frac{N_c}{N_{cf}}$ jest stopniem zespolenia na ścinanie podłużne. Wpływ stopnia zespolenia na nośność belki na zginanie przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Zależność między M_{Rd} i N_c dla łączników ciągliwych [2].

Fig. 4. Relation between M_{Rd} and N_c for ductile shear connectors [2].

Podane na rysunku symbole $M_{pl,a,Rd}$ i $M_{pl,Rd}$ oznaczają obliczeniowe wartości plastycznej nośności na zginanie przekroju samego kształtownika stalowego oraz przekroju zespolonego z pełnym zespoleniem. Zależność miedzy M_{Rd} i N_c przedstawia na rysunku wypukła część krzywej ABC. Bezpieczna wartość M_{Rd} może być określona przez prostą AC wg wzoru:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})\frac{N_c}{N_{cf}} \tag{1}$$

Eurokod 4 [2] traktuje równorzędnie oba sposoby zespolenia tj. pełne lub częściowe, nie wskazując żadnych preferencji ani zaleceń do stosowania.

Celem artykułu jest przybliżenie zasad projektowania belek z uwzględnieniem wpływu stopnia zespolenia na ich nośność i sztywność oraz zwrócenie uwagi na znaczenie podparcia montażowego kształtownika stalowego w stadium realizacji konstrukcji. Zagadnienia te przedstawiono na przykładzie belek o trzech rozpiętościach i trzech wariantach stopnia zespolenia.

2 Obliczenie nośności i sztywności przekrojów belek

2.1 Założenia obliczeniowe

2.1.1 Wymiary geometryczne

Do analizy przyjęto belki swobodnie podparte o rozpiętościach: 8,0m, 12,0m i 16,0m. Przyjęto jednakowy rozstaw belek – 2,5m i płytę betonową na poszyciu z blach stalowych FLORSTROP o grubości 0,8mm. Całkowita grubość płyty h=110mm, a grubość średnia - 98mm. Założono, że kształtownik stalowy będzie zabezpieczony przed zwichrzeniem zarówno w stadium realizacji /sytuacja przejściowa wg PN-EN 1990/ jak i w stadium użytkowania konstrukcji /sytuacja trwała wg PN-EN 1990/.

2.1.2 Stopień zespolenia

Przyjęto trzy warianty stopnia zespolenia belek: $\eta = 1{,}0$, $\eta = 0{,}75$, $\eta = 0$.

2.1.3 Obciążenia

Ciężar płyty betonowej przyjęto jednakowy we wszyst.kich wariantach konstrukcji, a ciężar kształtownika stalowego – odpowiednio do rozpiętości i stopnia zespolenia. Ciężar warstw wykończeniowych i obciążenie użytkowe przyjęto jednakowe. Zestawienie obciążeń w stadium użytkowania /sytuacja trwała/ konstrukcji podano w tablicy 1.

Tablica 1. Zestawienie obciążeń w stadium użytkowania /sytuacja trwała – PN-EN 1990/ [kN/m].
Table 1. Loads in composite stage /persistent design situation - EN 1990/ [kN/m].

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obciązenia	Wartość obliczeniowa
Ciężar płyty betonowej $0{,}098 \cdot 25 \cdot 2{,}5$	6,13	1,35	8,28
Ciężar blachy profilowanej $0{,}09 \cdot 2{,}5$	0,23		0,31
Warstwy wykończeniowe $0{,}25 \cdot 2{,}5$	0,63		0,85
Ciężar kształtownika	m		1,35m
Razem obciążenia stałe	6,99 + m		9,44+1,35m
Obciążenia użytkowe $2{,}5 \cdot 2{,}5$	6,25	1,50	9,38
Obciążenia całkowite	q_k=13,24+m		q_d=18,28+1,35 m

W stadium realizacji przyjęto ciężar mieszanki betonowej 26 kN/m^3.

2.1.4 Materiały konstrukcyjne

Przyjęto
- kształtowniki IPE ze stali S235; $f_y = 235\,\mathrm{N/mm^2}$, $E = 210000\ \mathrm{N/mm^2}$,
- beton C20/25; $f_{cd} = 14{,}3\,\mathrm{N/mm^2}$, $E_{cm} = 30000\ \mathrm{N/mm^2}$

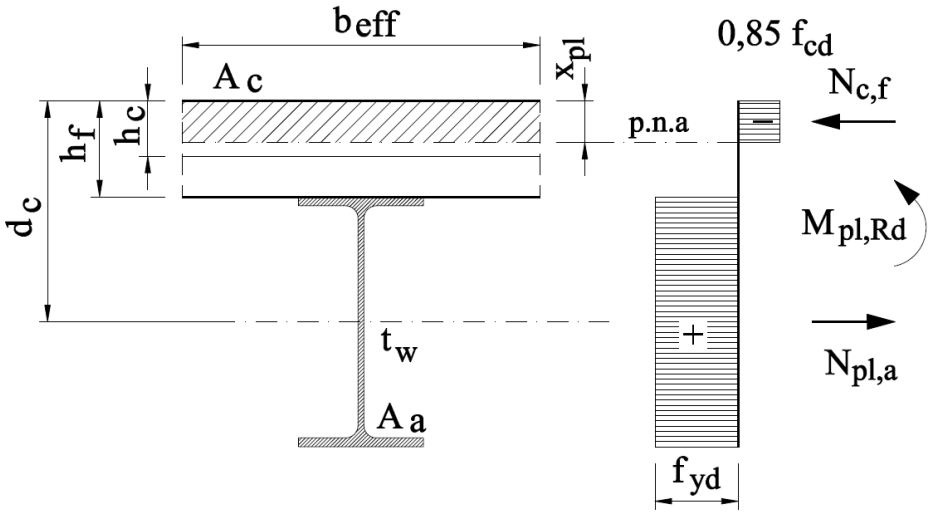
2.1.5 Metody realizacji

Przyjęto, ze belki z pełnym zespoleniem będą podparte montażowo. W przypadku częściowego zespolenia podparcie montażowe jest mało uzasadnione ze względu na większą wysokość kształtowników.

2.2 Nośność obliczeniowa przekrojów

2.2.1 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 1{,}0$

Wzory na nośność obliczeniowa na zginanie przyjęto wg [3] w zależności od położenia osi obojętnej. Przekrój obliczeniowy belki, z osią obojętną w płycie pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Przekrój obliczeniowy belki, gdy oś obojętna stanu plastycznego jest usytuowana ponad blachą.

Fig. 5. Design section of the beam, if the plastic neutral axis is above sheeting.

- Belka o rozpiętości 8,0 m

  $b_{eff} = 2 \cdot \frac{8{,}0}{8} = 2{,}0\,\text{m}$, kształtownik IPE220 - $A_a = 33{,}4\,\text{cm}^2$, $m = 26{,}2$ kg/m

  $M_{Ed} = 153{,}39\,\text{kN/m}$, $x_{pl} = 3{,}2\,\text{cm} < h_c = 5{,}1\,\text{cm}$

  $M_{pl,Rd} = 160{,}12\,\text{kN/m}$, $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0{,}96 < 1$

- Belka o rozpiętości 12,0 m

  $b_{eff} = 2{,}5\,\text{m}$, kształtownik IPE330 - $A_a = 62{,}6\,\text{cm}^2$, $m = 49{,}1$ kg/m

  $M_{Ed} = 350{,}69\,\text{kN/m}$, $x_{pl} = 4{,}8\,\text{cm} < h_c = 5{,}1\,\text{cm}$

  $M_{pl,Rd} = 368{,}95\,\text{kN/m}$, $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0{,}95 < 1$

- Belka o rozpiętości 16,0 m

  $b_{eff} = 2{,}5\,\text{m}$, kształtownik IPE450 - $A_a = 98{,}8\,\text{cm}^2$, $m = 77{,}6$ kg/m

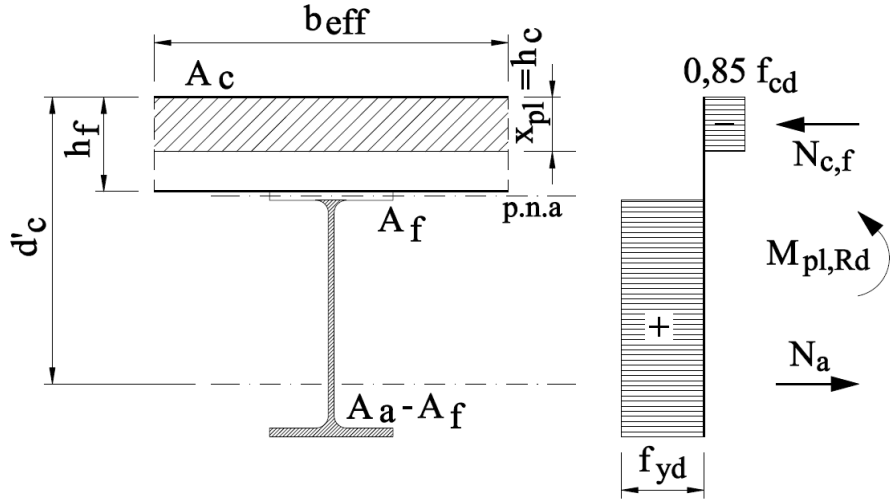
  $M_{Ed} = 635{,}76\,\text{kN/m}$,

  Zachodzi przypadek

  $f_y A_a > 0{,}85 f_{cd} b_{eff} h_c > f_y (A_a - 2 b_f t_f)$

  Zatem oś obojętna przechodzi przez półkę kształtownika.

  Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju środkowym belki przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju środkowym belki.

Fig. 6. Plastic stress distribution in the midspan of the beam.

Pole przekroju półki kształtownika $A_f = 27{,}74$ cm2.

Położenie środka ciężkości teowego przekroju $A_a - A_f$ względem górnej krawędzi kształtownika $x = 31$ cm, $d_c' = 42$ cm

$$M_{pl,Rd} = f_y(A_a - A_f)(d_c' - 0{,}5h_c) = 658{,}76 \text{ kN/m}, \quad \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0{,}96 < 1$$

2.2.2 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 0{,}75$

Przekroje obliczeniowe jak na rysunkach 5 i 6.

- Belka o rozpiętości 8,0 m

  $b_{eff} = 2{,}0$ m, kształtownik IPE240 - $A_a = 39{,}1 \text{ cm}^2$, $W_{pl} = 367 \text{ cm}^3$, $m = 30{,}7$ kg/m

  $M_{Ed} = 153{,}875$ kN/m, $x_{pl} = 3{,}8 \text{ cm} < h_c = 5{,}1$ cm

  $M_{pl,a,Rd} = 86{,}24$ kN/m, $M_{pl,Rd} = 193{,}88$ kN/m,

  $M_{Rd} = 86{,}24 + (193{,}88 - 86{,}24) \cdot 0{,}75 = 166{,}97$ kN/m,

  $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}92 < 1$

- Belka o rozpiętości 12,0 m

  $b_{eff} = 2{,}5$ m, kształtownik IPE360 - $A_a = 72{,}7 \text{ cm}^2$, $W_{pl} = 1020 \text{ cm}^3$, $m = 57{,}1$ kg/m, $M_{Ed} = 352{,}63$ kN/m, $x_{pl} \approx 5{,}1 \text{ cm} = h_c = 5{,}1$ cm

  $M_{pl,a,Rd} = 239{,}7$ kN/m, $M_{pl,Rd} = 451{,}88$ kN/m,

  $M_{Rd} = 239{,}7 + (451{,}88 - 239{,}7) \cdot 0{,}75 = 398{,}84$ kN/m,

  $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}88 < 1$

- Belka o rozpiętości 16,0 m

  $b_{eff} = 2{,}5$ m, kształtownik IPE500 - $A_a = 116 \text{ cm}^2$, $W_{pl} = 2200 \text{ cm}^3$, $m = 91{,}1$ kg/m

  $M_{Ed} = 641{,}6$ kN/m, oś obojętna przechodzi przez półkę kształtownika

  $M_{pl,a,Rd} = 517$ kN/m, $M_{pl,Rd} = 841{,}91$ kN/m,

  $M_{Rd} = 517 + (841{,}91 - 517) \cdot 0{,}75 = 760{,}68$ kN/m,

  $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}85 < 1$

2.2.3 Belki bez zespolenia $\eta = 0$

Wg [4] $M_{pl,a,Rd} = W_{pl} f_y$

- Belka o rozpiętości 8,0 m
  kształtownik IPE330 - $W_{pl} = 804\ \text{cm}^3$, $m = 49{,}1$ kg/m
  $M_{Ed} = 155{,}84\ \text{kN/m}$, $M_{pl,a,Rd} = 188{,}94\ \text{kN/m}$,
  $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0{,}82 < 1$
- Belka o rozpiętości 12,0 m
  kształtownik IPE450 - $W_{pl} = 1702\ \text{cm}^3$, $m = 77{,}6$ kg/m
  $M_{Ed} = 357{,}66\ \text{kN/m}$, $M_{pl,a,Rd} = 388{,}97\ \text{kN/m}$,
  $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0{,}89 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
  kształtownik IPE550 - $W_{pl} = 2780\ \text{cm}^3$, $m = 106$ kg/m
  $M_{Ed} = 579{,}45\ \text{kN/m}$, $M_{pl,a,Rd} = 653{,}3\ \text{kN/m}$,
  $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0{,}89 < 1$

2.3 Sztywność przekroju

2.3.1 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 1{,}0$

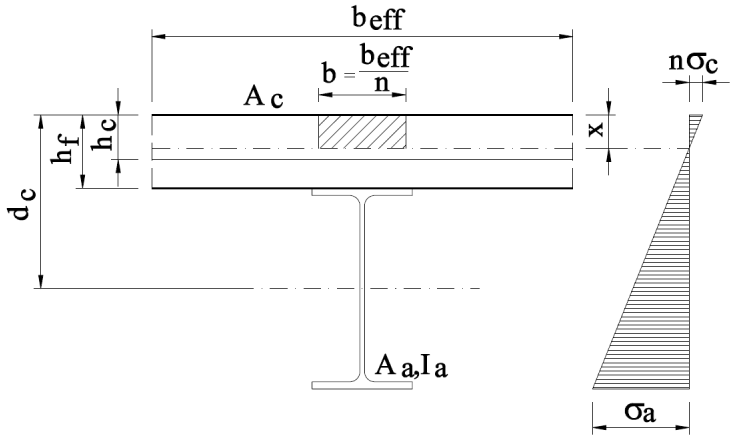
Sztywność przekroju zespolonego obliczono metodą przekroju zastępczego (rys. 7).

Wpływ pełzania betonu uwzględniono przyjmując efektywny moduł sprężystości

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} = 15\ \text{GPa}$$

Nominalny stosunek modułów sprężystości $n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = 14$.

- Belka o rozpiętości 8,0 m
  IPE220, $m = 26{,}2$ kg/m, $q_k = 13{,}5\ \text{kN/m}$,
  Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 11489\ \text{cm}^4$,
  Ugięcie belki $w = 3{,}0\ \text{cm} < w_{\max} = \frac{800}{250} = 3{,}2\ \text{cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0{,}84 < 1$



Rys. 7. Rozkład naprężeń sprężystych przy zginaniu momentem dodatnim w przekroju zastępczym beki zespolonej.

Fig. 7. Elastic stress distribution under sagging bending for equivalent cross section of composite beam.

- Belka o rozpiętości 12,0 m
  IPE360, $m = 57{,}1$ kg/m, $q_k = 13{,}81$ kN/m,
  Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 44752\ \text{cm}^4$,
  Ugięcie belki $w = 4{,}0\ \text{cm} < w_{\max} = \dfrac{1200}{250} = 4{,}8\ \text{cm},\ \dfrac{w}{w_{\max}} = 0{,}93 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
  IPE500, $m = 91{,}1$ kg/m, $q_k = 14{,}15$ kN/m,
  Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 105486\ \text{cm}^4$,
  Ugięcie belki $w = 5{,}5\ \text{cm} < w_{\max} = \dfrac{1600}{250} = 6{,}4\ \text{cm},\ \dfrac{w}{w_{\max}} = 0{,}86 < 1$

2.3.2 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 0{,}75$

Nie przewiduje się podparcia montażowego belek, zatem ich ugięcia składają się z dwóch części: powstałych w stadium realizacji (sytuacja przejściowa) i po zespoleniu.

- Belka o rozpiętości 8,0 m
  IPE300, $m = 42{,}2$ kg/m, $I_y = 8360\ \text{cm}^4$, $q_{k1} = 7{,}03$ kN/m, $q_{k2} = 7{,}3$ kN/m,
  Ugięcie: $w_1 = 2{,}1\ \text{cm}$, $w_2 = 0{,}7\ \text{cm}$, $w_1 + w_2 = 2{,}8\ \text{cm} < w_{\max} = 3{,}2\ \text{cm}$,
  $\dfrac{w}{w_{\max}} = 0{,}875 < 1$

- Belka o rozpiętości 12,0 m
  IPE450, $m = 77{,}6$ kg/m, $I_y = 33740\,\text{cm}^4$, $q_{k1} = 7{,}38\,\text{kN/m}$, $q_{k2} = 7{,}66\,\text{kN/m}$,
  Ugięcie: $w_1 = 2{,}8\,\text{cm}$, $w_2 = 1{,}2\,\text{cm}$, $w_1 + w_2 = 4{,}0\,\text{cm} < w_{\max} = 4{,}8\,\text{cm}$,
  $\frac{w}{w_{\max}} = 0{,}83 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
  IPE550, $m = 106$ kg/m, $I_y = 67120\,\text{cm}^4$, $q_{k1} = 7{,}66\,\text{kN/m}$, $q_{k2} = 7{,}94\,\text{kN/m}$,
  Ugięcie: $w_1 = 4{,}6$ cm, $w_2 = 2{,}3$ cm, $w_1 + w_2 = 6{,}9\,\text{cm} \approx w_{\max}$.

2.3.3 Belki bez zespolenia $\eta = 0$

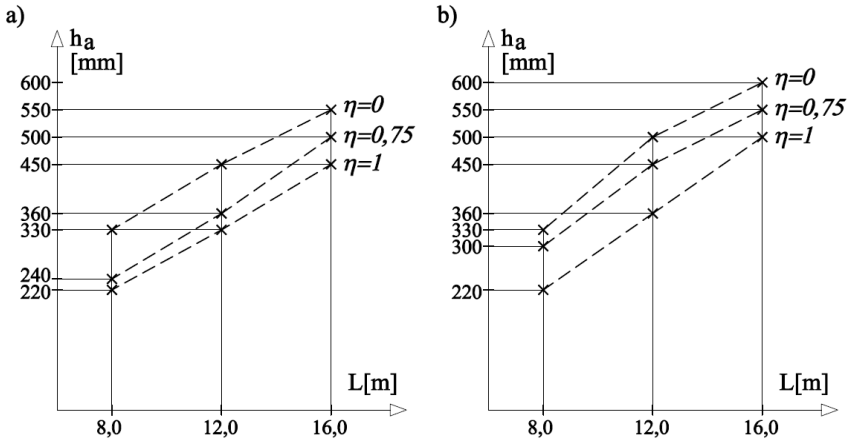
- Belka o rozpiętości 8,0 m
  IPE330, $m = 49{,}1$ kg/m, $I_y = 11770\,\text{cm}^4$, $q_k = 13{,}73\,\text{kN/m}$,
  Ugięcie: $w = 3{,}0\,\text{cm} < w_{\max} = 3{,}2\,\text{cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0{,}94 < 1$
- Belka o rozpiętości 12,0 m
  IPE500, $m = 91{,}1$ kg/m, $I_y = 48200\,\text{cm}^4$, $q_k = 14{,}15\,\text{kN/m}$,
  Ugięcie: $w = 3{,}7\,\text{cm} < w_{\max} = 4{,}8\,\text{cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0{,}77 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
  IPE600, $m = 122$ kg/m, $I_y = 92080\,\text{cm}^4$, $q_k = 14{,}46\,\text{kN/m}$,
  Ugięcie: $w = 5{,}8\,\text{cm} < w_{\max} = 6{,}4\,\text{cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0{,}91 < 1$

3 Analiza wyników obliczeń

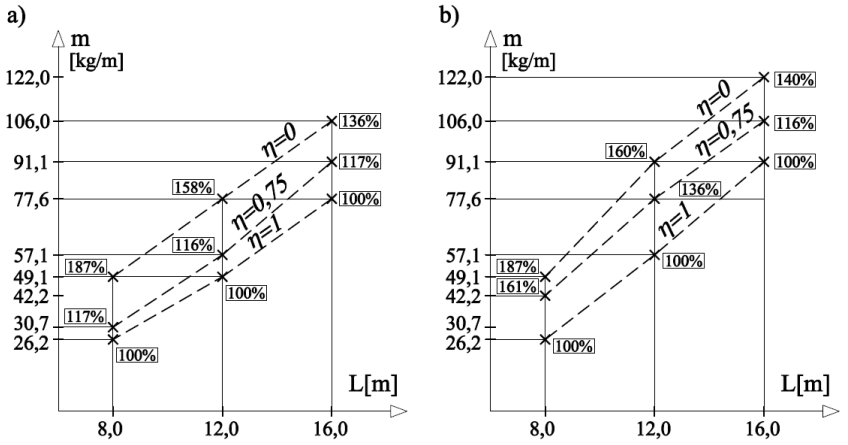
Wyniki obliczeń przedstawiono w tablicy 2 oraz na rysunkach 8 i 9.

Tablica 2. Przekroje kształtowników w zależności od rozpiętości i stopnia zespolenia belek.
Table 2. Relation between cross sections, span of the beam and degree of shear connection.

Stopień zespolenia η	Rozpiętość belki L [m]					
	8,0		12,0		16,0	
	Wysokość kształtownika IPE ze względu na:					
	nośność	sztywność	nośność	sztywność	nośność	sztywność
1	220		330	360	450	500
0,75	240	300	360	450	500	550
0	330		450	500	550	600



Rys. 8. Wysokość belek ze względu na: a) nośność obliczeniową na zginanie, b) ugięcie graniczne.
Fig. 8. High of the beams due to: a) bending resistance, b) limit deflection.



Rys. 9. Masa belek ze względu na: a) nośność obliczeniową na zginanie, b) ugięcie graniczne.
Fig. 9. Mass of the beams due to: a) bending resistance, b) limit deflection.

Analiza zużycia stali (rys.9) prowadzi do następujących spostrzeżeń:

- Zużycie stali wzrasta w przybliżeniu liniowo wraz z rozpiętością belek we wszystkich rozpatrywanych wariantach konstrukcji.
- Udział płyty betonowej w przenoszeniu obciążeń maleje w miarę wzrostu rozpiętości belki zespolonej.
- Zużycie stali zależy od kryterium doboru kształtowników – ze względu na nośność lub ugięcie belek.

- W belkach o rozpiętości 8,0m, z zespoleniem pełnym i bez zespolenia, przekroje kształtowników spełniają zarówno warunki nośności jak i ugięć. W miarę wzrostu rozpiętości belek wzrasta wpływ ugięć.
- Wpływ ugięć wzrasta szczególnie w belkach o zespoleniu częściowym. Decydujący wpływ mają w tym przypadku ugięcia w stadium realizacji (sytuacja przejściowa) konstrukcji, które są większe 2 do 3 razy od ugięć po zespoleniu.

4 Wnioski

1) Z oczywistych względów stropy z belkami stalowymi bez zespolenia z płytą betonową są rozwiązaniem nieekonomicznym, przestarzałym i nie powinny być obecnie stosowane.

2) Najkorzystniejsze z rozpatrywanych rozwiązań są stropy z belkami stalowo-betonowymi o zespoleniu pełnym.

3) Zespolenie częściowe nie pozwala w pełni wykorzystać właściwości wytrzymałościowych stali i betonu. Może być stosowane jedynie w przypadku unifikacji przekrojów belek o różnych rozpiętościach i obciążeniach, niekorzystnych proporcji przekroju belek czy braku możliwości podparcia montażowego belek w stadium realizacji konstrukcji.

4) Kształt i wymiary żeber niektórych typów blach profilowanych uniemożliwiają zastosowanie łączników niezbędnych do pełnego zespolenia [5]. Wynika to stąd, że rozstaw łączników determinowany jest skokiem fałd blachy i wówczas niemożliwe jest uzyskanie wymaganej nośności łączników.

5) Ugięcia belek zespolonych można zmniejszać stosując w stadium realizacji podpory montażowe i ewentualne niewielkie podniesienia wykonawcze. W przypadku belek wykonywanych bez podpor należy w tym celu stosować kształtowniki z odwrotną strzałką ugięcia lub o większym przekroju.

6) Zysk ekonomiczny wynikający z zespolenia belek okupiony jest dodatkowym kosztem wykonania połączeń tj. robocizny i kosztu samych łączników. W analizowanych przykładach zakładano zastosowanie standardowych łączników sworzniowych o średnicy 19mm. W takich, przypadkach wysoce efektywny proces ich automatycznego przypawania w znikomym stopniu wydłuża czas realizacji, a koszt łączników kształtuje się na poziomie kilku zł/szt. W zależności od wielkości zamawianej partii.

Powyższe wnioski, poparte arbitralnie wybranymi przykładami praktycznymi, zachowują swą ważność dla większości typowych rozwiązań o analogicznych lub zbliżonych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Należy podkreślić, iż odnoszą się one w szczególności do rozważanych tutaj belek stropowych swobodnie podpartych w budownictwie powszechnym. Wniosku tego nie należy dowolnie uogólniać. Projektowanie nietypowych, o zdecydowanie odmiennych założeniach od rozważanych w artykule układów stropów, projektowanie belek ciągłych czy węzłów zespolonych ram, wymaga indywidualnych analiz.

Literatura

[1] Johnson R.P.: Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, slabs, columns and frames for buildings. Blackwell Scientific Publication 1994.

[2] PN-EN 1994-1-1. Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[3] Kucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków. Arkady, Warszawa 2007.

[4] PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[5] Kucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Ogólne zasady projektowania. XXVII WPPK, str. 613-696, Szczyrk 2012.

ANALYSIS OF THE RESISTANCE AND THE STIFFNESS OF THE COMPOSITE BEAMS, DEPENDING ON THE DEGREE OF SHEAR CONNECTION

S u m m a r y

The paper presents comparative analysis of the resistance and stiffness of the composite beams in the general building, depending on the degree of the shear connection. The aim of the article is presentation of the rules of designing beams, considering the influence of the degree of shear connection on their resistance and stiffness. Special attention was paid to the importance of propping steel sections during erection. The examples of beams examined consider the basic range of composite floors used. The calculations taken into account concerned beams of nominal span 8,0m, 12,0m and 16,0m in equal spacing 2,5m with the concrete slab of the total thickness 110mm. Composite slab was performed with profiled steel sheeting type Florstrop. Composite beams with the use of ductile headed shear connectors have been taken. There were three kinds of degree of connection considered: □ = 1,0; , □ = 0,75 and □ = 0. The weight of the final layers of floors and their useful load taken, were the same. The resistance of beams was determined by the use of plastic stress distribution in sections. The stiffness of composite beams was determined by the use of the theory of the equivalent section, associated with elastic stress distribution. The influence of rheology effects, i.e. creeps of the concrete on deflection of beams one took into account across the use of the effective module of the elasticity of the concrete, according to reccomendations of the standard PE-EN 1994-1-1. The reduction of the section area of the concrete was determined by ratio of modules of the elasticity of the steel and concrete. Results of calculations lead to conclusion indicative of the advantage of beams designed of the full shear connection in relation to solutions of the partial shear connection. The analysis and presented conclusions concern most general solutions applied in practice i.e. free supported beams.

Keywords: steel-concrete structures, composite beams, partial shear connection, degree of shear connection, resistance of sections with partial shear connection

DOI: 10.7862/rb.2013.24

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 189 - 202

Mariusz MAŚLAK[1]
Małgorzata SNELA[2]

REDYSTRYBUCJA SIŁY PODŁUŻNEJ W STALOWYM RYGLU O NARASTAJĄCEJ W POŻARZE ZDOLNOŚCI DO WYDŁUŻENIA

W pracy dokonano oceny wpływu, jaki na zachowanie się w pożarze rozwiniętym stalowego rygla ramowego ustroju nośnego ma narastająca ze wzrostem temperatury podatność więzów. Celem analizy jest opis redystrybucji termicznie indukowanej siły podłużnej, zatem do badania wybrano rygiel przegubowo połączony ze słupami. W ten sposób węzły zachowują pełną swobodę obrotu przez cały czas pożaru i nie następuje przekazywanie na belkę momentów zginających słupy. W początkowej fazie pożaru w ryglu generowana jest siła ściskająca, rozpychająca węzły. Jeżeli nie ma nałożonego niezależnego ograniczenia na ugięcia, to ich gwałtowny przyrost wraz z rozwojem pożaru powoduje przeciwstawny efekt ściągania podpór. W wyniku takiej interakcji oddziaływań, przy zredukowanej sztywności giętnej, rygiel pracuje jak poprzecznie obciążone wiotkie cięgno, a zatem miarodajnym w ocenie bezpieczeństwa staje się warunek nośności na rozciąganie. Malejąca w pożarze sztywność słupów ograniczających rygiel zwiększa jego zdolność do efektywnego wydłużenia, przez co generowana termicznie siła osiowa jest wyraźnie mniejsza. Jest to równoznaczne z odpowiednio większą odpornością ogniową. Prezentowany przykład pokazuje, że zaniedbywanie w tradycyjnych obliczeniach statycznych, odniesionych do wyjątkowej sytuacji pożaru, faktu zmieniającej się wraz ze wzrostem temperatury elementów podatności więzów prowadzi do niemiarodajnych oszacowań realnego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji i jej użytkowników. Obserwowany efekt cięgna będzie jednak możliwy do realizacji jedynie w konstrukcji z odpowiednio skonstruowanymi węzłami, zwłaszcza tymi, które łączą rygle ze słupami. Muszą one bezpiecznie przenosić obciążenia przy relatywnie dużych deformacjach, a przez to zapewniać wystarczającą zdolność do odkształceń całej ramy.

Słowa kluczowe: rygiel, słup, rama, pożar, temperatura, siła osiowa, odporność ogniowa, podatność.

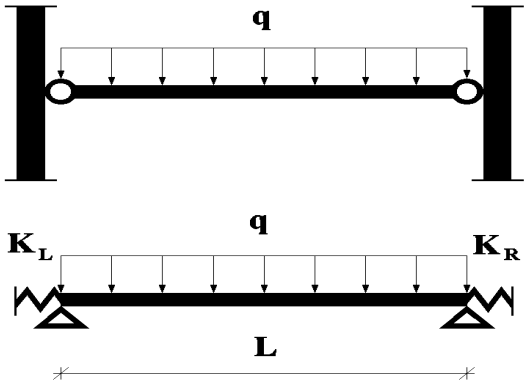
---

[1] Autor do korespondencji: Mariusz Maślak,. Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków, tel. 126415673, mmaslak@pk.edu.pl

[2] Małgorzata Snela,. Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, tel. 815384388, ma.snela@gmail.com

1. Wprowadzenie

Wiarygodne oszacowanie odporności ogniowej stalowych ramowych ustrojów nośnych wymaga uwzględnienia potencjalnej interakcji oddziaływań sąsiadujących ze sobą elementów konstrukcyjnych, pod kątem oceny stopnia ograniczenia ich zdolności do realizacji generowanych termicznie odkształceń. Na skutek tego typu podatnych więzów, o charakterystyce zmieniającej się wraz z rozwojem pożaru, w elementach tych indukują się dodatkowe siły wewnętrzne, które bardzo szybko mogą doprowadzić do wyczerpania możliwości przenoszenia obciążeń zewnętrznych przyłożonych do rozpatrywanego ustroju. Nośność takich konstrukcji maleje zresztą wraz ze wzrostem temperatury składających się na nie elementów, na ogół proporcjonalnie do redukcji granicy plastyczności stali, z której zostały wykonane. Temperatura stali wpływa również w sposób zasadniczy na specyfikację miarodajnych współczynników niestateczności. Z tego względu należy odchodzić od uświęconej tradycją metodyki analizy, poddającej ocenie zachowanie się w pożarze pojedynczych elementów konstrukcyjnych, myślowo wyizolowanych z całego ustroju nośnego, wraz z przypisanymi do nich i modelowanymi w sposób uproszczony warunkami brzegowymi. W miarę możliwości takie podejście warto zastąpić badaniem odpowiedzi na ekspozycję ogniową większych podukładów lub nawet całych konstrukcji. Celem niniejszej pracy jest szczegółowy opis zachowania się w pożarze rygla ramy o ograniczonej zdolności do potencjalnego, generowanego termicznie wydłużenia.

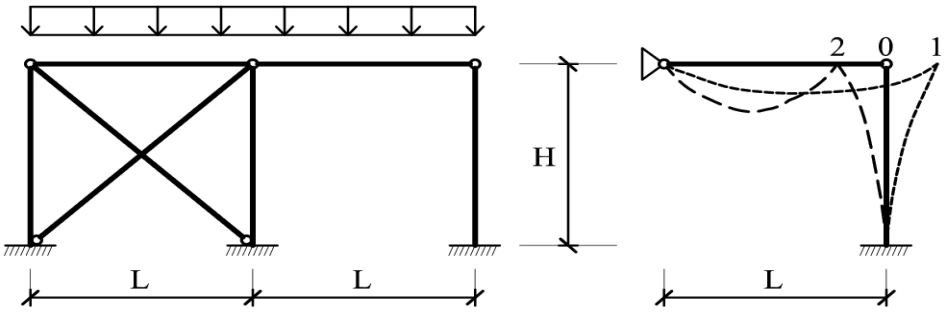


Rys. 1. Rygiel analizowany w pracy.

Fig. 1. The beam considered in the article.

W celu wyeksponowania roli i przebiegu redystrybucji siły podłużnej w ryglu przyjęto, że jest on przegubowo połączony z ograniczającymi go

słupami (Rys. 1). Węzły nominalnie przegubowe zachowują pełną swobodę obrotu przez cały czas pożaru. W ten sposób nie zachodzi, skądinąd niezmiernie interesujące przy analizie zachowania się ramy w pożarze, przekazywanie momentów zginających ze słupów na belkę. Charakteryzuje je jednak skończona podatność na przesuw poziomy, której miarą są odwrotności współczynników sztywności K_L i K_R, specyfikowanych odpowiednio dla lewej i prawej podpory. Analizowany rygiel, obciążony równomiernie rozłożonym obciążeniem q, w podstawowej sytuacji projektowej pracuje jako element zginany (interakcja ze ścinaniem jest zaniedbywalna). W warunkach pożaru charakter jego pracy zmienia się diametralnie, jego nośność jest bowiem determinowana przez interakcję momentu zginającego i siły podłużnej. Wartość termicznie indukowanej siły podłużnej zależy od podatności więzów. Wartość ta nie narasta jednak monotonicznie. Początkowo wydłużający się wskutek nagrzania rygiel rozpycha ograniczające go słupy generując podłużną siłę ściskającą (*push-out effect*). Równocześnie jednak ze wzrostem temperatury maleje w sposób ciągły sztywność giętna rygla, co przekłada się na coraz szybszy przyrost jego ugięcia. Narastanie ugięć wiąże się ze ściąganiem podpór „do wewnątrz" ramy, a zarazem z generowaniem w ryglu osiowej siły rozciągającej (*pull-in effect*). Przy odpowiednio dużych ugięciach siła rozciągająca zaczyna przeważać nad siłą ściskającą i następuje postępujące redukowanie wartości wypadkowej siły osiowej (*pullback effect*). W jego efekcie wypadkowa siła osiowa najpierw całkowicie zanika, a następnie „na placu boju" pozostaje jedynie rozciąganie. Zwróćmy uwagę, że sztywność giętna jest już wtedy na tyle mała, że nie daje możliwości przeniesienia momentów zginających. Tak więc rozgrzany rygiel pracuje jak poprzecznie obciążone wiotkie cięgno (*catenary effect*) [1]. Jeśli założyć, że rygiel przez cały czas pożaru był zabezpieczony przed zwichrzeniem, co przy malejącej wartości modułu sprężystości podłużnej jest adekwatne raczej przy niezbyt wysokiej temperaturze elementu, to o jego nośności w początkowej fazie ekspozycji ogniowej decyduje interakcyjny warunek zginania ze ściskaniem. Jeśli jednak nie ulegnie on w takich warunkach całkowitej destrukcji i nie ma nałożonego niezależnego ograniczenia na jego ugięcia lub innego typu deformacje, a także na tempo ich przyrostu, to warunkiem miarodajnym do oceny nośności staje się ograniczenie wynikające z granicznej nośności rygla na rozciąganie (warunek cięgna). Opisane powyżej etapy pracy rygla w pożarze przekładają się na zachowanie całej ramy. Ilustruje to Rys. 2 dla przypadku ramy stężonej, gdzie naroże *0* początkowo dąży do zajęcia pozycji *1*, odpowiednio oddziałując na sąsiadujący słup, w końcu jednak lokuje się w pozycji *2*, ściągając wskazany słup do wewnątrz budowli. Takie zachowanie słupów ram było zresztą obserwowane w realnych pożarach. Wystarczy przejrzeć typową inwentaryzację deformacji elementów konstrukcyjnych zanotowanych na klasycznym pogorzelisku.



Rys. 2 Etapy deformacji rygla i słupa ramy stężonej w pożarze rozwiniętym (opis w tekście), z lewej – schemat ramy, z prawej - praca myślowo wyizolowanego podukładu (według [2]).

Fig. 2 Stages of deformations of beam and column in braced frame under fully developed fire conditions (detailed explanation in the text), on the left – the frame scheme, on the right – behaviour of imaginary isolated subframe (according to [2]).

2. Szacowanie wartości siły osiowej w ryglu

W ocenie odporności ogniowej rozpatrywanego rygla ramy pierwszorzędne znaczenie ma precyzyjne oszacowanie wartości generowanej w nim siły osiowej $N_{c,\Theta}$. Zagadnieniu temu poświęcone zostały prace [3, 4 i 5]. Podano w nich różne sposoby wyliczania poszukiwanej siły w kontekście analizy jej zależności od założonej podatności węzłów na przesuw poziomy. Zakładano jednak stałą wartość wskazanej podatności, co sugerowało że ekspozycji ogniowej poddany został jedynie analizowany rygiel, ograniczające go słupy natomiast znajdowały się poza zasięgiem pożaru. Jest oczywistym, że równoczesne ogrzanie słupów, stanowiących ograniczenie dla swobodnej realizacji termicznie indukowanego wydłużenia rygla, znacząco obniży ich sztywność giętną. Zwiększy to zdolność rygla do efektywnego wydłużenia, a zatem generowana w nim siła osiowa będzie wyraźnie mniejsza. Uwzględnienie tego efektu, przy szacowaniu odporności ogniowej belki, da w efekcie jej wartość zdecydowanie większą, czyli także odpowiednio dłuższy czas, przez który, w przypadku wystąpienia pożaru rozwiniętego, będzie ona zapewniała bezpieczne przenoszenie przyłożonych do niej obciążeń zewnętrznych. Do szczegółowej analizy wybrano dwa podejścia pozwalające na wyznaczenie wartości siły osiowej w rozpatrywanym ryglu przy założonej podatności podpór.

2.1 Podejście uproszczone

Klasyczne podejście do wyznaczenia wartości siły $N_{c,\Theta}$ przy zadanej temperaturze Θ_a wykorzystuje równanie równowagi:

$$\delta_{\Theta} + \delta_m + \delta = 0 \tag{1}$$

Całkowite odkształcenie rygla δ jest w tym ujęciu sumą swobodnego odkształcenia termicznego δ_{Θ}, to jest wydłużenia ogrzanego pręta w przypadku gdyby mógł się rozszerzać bez przeszkód, i odkształcenia mechanicznego δ_m, które jest miarą oddziaływania podpór krępującego to wydłużenie, przy czym:

$$\delta_{\Theta} = \alpha_{\Theta}(\Theta_a - 20)L \qquad \text{oraz} \qquad \delta_m = \frac{N_{c,\Theta}L}{E_{a,\Theta}A} \tag{2}$$

W powyższych zależnościach $L[m]$ jest rozpiętością rygla, natomiast $A[m^2]$ powierzchnią jego przekroju poprzecznego. Ponadto przez $E_{a,\Theta} = k_{E,\Theta}E_a$ oznaczono zredukowany w temperaturze pożarowej moduł sprężystości podłużnej stali, z której został on wykonany, zaś przez $\alpha_{\Theta}\left[\left({}^{o}C\right)^{-1}\right]$ współczynnik rozszerzalności termicznej tej stali. W dokładniejszych rozważaniach warto uwzględnić fakt zmiany wartości tego współczynnika ze wzrostem temperatury stali. Przyjęto także wartość $20\,{}^{o}C$ jako założoną temperaturę montażu. Z drugiej strony analizowane odkształcenie zależy od podatności $1/K$ podpór na przesuw poziomy, gdzie $1/K = (1/K_L + 1/K_R)$, a zatem:

$$\delta = \frac{N_{c,\Theta}}{K} \tag{3}$$

Ostatecznie otrzymuje się:

$$N_{c,\Theta} = -\frac{\alpha_{\Theta}(\Theta_a - 20)E_{a,\Theta}A}{1 + \dfrac{E_{a,\Theta}A}{KL}} \tag{4}$$

Zaprezentowana metodyka obliczeń daje wprawdzie bezpieczne, ale mało precyzyjne oszacowania siły podłużnej. Uzyskane wyniki są wyraźnie zawyżone w przypadku wysokiej temperatury elementu. Nie uwzględnia się bowiem faktu narastania ze wzrostem temperatury Θ_a ugięć belki, co jest wynikiem postępującej redukcji jej sztywności giętnej.

2.2 Oszacowanie uwzględniające deformacje belki w pożarze

Podejście analizowane w niniejszym artykule stanowi rozwinięcie propozycji podanych przez *Y. Z. Yina* i *Y. C. Wanga* [1]. Rozważmy najpierw przypadek zerowej podatności podpór ($1/K = 0$). Niech w każdej chwili pożaru t_{fi} znana jest funkcja $z = z(x)$ opisująca kształt odkształconej osi rygla. Wydłużenie elementu, które wynika z jego ugięcia, wyraża wtedy formuła:

$$\Delta L = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{dz(x)}{dx}\right)^2}\, dx - L \tag{5}$$

Składa się na nie wydłużenie termiczne δ_Θ i odkształcenie mechaniczne δ_m, które jest miarą oddziaływania podpór, przy czym:

$$\delta_\Theta = \Delta L_\Theta = \alpha_\Theta(\Theta_a - 20)L \quad \text{i} \quad \delta_m = \Delta L_m = \delta - \delta_\Theta = \Delta L - \Delta L_\Theta \tag{6}$$

Ponadto, przy akceptacji uproszczonego wyrażenia na krzywiznę, zachodzi:

$$N_{c,\Theta} = E_{a,\Theta} A \frac{\delta_m}{L} \quad \text{i} \quad M_{LR,\Theta} = M(x)\big|_{x=L/2} = -E_{a,\Theta} I_y \left.\frac{d^2 z(x)}{dx^2}\right|_{x=L/2} \tag{7}$$

Precyzyjne określenie funkcji $z = z(x)$ jest pracochłonne i w zasadzie wymaga obliczeń komputerowych, gdyż ugięcia muszą być analizowane również w zakresie pozasprężystym. Znacznie łatwiejsze jest znalezienie wartości maksymalnej $z_{\max} = \max z(x)$. Wystarczy wykorzystać zwykły warunek równowagi, który w przypadku analizowanego rygla ma postać:

$$M_{LR,\Theta} = M_0 - N_\Theta z_{\max} \qquad \text{przy czym} \qquad M_0 = qL^2/8 \tag{8}$$

W dalszych rozważaniach akceptuje się przybliżenie, że postać funkcji $z = z(x)$ nie zmienia się gdy naprężenia przechodzą w zakres sprężysto – plastyczny. Odpowiednie rozwiązania dla zakresu sprężystego są ogólnie znane. W przypadku gdy obie podpory są przegubowe i obciążenie q jest równomiernie rozłożone na całej długości belki zachodzi:

$$z(x) = \frac{16 z_{\max}}{5L}\left(\frac{x^4}{L^3} - \frac{2x^3}{L^2} + x\right) \quad \text{a stąd} \quad \left.\frac{d^2 z(x)}{dx^2}\right|_{x=L/2} = -\frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} \tag{9}$$

Ponadto, po scałkowaniu (5):

$$\delta = \Delta L = \frac{2176 z_{\max}^2}{875 L} \tag{10}$$

co na bazie (7) i (8) daje układ równań:

$$N_\Theta = k_{E,\Theta} E_a A \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] \tag{11}$$

$$k_{E,\Theta} E_a I_y \frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} = \frac{qL^2}{8} - k_{E,\Theta} E_a A \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] z_{\max} \rightarrow z_{\max} \tag{12}$$

Podatność na przesuw, z uwzględnieniem podatności samego rygla, wyraża parametr [5]:

$$\frac{1}{K^*} = \frac{L}{k_{E,\Theta} E_a A} + \frac{1}{K} \tag{13}$$

Ostatecznie otrzymuje się układ równań:

$$N_\Theta = K^* L \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] \tag{14}$$

$$k_{E,\Theta} E_a I_y \frac{9{,}6 z_{\max}}{L^2} = \frac{qL^2}{8} - K^* L \left[\frac{2176 z_{\max}^2}{875 L^2} - \alpha_\Theta \left(\Theta_a - 20 \right) \right] z_{\max} \rightarrow z_{\max} \tag{15}$$

Równanie (15) można rozwiązywać w sposób bezpośredni (bez formalnego rozwikłania względem $z_{\max}$) z wykorzystaniem komputera, na przykład w środowisku programu *Mathcad*.

3. Przykład numeryczny

3.1. Parametry rozpatrywanej ramy

W przykładzie rozpatrywanym w niniejszej pracy przyjęto, że rozpiętość rygla wynosi $L = 6\,m$. Zakłada się ponadto, że rygiel jest zabezpieczony przed zwichrzeniem (także przez cały czas trwania pożaru), ma stały przekrój IPE 360 i został wykonany ze stali S235. Zatem nośność rygla określona dla podstawowej sytuacji projektowej (bez wpływu pożaru) wynosi:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019{,}15 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1{,}0} = 239{,}5\,kNm \tag{16}$$

Nośność ta pozostanie taka sama, jeśli określać ją przy założeniu wyjątkowej sytuacji pożaru i równomiernym ogrzaniu rygla (zarówno na jego długości jak i w każdym przekroju poprzecznym), ale tylko w chwili jego zainicjowania, czyli dla $t_{fi} = 0$ (zachodzi bowiem równość częściowych współczynników bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi} = \gamma_{M0} = 1{,}0$). Wraz ze wzrostem temperatury rygla jego nośność będzie bowiem ulegać postępującej redukcji, proporcjonalnej do stopnia zmniejszenia się granicy plastyczności stali, z której został wykonany, tak że:

$$M_{c,Rd,\Theta} = k_{y,\Theta} M_{c,Rd} \tag{17}$$

przy czym wartości współczynnika redukcyjnego $k_{y,\Theta}$, odpowiadające założonej temperaturze elementu, zestawiono w normie [6].

W celach porównawczych przeanalizowano dwa rodzaje słupów ograniczających badany rygiel. W myślowo wyizolowanym podzespole ramy zawierającym pojedynczą kondygnację, z nieprzesuwnymi przegubowymi podporami (zakłada się, że rama jest stężona), w obu przypadkach mają one taką samą wysokość $H = 4\,m$ (to znaczy po $2\,m$ powyżej i poniżej rygla) i wykonano je z tej samej stali S235. W pierwszym przypadku zakłada się, że są one bardziej podatne, do ich wykonania wykorzystano bowiem dwuteownik HEB 260, w drugim natomiast ich sztywność jest znacząco większa gdyż zastosowano dwuteownik HEB 300.

Badany rygiel obciążony jest obciążeniem stałym o wartości charakterystycznej $g_k = 2{,}5\,kN/m^2$ oraz pojedynczym obciążeniem zmiennym, dla którego $q_k = 3{,}0\,kN/m^2$ (kategoria B). Obydwa obciążenia są równomiernie rozłożone, co daje odpowiednio $G_k = 2{,}5 \cdot 6{,}0 = 15\,kN/m$ oraz $Q_k = 3{,}0 \cdot 6{,}0 = 18\,kN/m$. Zauważmy, że w podstawowej sytuacji projektowej rygiel zapewnia bezpieczne przenoszenie obciążeń, gdyż:

$$M_{\max} = \frac{\left(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k\right) L^2}{8} = \frac{\left(1{,}35 \cdot 15 + 1{,}5 \cdot 18\right) \cdot 6^2}{8} = 212{,}6\,kNm < M_{c,Rd} \tag{18}$$

Do wyznaczenia miarodajnej wartości efektu obciążenia specyfikowanej dla wyjątkowej sytuacji pożaru stosuje się odmienne zasady kombinacji oddziaływań cząstkowych, typowe w sytuacjach zdarzeń wyjątkowych. Zachodzi wtedy:

$$M_{\max} = M_{\max} = \frac{(G_k + \psi_1 Q_k)L^2}{8} = \frac{(15 + 0{,}5 \cdot 18) \cdot 6^2}{8} = 108{,}0\, kNm \tag{19}$$

dając przy tym już w chwili zaistnienia pożaru dodatkowy zapas bezpieczeństwa. Zapas ten na skutek równoczesnej redukcji nośności ulega jednak w pożarze szybkiemu wyczerpaniu. Należy podkreślić, że chociaż wraz rozwojem pożaru tak oszacowana wartość momentu zginającego nie będzie się zmieniać (zaniedbuje się efekt zmniejszania się realnego obciążenia, zarówno stałego jak i zmiennego, wskutek wypalania się zgromadzonych w strefie pożarowej materiałów palnych oraz prawdopodobnej ewakuacji użytkowników budynku), to jednak coraz większego znaczenia w globalnym bilansie oddziaływań zacznie nabierać termicznie generowana siła osiowa, w ostatecznym efekcie właściwie decydująca o efektywnej odporności ogniowej badanego rygla.

3.2 Sztywność giętna słupów ograniczających rygiel i jej zmiany w warunkach pożaru

Wartość siły osiowej w ryglu jest uzależniona od stopnia skrępowania jego podpór, ograniczającego możliwość swobodnego wydłużania się badanego elementu. Zgodnie z zasadami statyki, przy zezwoleniu na możliwy w pożarze przesuw pionowy górnych podpór modelowanych słupów, zachodzi (Rys. 1):

$$K_{L,\Theta} = K_{R,\Theta} = \frac{48 k_{E,\Theta} E_a J}{h^3} = k_{E,\Theta} K_L = k_{E,\Theta} K_R \tag{20}$$

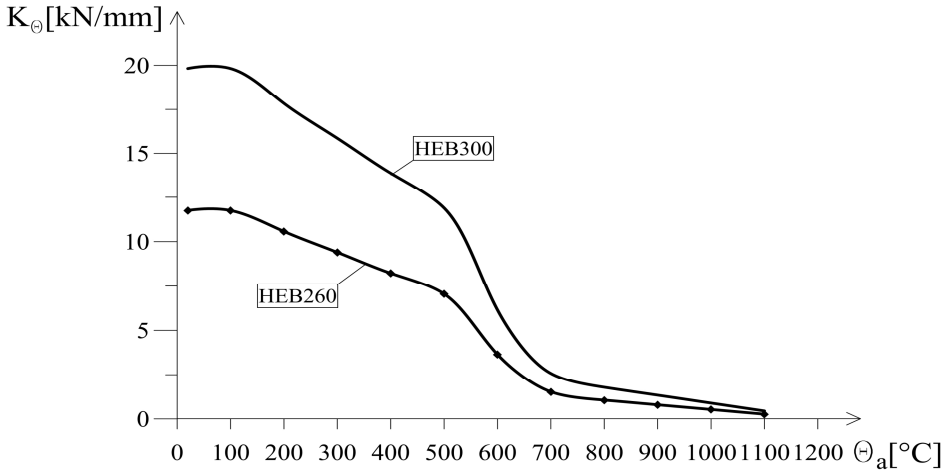
przy czym wartości współczynnika $k_{E,\Theta}$, redukującego moduł sprężystości podłużnej zastosowanej stali w temperaturze pożarowej, zestawiono w przepisach [6]. Zależność (20) daje natychmiast:

$$\frac{1}{K_\Theta} = \frac{1}{K_{L,\Theta}} + \frac{1}{K_{R,\Theta}} = \frac{h^3}{24 k_{E,\Theta} E_a J} = \frac{1}{k_{E,\Theta} K} \tag{21}$$

Relację tę, odniesioną do miarodajnej sztywności K_Θ, dla przyjętych w przykładzie danych, ilustruje Rys. 3.

W efekcie, po uogólnieniu relacji (13), mamy:

$$\frac{1}{K_\Theta^*} = \frac{L}{k_{E,\Theta} E_a A} + \frac{1}{K_\Theta} = \frac{1}{k_{E,\Theta}} \left(\frac{L}{E_a A} + \frac{h^3}{24 E_a J} \right) \tag{22}$$



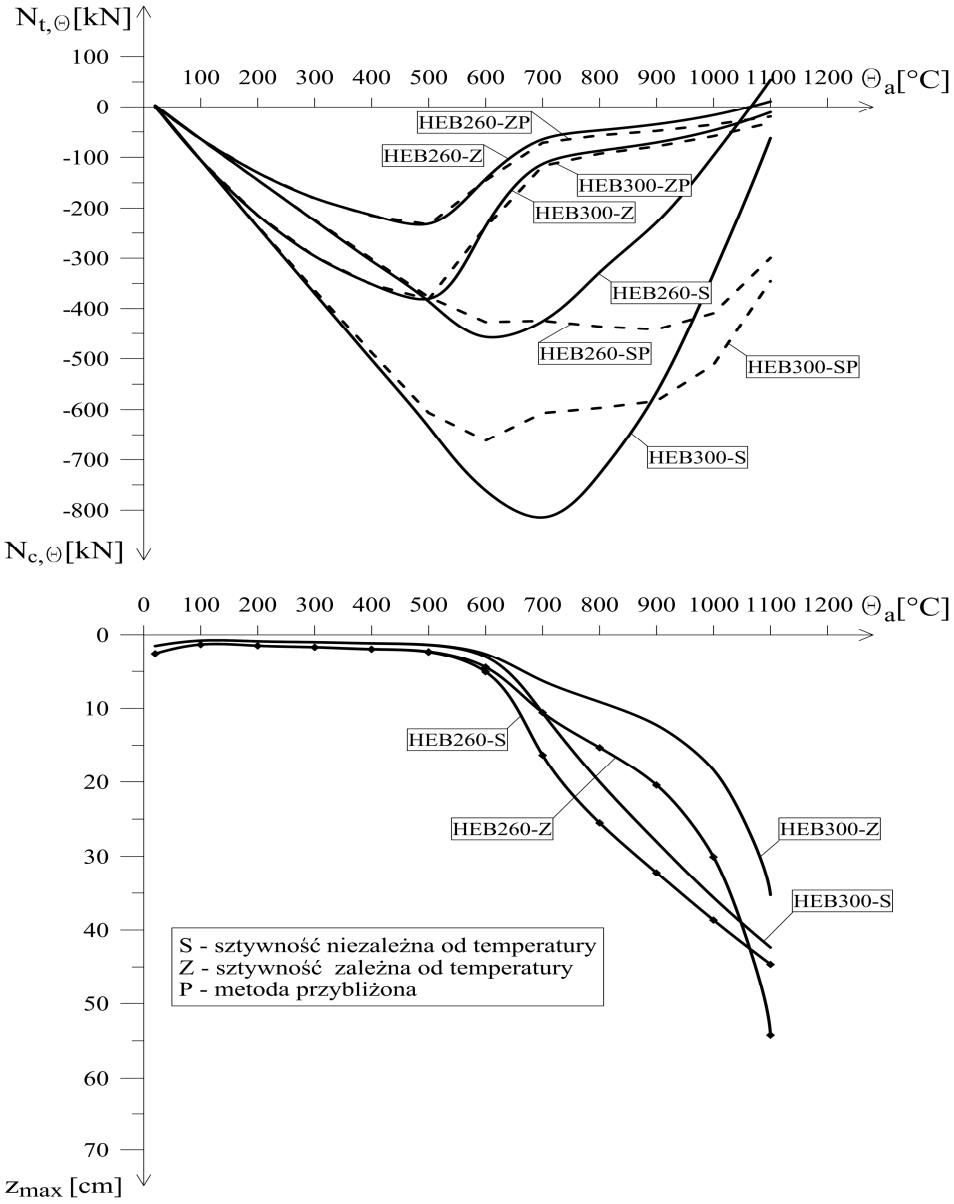
Rys. 3. Redukcja miarodajnej sztywności K_Θ w temperaturze pożarowej.

Fig. 3. Reduction of conclusive stiffness K_Θ under fire temperature.

3.3 Oszacowanie termicznie generowanej siły podłużnej

Monitorowanie narastającej wraz z rozwojem pożaru zdolności rygla do efektywnego wydłużenia pozwala na wyznaczenie wartości termicznie generowanej siły osiowej decydującej o odporności ogniowej badanego elementu. Można tego dokonać w sposób uproszczony, przy wykorzystaniu zależności (4), lub nieco bardziej dokładnie, przez zastosowanie relacji (14). Wyniki uzyskane w rozpatrywanym przykładzie zaprezentowano na Rys. 4.

Łatwo zauważyć, że gwałtownemu przyspieszeniu tempa narastania ugięcia rygla, odpowiadającemu sprężysto – plastycznemu zakresowi pracy rozpatrywanego elementu, towarzyszy jakościowa zmiana charakteru generowanej siły osiowej. Siła ściskająca początkowo spowalnia swój przyrost a następnie zaczyna maleć, by w końcu ustąpić pola sile rozciągającej. Klasyczne rozciąganie ma jednak miejsce przy tak wysokiej temperaturze elementu, że w zasadzie trudno mówić o jakiekolwiek nośności. Niemniej jednak sposób redystrybucji siły podłużnej determinuje charakter deformacji całkowicie zdegradowanych układów ramowych.



Rys. 4. Wpływ temperatury rygla rozpatrywanego w przykładzie: na generowaną w ryglu siłę osiową (rysunek górny), na ugięcie rygla (rysunek dolny).

Fig. 4. Influence of the temperature of beam, considered in the example: on the value of the axial force generated in such beam (above), on the beam deflection (below).

4. Uwagi końcowe

Celem autorów niniejszej pracy było sprawdzenie wpływu, jaki na oszacowanie siły osiowej generowanej w ryglu eksponowanym ogniowo ma uwzględnienie w analizie zmieniającej się wraz z rozwojem pożaru podatności więzów ograniczających jego zdolność do potencjalnego wydłużenia. Analiza wyników pokazanych na Rys. 4 pozwala wnioskować, że brak tego typu rozważań i poprzestanie na założeniu stałej podatności, ustalonej dla warunków podstawowej sytuacji projektowej, prowadzi do całkowicie niewiarygodnych oszacowań odporności ogniowej ramowej konstrukcji nośnej. Przypomnijmy, że w tradycyjnym podejściu obliczeniowym, bazującym na myślowym wyizolowaniu z ustroju pojedynczych elementów konstrukcyjnych, kwestia podatności nie jest jak dotąd w ogóle zauważana. Przyjmując, że odporność ogniową badanego rygla wyznaczy się na podstawie interakcyjnego warunku granicznego łączącego zginanie ze ściskaniem (warunek wyspecyfikowany dla rozciągania będzie miarodajny dopiero w bardzo wysokiej temperaturze stali, gdy deformacje ramy powinny być na tyle duże, że znacznie wcześniej wykluczą potencjalną możliwość jej użytkowania) można stwierdzić, że wartość siły osiowej ma decydujące znaczenie dla zachowania się w pożarze całego ustroju nośnego (jej wpływ na odporność ogniową sąsiednich słupów jest również zasadniczy). Jeśli pominąć w obliczeniach postępującą redukcję sztywności, to siła osiowa oszacowana w ten sposób (oznaczenie „S” na Rys. 4), przy słupach wykonanych z kształtownika HEB 300, osiąga wartości dochodzące nawet do $800\,kN$. Tymczasem uwzględnienie tego faktu (oznaczenie „Z” na Rys. 4) prowadzi do znacznie łagodniejszego oszacowania, na poziomie nie przekraczającym $400\,kN$. Podobnie dużą różnicę obserwuje się w przypadku słupów wykonanych z kształtownika HEB 260. Metoda przybliżona (linie przerywane i oznaczenie „P” na Rys. 4) wiąże się z wykorzystaniem w obliczeniach uproszczonej formuły (4). Różnice w otrzymanych w ten sposób oszacowaniach w stosunku do wyników uzyskanych po zastosowaniu dokładniejszej zależności (14) są istotne, zwłaszcza jeśli odnosić je do relatywnie wysokiej temperatury stali, gdy deformacje badanego elementu są już na tyle duże, że zaczynają decydować o jego nośności. Zwróćmy jednak uwagę na fakt, że stają się one w zasadzie zaniedbywalne jeśli tylko zostanie uwzględniona faktyczna podatność więzów i jej zmienność w warunkach pożaru. Warto również odnotować fakt znacznie wolniejszego tempa narastania ugięć rygla przy bardziej precyzyjnym modelowaniu podatności. Jest to zrozumiałe, gdyż w takim przypadku ograniczenia potencjalnych deformacji ulegają postępującemu osłabieniu.

Opisany w niniejszych rozważaniach tak zwany efekt cięgna, związany z jakościową zmianą sposobu przenoszenia przez konstrukcję przyłożonych do niej obciążeń, daje jej dodatkową rezerwę nośności. Uaktywniona zostaje bowiem alternatywna ścieżka równowagi, stymulowana poprzez narastającą

dominację generowanej w ryglu osiowej siły rozciągającej. Należy jednak wyraźnie zaznaczyć, że rezerwa tego typu stanie się realna tylko wtedy, gdy rama posiada od samego początku, albo uzyska i zachowa w pożarze, wystarczającą zdolność do bezpiecznej realizacji znacznych odkształceń plastycznych. Powinna być zatem kształtowana w taki sposób, aby już w procesie projektowania, przy zagwarantowaniu odpowiedniej nośności, zapewnić równocześnie niezbędną odkształcalność węzłów. Pozwoli to na zminimalizowanie zagrożenia wystąpienia zniszczenia ustroju nośnego zachodzącego w sposób nagły. Z dużym prawdopodobieństwem w takim przypadku nie wytworzy się również łańcuch kinematyczny związany z katastrofą typu postępującego.

Literatura

[1] Yin Y.Z., Wang Y.C.: Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method. Part 1: Theory and validation for uniform temperature distribution. Journal of Constructional Steel Research, 61, 2005.

[2] Dondera A., Giuliani L.: Fire-induced collapse of steel structures. Basic mechanisms and countermeasures, Proceedings of International Conference "Application of Structural fire Engineering", April 19-20, 2013, Prague, Czech Republic, s. 265-271,

[3] Maślak M.: Odporność ogniowa stalowych belek stropowych z węzłami o skończonej podatności na przesuw poziomy, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Nr 256, 2008, seria „Budownictwo i Inżynieria Środowiska", zeszyt 50, s. 201-210,

[4] Maślak M.: On behaviour of steel beams with restrained ability of thermal elongation during fire, Archives of Civil Engineering, LIV, 4, 2008, s. 769-792,

[5] Maślak M.: Siła osiowa w belce z ograniczoną możliwością termicznego wydłużenia w wyjątkowej sytuacji pożaru, Inżynieria i Budownictwo, 7/2009, s. 406-408,

[6] PN-EN 1993-1-2, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru.

AXIAL FORCE REDISTRIBUTION IN STEEL BEAM WITH THERMAL ELONGATION CAPABILITY INCREASING IN FIRE

S u m m a r y

In the article the evaluation is made of the influence of beam thermal elongation capability, increasing with rising temperature of adjoining members, on behaviour of steel framed loadbearing structure under fire conditions. The internal axial force is induced in considered beam as a result of thermal strains constrainment, since the limit state condition specified typically for beam-column case becomes conclusive in structural fire resistance assessment. Such compressive force is greater for higher steel temperature; however, this conclusion is usually accurate only for the initial phase of fully developed fire. Having reached the maximum value it starts decrease because of the rapid beam deformation growth, and finally only the tensile force

is generated when the beam flexural stiffness becomes insufficient to carry any bending moment. As a result of such redistribution of internal forces the considered beam behaves like transversely loaded flaccid tie and the conclusive limit state is connected with the pure tension. The stiffness of the columns adjoining the examined beam decreases under fire conditions, so the capability of beam thermal elongation in such circumstances is monotonically increasing with the growth of the temperature of structural members. Conclusively, the thermally generated axial force is reduced, then the fire resistance of the whole frame becomes higher. Such catenary effect, discussed in the article, gives the loadbearing structure additional reserve related to its resistance. However, this reserve is possible to be available only when the analysed frame is sufficiently ductile, which means that the significant plastic deformations, induced in the loadbearing structure, can be safely carried.

Keywords: beam, column, frame, fire, temperature, axial force, fire resistance, flexibility.

DOI: 10.7862/rb.2013.25

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 203 - 217

Krzysztof OSTROWSKI[1]
Aleksander KOZŁOWSKI[2]

ANALIZA DŁUGOŚCI WSPÓŁPRACUJĄCYCH KRÓĆCÓW TEOWYCH

Rozwój metod teorii plastyczności i ich zastosowanie w modelach analitycznych oszacowania charakterystyk węzłów spowodował zasadniczą zmianę w metodach projektowania połączeń stalowych. Metoda składnikowa zawarta w normie PN-EN 1993-1-8 stosowana jest do określania nośności i sztywności węzłów. Procedury metody składnikowej nie definiują dokładnie zasad określania zdolności węzłów do obrotu. Ilościowa ocena tej wielkości zależy od kilku czynników, z których długość efektywna króćca teowego jest elementem którego dalsza walidacja jest konieczna. W artykule przedstawiono wyniki analizy MES w odniesieniu do połączeń rozciąganych oraz obciążonych momentem zginającym. Dla nieużebrowanych rozciąganych połączeń doczołowych opracowano plan eksperymentu numerycznego oparty na planie Hartleya (PS/DS-P:Ha3). Zakresy zmienności czynników badanych przyjęto następująco: grubość blachy czołowej t_p (6-16 mm), rozstaw śrub p (80-140 mm), odległość śrub od krawędzi środnika m (30-50 mm). Wpływ usztywnienia blachy czołowej na sposób kształtowania się linii załomów plastycznych sprawdzono w odniesieniu do połączeń usztywnionych jednym i dwoma żebrami. Analizę połączeń doczołowych obciążonych momentem zginającym przeprowadzono dla połączeń z jednym, dwoma oraz trzema szeregami śrub. Zbadano sposób kształtowania się załomów plastycznych połączeń sprężanych i niesprężanych. Opracowany zakres badawczy połączeń jest materiałem pozwalającym na określenie zależności pomiędzy długością efektywną króćca teowego a jego stanem odkształcenia. Długość efektywna króćców teowych jest czynnikiem decydującym w ocenie zdolności węzłów do obrotu.

Słowa kluczowe: długość współpracująca, połączenia doczołowe sprężane, króćce teowe

[1] Autor do korespondencji: Krzysztof Ostrowski, MTA Engineering Sp. z o.o., ul. Poniatowskiego 14, 35-026 Rzeszów tel. +48-17-850-59-20, krzysztof.ostrowski@mta-online.net

[2] Aleksander Kozłowski, Politechnika Rzeszowska, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. 178 65 12 81, kozlowsk@prz.edu.pl.

1. Wprowadzenie

Procedura obliczania nośności i sztywności węzłów ramowych konstrukcji stalowych zawarta w normie [1] wykorzystuje metodę składnikową. Polega ona na wyodrębnieniu w konstrukcji węzła elementów podstawowych, tzw. składników, obliczeniu ich nośności i współczynników sztywności, a w końcu, po odpowiednim zsumowaniu składników, oszacowaniu nośności i sztywności węzła. Spośród części podstawowych węzła można wyróżnić składniki charakteryzujące się pracą tarczową (środnik słupa poddany ścinaniu, środnik słupa poddany ściskaniu oraz środnik słupa poddany rozciąganiu) lub płytową (pas słupa i blacha czołowa oraz nakładka z kątownika, poddane rozciąganiu).

W odniesieniu do składników o pracy płytowej zastosowano metodę króćców teowych, wyodrębnianych z obszaru węzła. Miarą nośności króćców teowych jest długość współpracująca (efektywna) króćca. Norma [1] nakazuje rozpatrywanie poszczególnych modeli zniszczenia z uwzględnieniem mechanizmów kołowych oraz niekołowych. Genezą niniejszych procedur jest teoria załomów plastycznych.

Celem artykułu jest sprawdzenie metodą elementów skończonych czy przyjęte w normie długości efektywne odpowiadają rzeczywistym wartościom linii załomów. Weryfikację dokonano w odniesieniu do sprężanych i niesprężanych połączeń doczołowych obciążonych siłą rozciągającą oraz momentem zginającym.

2. Modele analityczne

Teoria plastyczności w odniesieniu do elementów płytowych została rozwinięta w połowie XX wieku przez Hodge'a [2], Druckera [3] oraz Hilla [4] przy czym Ingerslev [5] jako pierwszy dokonał analizy załomów plastycznych płyt prostokątnych.

Teoria załomów plastycznych, w odniesieniu do węzłów stalowych, została rozwinięta przez Zoetemaijera [6]. Linia załomu, dla której moment plastyczny jest stały na całej jej długości, zmienia płytę poddaną obciążeniu poprzecznemu w mechanizm. Stan pomiędzy sprężystą pracą płyty czołowej styku, a ustrojem zmieniającym się w mechanizm jest poszukiwaną wartością, określaną jako nośność płyty na zginanie.

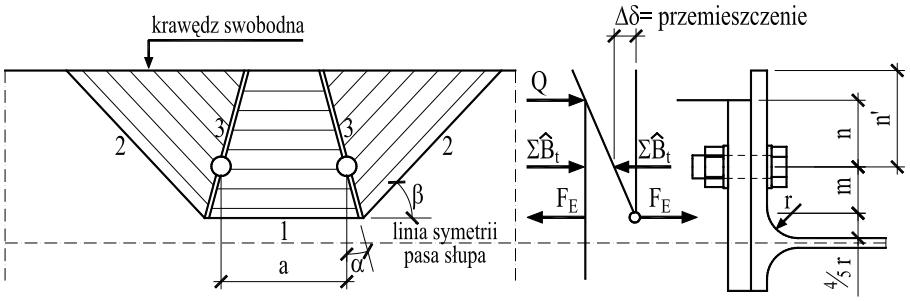
Można wyróżnić dwie metody wykorzystujące teorię załomów plastycznych do analizy styków doczołowych, zaproponowane przez: Zoetemaijera [6] oraz Murraya [7].

Zoetemaijer [6] opracował metodologię wyznaczania długości efektywnej króćca teowego bazując na teorii załomów plastycznych. Rozpatrzył dwa modele zniszczenia płyty czołowej: pierwszy (rys. 1) odnosi się do przypadku w którym zniszczenie połączenia następuje w momencie zerwania śrub

(mechanizm I), w drugim zniszczenie połączenia nastepuje przez uplastycznienie półki (mechanizm II, rys. 2). Długości linii załomu wyznaczono rozpatrując stan równowagi, w którym rozproszona energia wewnętrzna (ΔE) jest równa pracy (ΔT) wykonanej przez siły zewnętrzne. Analityczne modele matematyczne zostały poparte badaniami doświadczalnymi. Badania prowadzone były na rozciąganych półkach słupa, obciążonych statycznie siłą rozciągającą. Rozwiązując równania pracy wirtualnej wyznaczono poszukiwaną długość efektywną króćca, którą przedstawia wzór (1):

$$l_{eff} = a + 5{,}5m + 4n' \tag{1}$$

gdzie: a – rozstaw pomiędzy śrubami,
m – odległość od osi śruby do wyokrąglenia profilu wg rys. 1,
n' - odległość od osi śruby do zewnętrznej krawędzi półki.



Rys. 1. Mechanizm I – model zniszczenia połączenia przez zerwania śrub [6].

Fig. 1. Mechanism I – failure model of connection by breaking the bolts [6]

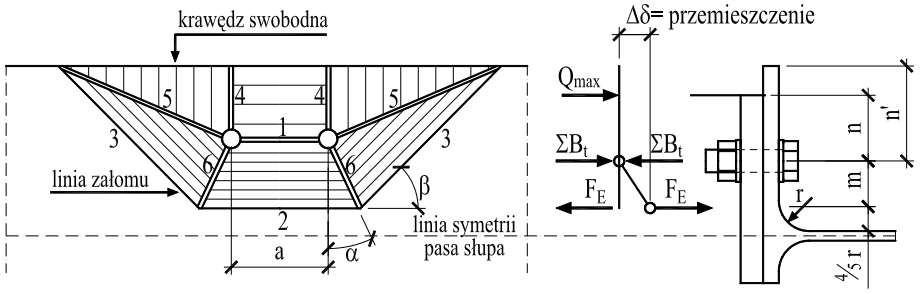
Dla tak sformułowanej długości efektywnej, układ równowagi sił w połączeniu można zapisać wzorem (2):

$$F_E \cdot m - (\sum \hat{B}_t - F_E) \cdot n = (a + 5{,}5m + 4n') \cdot m_p \tag{2}$$

gdzie: m_p - moment plastyczny na jednostkę długości,
F_E – obciążenie zewnętrzne,
$\sum \hat{B}_t$ - sumaryczna wartość sił w śrubach.

W modelu 2, pokazanym na rys. 2, po rozwiązaniu równań pracy wirtualnej otrzymano wartość długości efektywnej opisanej wzorem (3):

$$l_{eff} = a + 4m + 1{,}25n' \tag{3}$$



Rys. 2. Mechanizm II – model zniszczenia połączenia przez uplastycznienie blachy czołowej [6].

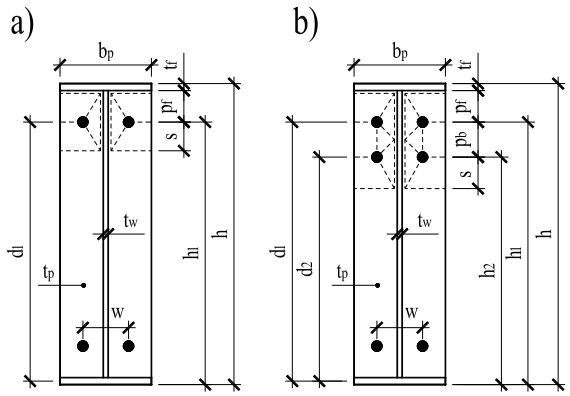
Fig. 2. Mechanism II – connection failure model by plasticization of end plate [6].

Układ równowagi sił w modelu 2 przedstawia równanie (4):

$$F_E \cdot m - (\bar{B}_t - F_E) \cdot n = (a + 4m + 1{,}25n') \cdot m_p \tag{4}$$

Równanie (4) jest prawidłowe przy założeniu, że położenie śruby w stosunku do swobodnej krawędzi jest określone zależnością $n \le 1{,}25m$.

Na zlecenie Amerykańskiego Instytutu Konstrukcji Stalowych został powołany zespół badawczy, którego zadaniem było opracowanie wytycznych projektowania połączeń doczołowych belek oraz połączeń belek do słupów. Opracowana przez Murraya i jego zespół metoda [7] pozwala na wyznaczenie długości linii załomów styków doczołowych belek z dwoma śrubami w szeregu. Parametr długości linii załomu Y zdefiniowany został osobno dla każdego typu połączenia.



Rys. 3. Oznaczenia wielkości geometrycznych połączenia doczołowego z jednym oraz dwoma szeregami śrub w połączeniu [7].

Fig. 3. Designations of geometrical sizes of end plate connection with one or two bolts rows [7].

W odniesieniu do połączenia pokazanego na rys. 3a nominalna nośność połączenia określona jest wzorem (5):

$$M_u = \phi \cdot M_{np} = 0.90 \cdot \phi_b \cdot F_y \cdot t_p^2 \cdot Y \tag{5}$$

gdzie: M_{np} – nominalna nośność połączenia w modelu z zerwaniem śrub, bez efektu dźwigni,
F_y – granica plastyczności,
t_p – grubość płyty czołowej,
Y – parametr określający długość efektywną króćca teowego zdefiniowany dla każdego połączenia funkcją geometrii połączenia,
ϕ_b – częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

Długość linii załomów plastycznych, do wyznaczenia nośności połączenia pokazanego na rys.3a, wylicza się ze wzoru (6):

$$Y = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_f}+\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{w}\left[h_1(p_f + s)\right] \tag{6}$$

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p \cdot w} \tag{7}$$

Wzór (7) odnosi się do styku doczołowego z jednym szeregiem śrub poniżej półki rygla. Murray zdefiniował wzory [7] na wyliczenie długości linii załomów plastycznych także połączeń z dwoma i trzema szeregami śrub pod półką oraz dla połączeń z blachą czołową wystającą.

3. Zależności normowe

Metoda wyznaczania nośności króćców teowych zawarta w normie [1] zakłada rozpatrzenie trzech modeli zniszczenia króćca teowego. Wyznaczenie długości efektywnych odnosi się do 1 i 2 modelu zniszczenia. Długości efektywne wyliczane są na podstawie położenia śruby w stosunku do usztywnionej krawędzi blachy i nie zależą od jej grubości. Rozpatruje się kołowe i niekołowe mechanizmy zniszczenia, przyjmując do wyznaczenia nośności wartość minimalną. Przypadki wszystkich możliwych mechanizmów zniszczenia i odpowiadających im długości współpracujących podano w odpowiednich tablicach normy [1], oddzielnie dla blachy czołowej, pasów słupów i nakładek z kątowników [8]. W przypadku połączeń wieloszeregowych należy rozpatrywać nośności poszczególnych szeregów śrub oddzielnie oraz grupy śrub łącznie. Jako wartość wymiarującą przyjmuje się mniejszą z sumy długości efektywnych pojedynczych śrub oraz sumy długości efektywnych rozpatrywanej grupy śrub w szeregu. Zgodnie z procedurami

zawartymi w normie [1] możliwym jest wyznaczenie nośności połączeń z dwoma śrubami w szeregu.

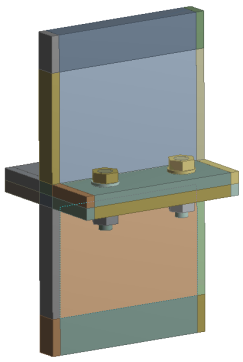
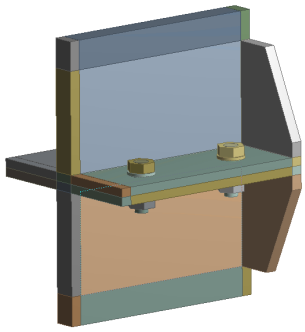
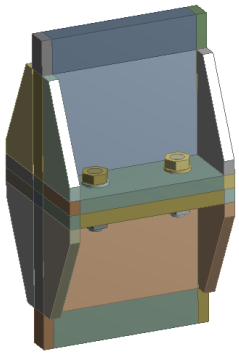
4. Analiza MES

Weryfikację długości efektywnych wykonano metodą elementów skończonych. Obliczenia wykonano w programie ANSYS. Analizę MES przeprowadzono stosując nominalne właściwości wytrzymałościowe materiałów. Obliczenia wykonano dla stali S235 o $f_y = 235$ MPa; $f_u = 360$ MPa. Zastosowano śruby wysokiej wytrzymałości klasy 10.9: $f_{yb} = 900$ MPa, $f_{ub} = 1000$ MPa.

W obliczeniach przyjęto bilinearny model materiałowy. Współczynnik tarcia przyjęto jak dla powierzchni w stanie naturalnym o wartości $\mu = 0{,}2$. Przy budowie modelu zastosowano podział na części, z których każda posiada przynajmniej dwie powierzchnie do siebie równoległe. Użycie tej metody pozwala na optymalną generację siatki składającej się z elementów niższego rzędu. Elementami takimi są heksagonalne ośmiowęzłowe elementy skończone (Hex8), które zostały użyte do budowy modeli. Do zbudowania modeli śrub oraz pozostałych elementów węzła zastosowano te same typy elementów skończonych. Odwzorowanie przekroju czynnego śruby wykonano przez zamodelowanie gwintu przekrojem walcowym o średnicy odpowiadającej polu powierzchni przekroju czynnego. Nakrętki oraz łeb śruby zamodelowano jako sześciokątne.

Tablica 1. Zestawienie analizowanych typów połączeń

Table 1. Collection of the analyzed connection types

Typ T_01	Typ T_02	Typ T_03
		

Do połączeń sprężanych zastosowano normowe wartości sprężenia. Sprężenie śrub dokonano używając dostępnego w programie ANSYS modułu, przykładając siły sprężające do powierzchni bocznej trzpienia śruby. Analizę

wykonano dla połączeń zestawionych w tablicy 1 oraz 2. Połączenia zamieszczone w tablicy 1 obciążono siłą rozciągającą, połączenia w tablicy 2 obciążono momentem zginającym. Analizowano kształty linii załomów, a w szczególności wpływ usztywnień żebrami oraz grubość płyty czołowej t_p. Sprawdzono także wpływ zmiany rozstawu śrub p, oraz odległości śruby od środnika króćca m. Do analizy połączenia typu T_01 opracowano plan eksperymentu numerycznego. Układ czynników zmiennych, przyjętych według planu PS/DS-P:Ha3 Hartleya [9] zamieszczono w tabeli 1. Przyjęto następujący zakres zmienności czynników badanych:

- grubość płyty czołowej $t_{p,}$ w zakresie 6-16 mm,
- rozstaw śrub p, w zakresie 80-140 mm,
- odległość śrub od krawędzi środnika m, w zakresie 30-50 mm.

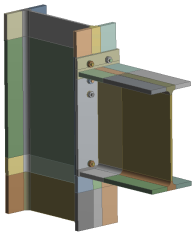
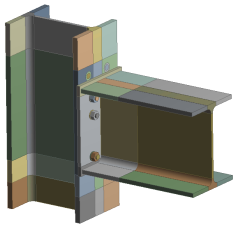
Tabela 1. Plan eksperymentu numerycznego

Table 1. Numerical experiment plan

Typ połączenia	$\hat{x}_k$			x_k		
	$\hat{x}_1$	$\hat{x}_2$	$\hat{x}_3$	t_p	p	m
T_01_M01	-1	-1	-1	6	80	30
T_01_M02	+1	-1	-1	16	80	30
T_01_M03	-1	+1	-1	6	140	30
T_01_M04	+1	+1	+1	16	140	50
T_01_M05	-1	0	0	6	110	40
T_01_M06	+1	0	0	16	110	40
T_01_M07	0	-1	0	11	80	40
T_01_M08	0	+1	0	11	140	40
T_01_M09	0	0	-1	11	110	30
T_01_M10	0	0	+1	11	110	50
T_01_M11	0	0	0	11	110	40

Tablica 2 Zestawienie analizowanych typów połączeń obciążonych momentem zginającym.

Table 2. Summary of analyzed types of connection loaded by bending moment

Typ RSA_A	Typ RSA_B
	

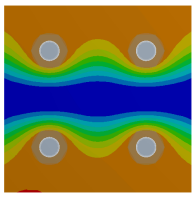
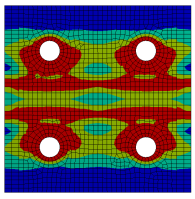
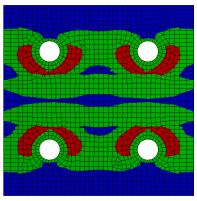
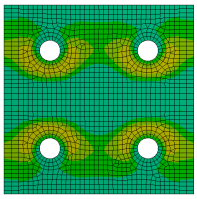
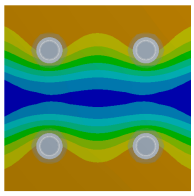
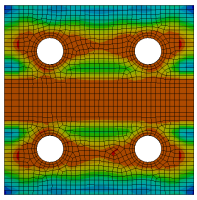
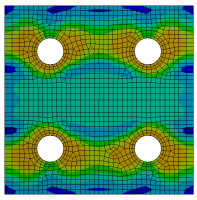
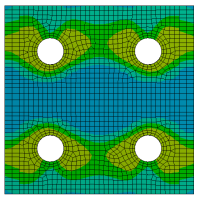
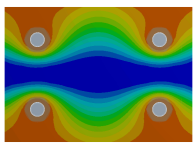
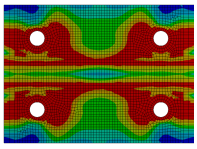
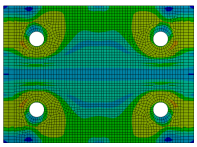
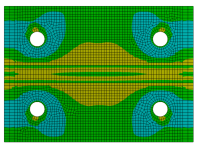
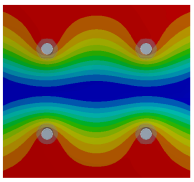
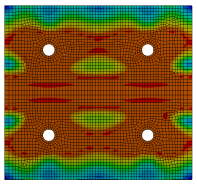
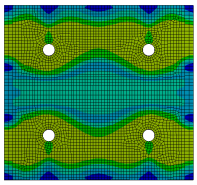
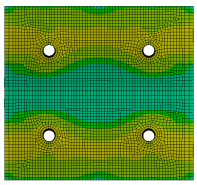
Połączenie doczołowe typu RSA_A obliczono z zastosowaniem kształtowników: rygiel – HEA 500, słup – HEB 600. W połączeniu typu RSA_B zastosowano kształtowniki: rygiel – HEA 400, słup – HEB 400. Modele zostały obciążone siłami o jednostajnym przyroście, rozłożonymi w 20 krokach.

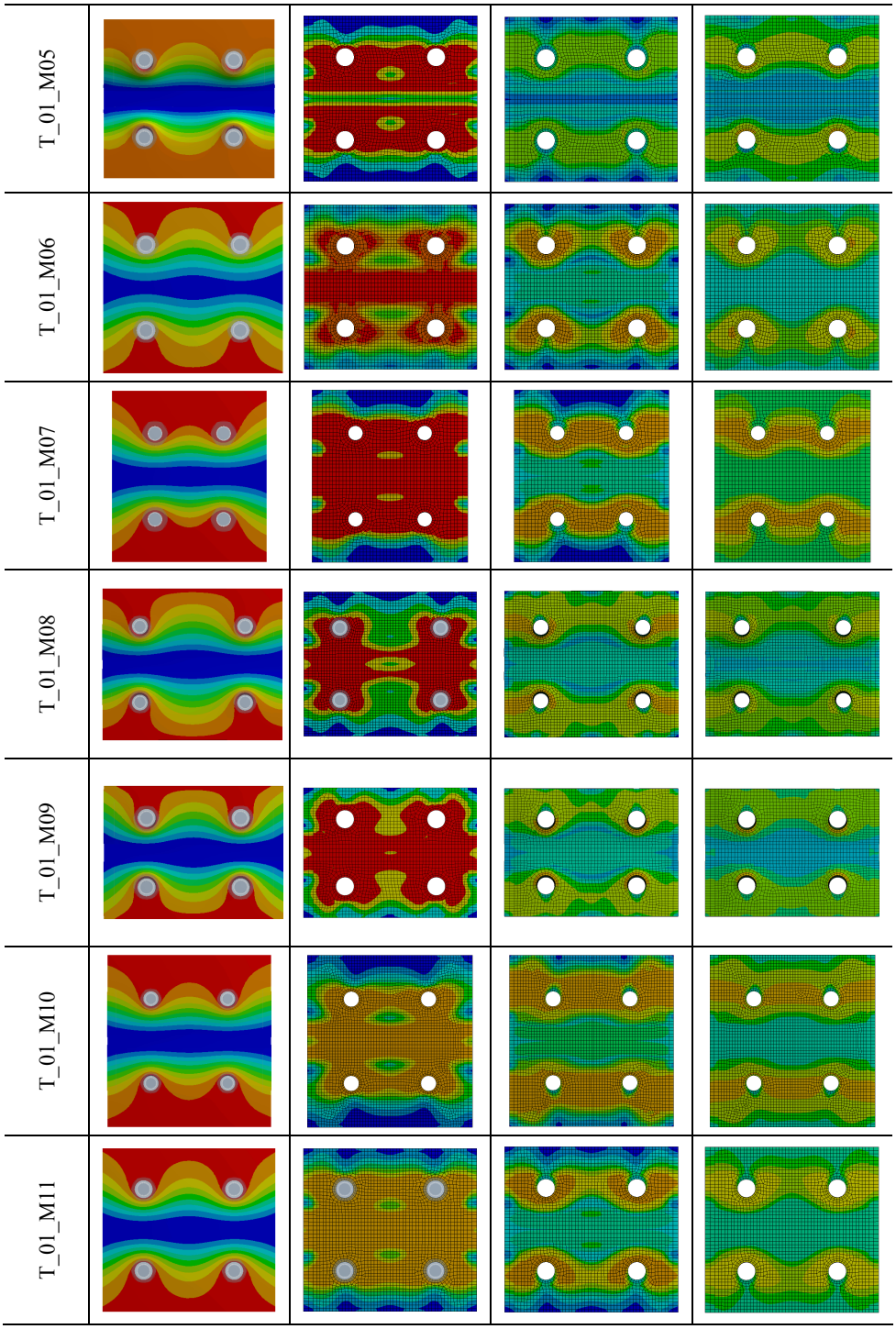
5. Wyniki analizy

W tablicy 3 zamieszczono wyniki analizy MES połączenia typu T_01.

Tablica 3. Wyniki analizy MES eksperymentu numerycznego połączenia T_01.

Table 3. Results of FEM numerical experiment of T_01 connection.

Typ	Deformacja płyty czołowej	Naprężenia wg Hubera/von Misesa	Odkształcenia plastyczne	Naprężenia główne
T_01_M01				
T_01_M02				
T_01_M03				
T_01_M04				


T_01_M05
T_01_M06
T_01_M07
T_01_M08
T_01_M09
T_01_M10
T_01_M11

Według normy [1] minimalna długość efektywna dla typu T_01 rozpatrywanego jako grupę szeregów podana jest wzorem (8):

$$l_{eff} = 2 \cdot 0{,}5 \cdot b_p \tag{8}$$

gdzie: b_p – szerokość półki króćca.

Dla blach czołowych ze śrubami o rozstawie p = 80/110/140 mm krzywa załomu przybiera kształt mechanizmów niekołowych i oscyluje pomiędzy długościami efektywnymi opisanymi równaniami (9) i (10).

$$l_{eff} = 2 \cdot (4 \cdot m + 1{,}25 \cdot e) \tag{9}$$

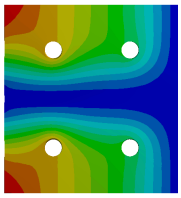
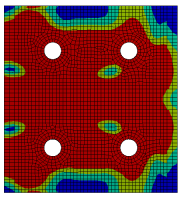
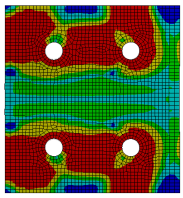
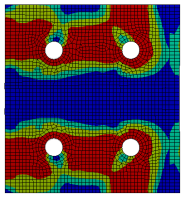
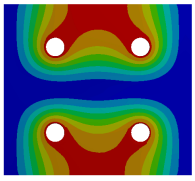
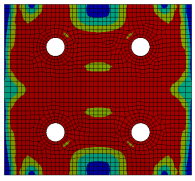
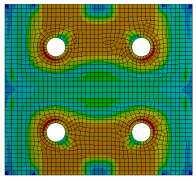
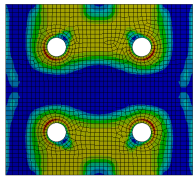
$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1{,}25 \cdot e + p \tag{10}$$

gdzie: b_p – szerokość półki króćca,
m – odległość śruby od krawędzi środnika,
e – odległość śruby od krawędzi nieusztywnionej,
p – rozstaw pomiędzy śrubami.

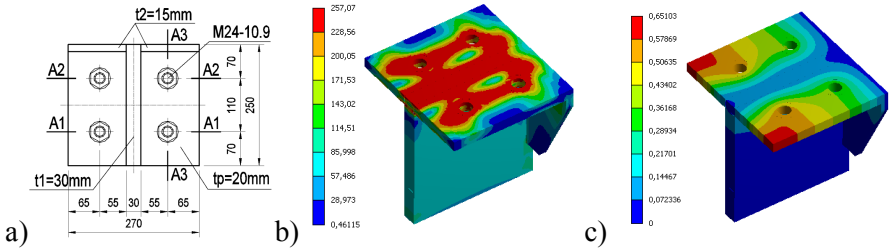
Zrealizowany eksperyment dowodzi, że w zależności od rozstawu śrub p oraz odległości od środnika m długość linii załomu jest zawsze większa od wartości minimalnej określonej wzorem (8). Odsunięcie śrub od środnika powoduje skrócenie linii załomu i w skrajnych przypadkach linia ta układa się równolegle do środnika. W tablicy 4 zamieszczono wyniki analizy MES połączeń T_02 oraz T_03.

Tablica 4 Wyniki analizy MES połączeń T_02 i T_03

Table 4 Results of FEM analysis of T_02 and T_03 connection.

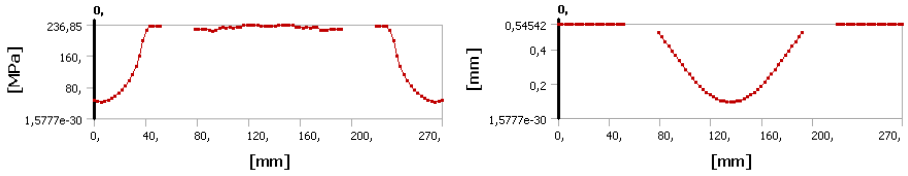
Typ	Deformacja płyty czołowej	Naprężenia wg Hubera/von Misesa	Odkształcenia plastyczne	Naprężenia główne
T_02_M01 tp = 20 mm				
T_03_M01 tp = 12 mm				

Na rysunku 4, 5, 6 oraz 7 przedstawiono szczegółowe wyniki analizy MES połączenia typu T_02A obciążonego siłą osiową F_E = 900 kN. Podane wyniki odnoszą się do stanu granicznego nośności połączenia przy współczynniku $\gamma_{M2} = 1{,}0$. Odczytano naprężenia i odkształcenia w 15 kroku obciążeniowym ($15 \cdot 0{,}05 \cdot 900 = 675$ kN).



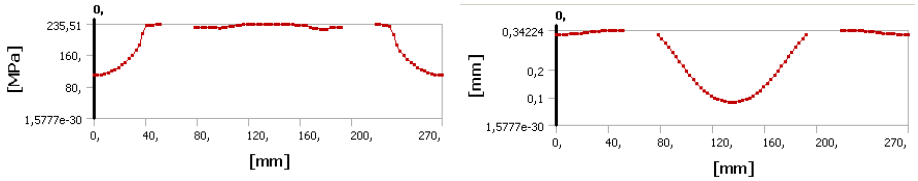
Rys. 4. Połączenie typu T_02A; a) schemat, b) rozkład naprężeń, c) mapa odkształceń węzła

Fig. 4. T_02A connection; a) diagram, b) stress distribution, c) strain map



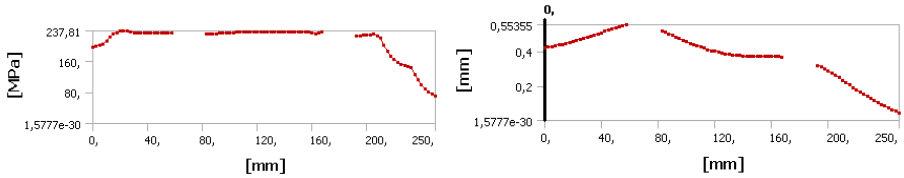
Rys. 5 Rozkład naprężeń wg Hubera/von Misesa w przekroju A1-A1 (po lewej), deformacja płyty w przekroju A1-A1 (po prawej).

Fig. 5. Stress distribution by Huber/von Mises in section A1-A1 (on left), plate deformation in section A1-A1 (on right)



Rys. 6 Rozkład naprężeń wg Hubera/von Misesa w przekroju A2-A2 (po lewej), deformacja płyty w przekroju A2-A2 (po prawej).

Fig. 6. Stress distribution by Huber/von Mises in section A2-A2 (on left), plate deformation in section A2-A2 (on right)



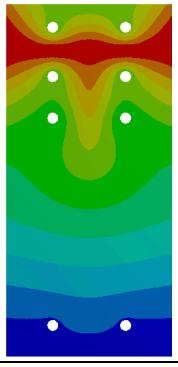
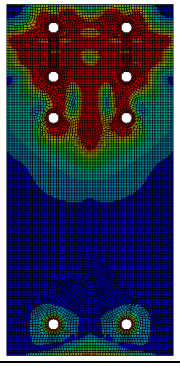
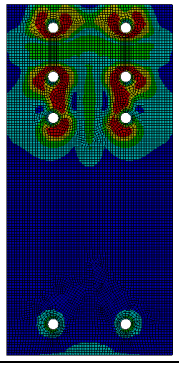
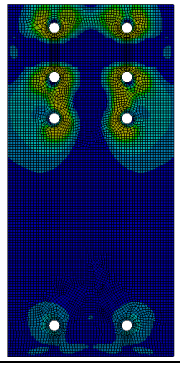
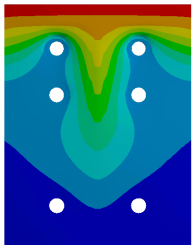
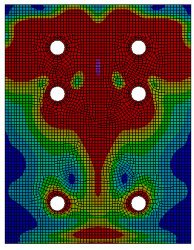
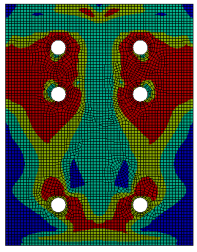
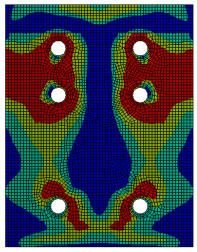
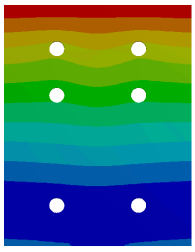
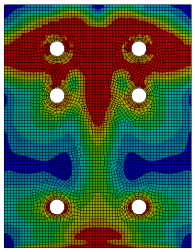
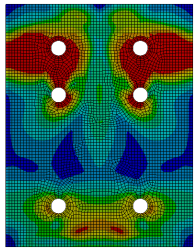
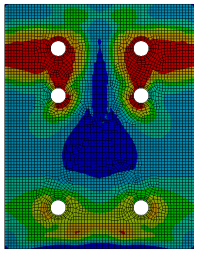
Rys. 7 Rozkład naprężeń wg Hubera/von Misesa w przekroju A3-A3 (po lewej), deformacja płyty w przekroju A2-A2 (po prawej).

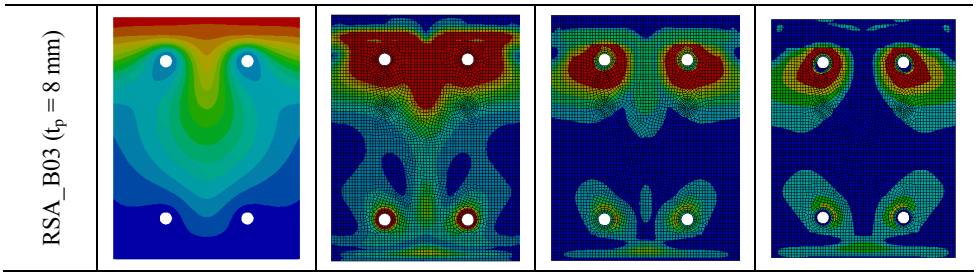
Fig. 7. Stress distribution by Huber/von Mises in section A3-A3 (on left), plate deformation in section A3-A3 (on right)

Wyniki analizy połączeń typu RSA i RSB pokazano w tablicy 5.

Tablica 5. Wyniki analizy MES połączeń RSA_A oraz RSA_B.

Table 5. Results of FEM analysis of RSA_A and RSA_B connections.

Typ	Deformacja płyty czołowej	Naprężenia wg Hubera/von Misesa	Odkształcenia plastyczne	Naprężenia główne
RSA_A01 (t_p = 12 mm)				
RSA_B01 (t_p = 16 mm)				
RSA_B02 (t_p = 25 mm)				



W połączeniu RSA_A01 zastosowano blachę czołową o grubości t_p = 12 mm. W szeregach wewnętrznych pod półką kształtują się zdecydowanie mechanizmy niekołowe. Rozpatrując mechanizm zniszczenia dla szeregu zewnętrznego można zauważyć inicjację kształtowania się mechanizmów kołowych. Porównując to połączenie z eksperymentem numerycznym połączenia typu T_01 obserwujemy adekwatne wystąpienie mechanizmów mieszanych. W połączeniu RSA_B01 zastosowano blachę grubości tp = 16 mm. Obserwuje się zdecydowane wystąpienie mechanizmów niekołowych. Odkształcenie plastyczne blachy czołowej rysuje się równomiernie wokół obydwu szeregów śrub. W połączeniu RSA_B02 daje się zaobserwować wyraźną alokację naprężeń w okolicy pierwszego szeregu śrub. Normowy przydział stosownej długości efektywnej dla śrub w 2 szeregu prowadzi w tym przypadku do zawyżenia nośności rozpatrując długość efektywną dla grupy szeregów. W efekcie końcowym następuje przeciążenie śrub w pierwszym szeregu pod półką.

Jedynym przypadkiem w którym uzyskano mechanizmy kołowe zniszczenia jest połączenie RSA_B03. Mechanizmy te wystąpiły dla blachy grubości t_p = 8 mm.

6. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych analiz MES wysuwa się następujące wnioski:

- Analiza MES potwierdza zasadność rozpatrywania oddzielnie nośności pojedynczych śruby i nośności śrub w grupie, choć częściej daje się zauważyć mechanizmy łączone. Potwierdza to zasadność metody obliczania połączeń doczołowych zastosowanej w normie USA (AISC).
- Kształt linii załomu jest funkcją rozstawu śrub oraz odległości śruby od krawędzi usztywnionej i nieusztywnionej. Na kształt wpływa także proporcja rozstawu śrub do odległości śruby od krawędzi nieusztywnionej.
- Nie stwierdzono istotnych różnic kształtu linii załomów połączeń sprężanych i niesprężanych - brak sprężenia w śrubach nie wpływa

w znaczący sposób na kształt linii załomów. Wpływa natomiast nieznacznie na wartość rozwarcia styku.

- Kołowe mechanizmy zniszczenia wystąpiły w połączeniu rygla ze słupem z blachą grubości 8 mm.
- W połączeniach doczołowych z blachami powyżej 20 mm obserwuje się przeciążenie pierwszego szeregu śrub poniżej pasa belki. Dla blach grubości 12 i 16 mm obszary załomów plastycznych mają charakter równomierny dla obydwu szeregów śrub.

Zagadnienie długości efektywnej w zakresie ujętym w normie [1] zostało poprawnie zdefiniowane, co potwierdzają wyniki analizy MES. Konieczność rozpatrywania wszystkich przypadków wystąpienia mechanizmów kołowych lub niekołowych wymusza przeliczenie wszystkich przypadków, w celu określenia wartości minimalnej długości efektywnej króćca, co jest bardzo pracochłonne. Jest to wystarczające do wyznaczenia wymaganej nośności i sztywności połączenia, lecz niewystarczające dla określenia zdolności do obrotu. Do określenia zdolności do obrotu wymagana jest znajomość wartości mierzalnych odkształceń węzła, które są konsekwencją relacji pomiędzy ich składnikami, co będzie przedmiotem dalszych analiz prowadzonych przez autorów artykułu.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-8 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, 2006.

[2] Hodge P.G., and Prager W., "A Variational Principle for Plastic Materials with Strainhardening", Journal of Mathematics and Physics, 27(1), 1948, pp 1-10.

[3] Drucker, D.C. "Some Implications of Work Hardening and Ideal Plasticity", Quarterly of Applied Mathematics, 7, 1950, pp 411-418.

[4] Hill, R., The Mathematical Theory of Plasticity, Clarendon, Oxford, 1950, 356 pp.

[5] Ingerslev A.,''The strength of rectangular plates.'', J. Inst. Estruct. Eng., 1923

[6] Zoetemeijer P., A design method for the tension side of statically loaded bolted beam-to-column connections, Heron, vol. 20,1974.

[7] Thomas M. Murray, W. Lee Shoemajer, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections, Steel Design Guide Series

[8] J. Bródka, A. Kozłowski, I. Ligocki, J. Łaguna, L. Ślęczka, Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych, Polskie Wydawnictwo Techniczne, 2009

[9] Polański Z., Planowanie doświadczeń w technice, PWN, Warszawa, 1995.

ANALYSIS OF THE EFFECTIVE LENGTH OF T-STUBS

S u m m a r y

Development of plastic theory and software supporting analysis in steel structure joints caused fundamental change in steel structure connection design methods. Component method included in PN-EN 1993-1-8 is used to define resistance and stiffness of the joints. Procedures of component method do not define exactly rules how to assess rotation capacity of the joints. Quantitative assessment of this parameter depends on many factors, from which T-stub effective length is the one which requires further validation. In the paper, results of analysis by finite elements method in relation to tensioned and bending moment connection are shown. In the executed by finite element method analyses impact of bolt spacing and end plate thickness on forming plastic mechanism has been checked. For tensioned connection without stiffeners plan of numerical experiment based on Hartley's plan (PS/DS-P:Ha3) has been prepared. Range of studied factor was established as follows: front plate thickness t_p (6-16 mm), bolts spacing p (80-140 mm) and distance of bolts from the the edge of web m (30-50 mm). Effect of end plate stiffening on forming of plastic mechanism has been checked for connections stiffened by one and two ribs. Analysis of end plate connections loaded by bending moment has been executed for connections with one, two and three rows of bolts. The way of forming plastic mechanism for prestressed and not prestressed connections has been investigated. Developed scope of research allows to define relation between collaboration length of T-stub and state of deformation. Effective length of t-stubs is determining factor in assessing the rotation capacity of the joints.

Keywords: effective length, prestressed end-plate connections, t-stubs.

DOI: 10.7862/rb.2013.26

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 219 - 229

Zdzisław PISAREK[1]

OBLICZANIE DOCZOŁOWYCH POŁĄCZEŃ ŚRUBOWYCH ZGINANYCH UKOŚNIE

Połączenia doczołowe śrubowe są najczęściej stosowane w konstrukcjach ramowych. W tych konstrukcjach poddane są one zazwyczaj zginaniu w płaszczyźnie ramy. Jednak w konstrukcjach przestrzennych dosyć często mogą występować momenty zginające połączenie w dwóch płaszczyznach. Ze względu na swoje rozmieszczenie, łączniki w takich węzłach mogą być obciążone dodatkowymi siłami wynikającymi z sumowania się momentów, lub przeciwnie, moment działający z płaszczyzny ramy odciąża łączniki lub wpływ tego momentu może być pominięty. Reguły projektowe zawarte w normie PN-EN 1993-1-8 [1] odnoszą się jedynie do połączeń doczołowych obciążonych jednokierunkowo. Projektanci często stają przed problemem jak uwzględnić wpływ momentu w drugorzędnego na nośność połączenia w płaszczyźnie ramy. Najczęściej stosowane są dodatkowe łączniki, które mają przenosić moment zginający z płaszczyzny ramy. Ze względu jednak na konfigurację połączenia, łączniki te mogą być dodatkowo obciążone momentem w płaszczyźnie ramy, a wypadkowe siły w łącznikach mogą przekroczyć ich nośność. W referacie przedstawiono propozycję obliczania doczołowych połączeń śrubowych obciążonych momentami w dwóch płaszczyznach. Przedstawiono dwie metody obliczania takich połączeń; metodę wypadkowego momentu zginającego i metodę sumowania sił. Zaproponowane modele analityczne są łatwe do zastosowania, gdyż opierają się na preferowanej przez obecnie obowiązującą normę [1] metodzie składnikowej. W celu weryfikacji założeń w rozważnych modelach analitycznych, wyniki obliczeń porównano z dostępnymi w literaturze wynikami badań doświadczalnych.

Słowa kluczowe: połączenia śrubowe doczołowe, zginanie dwukierunkowe, metoda składnikowa, projektowanie.

[1] Autor do korespondencji: Zdzisław Pisarek, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. +48 17 865 16 15, pisarzdz@ prz.edu pl

1. Wprowadzenie

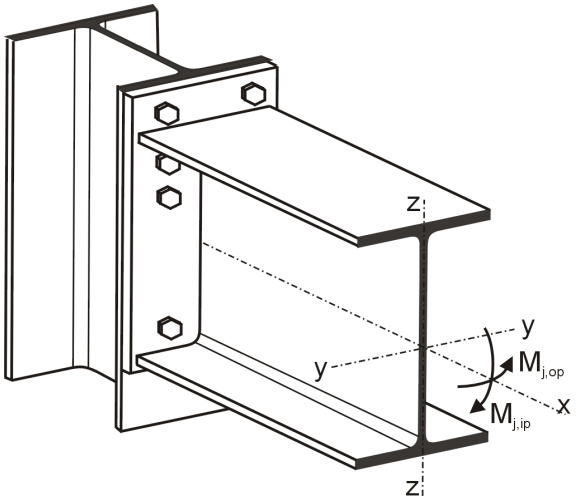
1.1. Wstęp

Połączenia doczołowe śrubowe są często stosowane w konstrukcjach ramowych. Elementy takich ram są wykonywane z dwuteowników typu H lub I i projektowane do przenoszenia momentów zginających jedyne w płaszczyźnie ramy. Jednak w wielu przypadkach, gdy konstrukcja jest rozpatrywana jako układ przestrzenny, konieczne jest uwzględnienie zginania w dwóch płaszczyznach.

W połączeniach rygli ze słupami występuje zwykle złożony stan obciążeń, gdyż prócz momentów zginający występują również siły ścinające oraz niewielkie siły osiowe a także momenty skręcające. Obciążenia te mogą być jednak pominięte w obliczeniach jako mające znikomy wpływ na zachowanie się węzła, lub przenoszone są przez te łączniki, które nie biorą udziału w przenoszeniu momentów zginających.

1.2. Stan wiedzy

Obliczenia połączeń w złożonym stanie obciążenia (rys. 1) były analizowane już w latach 50-tych ubiegłego wieku. Brak odpowiednich narzędzi do analizy konstrukcji i stosowane uproszczenia nie pozwalały na szerszy rozwój tych analiz. Sprowadzały się one głównie do obliczania połączeń spawanych, gdyż tam można w łatwy sposób wyznaczyć rozkład naprężeń.



Rys. 1. Połączenie śrubowe doczołowe poddane dwukierunkowemu zginaniu

Fig. 1. Boltem end-plate joint under two axal bending moments.

W połączeniach śrubowych doczołowych pierwsze prace [2], [3], [4] dotyczyły głównie doczołowych połączeń śrubowych dla przekrojów z rur okrągłych i prostokątnych. W pracach tych zauważa się, że występowanie momentów w dwóch płaszczyznach wpływa jedynie na obrót osi obojętnej a to z kolei na ramiona sił wewnętrznych odnoszących się do poszczególnych łączników. Nie uwzględnia się natomiast ich wpływu na nośność poszczególnych śrub w węźle.

Rozważania dotyczące doczołowych połączeń śrubowych elementów z kształtowników dwuteowych dotyczyły głównie zakotwień słupów lub połączeń belek ze słupami żelbetowymi [5].

Połączenia belek ze słupami obciążone momentem zginającym prostopadłym do płaszczyzny ramy, były analizowane w pracach [6], [7]. Przedstawiono tam procedury obliczania połączeń bazujące na metodzie składnikowej wg [1] oraz weryfikację numeryczną wybranych typów połączeń.

2. Model analityczny przyjęty w [6] do obliczania nośności połączenia.

W doczołowych połączeniach śrubowych siły wewnętrzne przekazują się z rozciąganego pasa belki poprzez spoiny na blachę węzłową. Jest ona zginana i przekazuje obciążenie za pośrednictwem śrub na pas słupa. W strefie ściskanej blacha czołowa jest dociskana do pasa słupa. Gdy pas słupa nie jest usztywniony poprzecznie wówczas siła ściskająca w pasie rygla wywołuje w nim zginanie. Ponadto para sił pochodząca od momentu zginającego w płaszczyźnie prostopadłej wywołuje skręcanie pasa słupa i zginanie w środniku, o ile słup nie jest usztywniony poprzecznie na całej wysokości przekroju.

W tego typu połączeniach można wyróżnić następujące podstawowe składniki węzła: pas słupa przy zginaniu w strefie rozciąganej, zginany pas słupa w strefie ściskanej, zginana blacha czołowa w strefie rozciąganej, pas belki przy ściskaniu, śruby rozciągane, skręcany pas belki i zginany środnik słupa. Dwa ostatnie składniki są przypisane tylko do zginania z płaszczyzny ramy i powinny być rozpatrywane w interakcji naprężeń wynikających ze zginania połączenia w dwóch płaszczyznach.

W zaproponowanym w [6] modelu analitycznym, nośność połączenia może być sprawdzana z warunku sumowania się wytężeń wywołanych zginaniem w płaszczyźnie i z płaszczyzny ramy, ze wzoru:

$$\frac{M_{j,ip,Ed}}{M_{j,ip,Rd}} + \frac{M_{j,op,Ed}}{M_{j,op,Rd}} \le 1{,}0 \qquad (1)$$

gdzie: $M_{j,ip.Ed}$, $M_{j,op.Ed}$ - obliczeniowe momenty zginające odpowiednio w płaszczyźnie i z płaszczyzny ramy,

$M_{j,ip.Rd}, M_{j,op.Rd}$ – nośności obliczeniowa na zginanie węzła, odpowiednio w płaszczyźnie i z płaszczyzny ramy.

Nośność połączenia w płaszczyźnie ramy może być obliczana według zasad podanych w Eurokodzie [1]. Podobnie można przyjąć, że nośność połączenia na zginanie z płaszczyzny ramy może być obliczona z wzoru:

$$M_{j,op,Rd} = F_{t,o,Rd} \cdot y \tag{2}$$

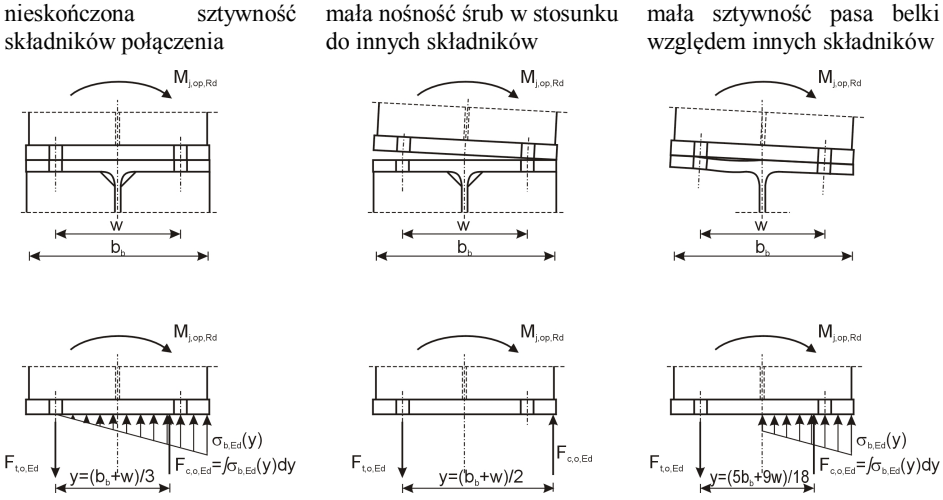
gdzie: $F_{t,o.Rd}$ - efektywna nośność rzędu śrub,
y - ramię sił wewnętrznych przy zginaniu prostopadle do płaszczyzny ramy.

Efektywna nośność rzędu śrub jest najmniejszą z nośności poszczególnych części składowych węzła. Chociaż do przenoszenia momentu zginającego z płaszczyzny układu wyszczególniono siedem części podstawowych, nośność pasa słupa przy zginaniu w strefie ściskanej przyjęto jako równą albo większą niż odpowiedni składnik w strefie rozciąganej. Tak więc $F_{t,o,Rd}$ wynosi:

$$F_{t,o,Rd} = \min\left(F_{t,o,fc,Rd}; F_{t,o,ep,Rd}; F_{c,o,fb,Rd}; F_{t,o,fct,Rd} + F_{t,o,wbc,Rd}\right) \tag{3}$$

gdzie: $F_{t,o,fc,Rd}$ - nośność na rozciąganie pasa słupa przy poprzecznym zginaniu z uwzględnieniem nośności śrub rozciąganych,
$F_{t,o,ep,Rd}$ - nośność na rozciąganie blachy czołowej przy poprzecznym zginaniu z uwzględnieniem nośności śrub rozciąganych,
$F_{c,o,fc,Rd}$ - nośność na ściskanie pasa słupa przy poprzecznym zginaniu,
$F_{t,o,fct,Rd}$ - nośność pasa słupa przy poprzecznym skręceniu,
$F_{t,o,wbc,Rd}$ - nośność na zginanie środnika słupa.

Ramię sił wewnętrznych y przyjęte zostało różnie w zależności od tego, czy sztywność pasa słupa jest duża, czy mała w stosunku do innych składników połączenia (rys. 2).



Rys. 2. Ramię sił wewnętrznych w zależności od sztywności składników połączenia.

Fig. 2. Lever arm of the internal forces in dependence to stiffness of the joint components.

3. Proponowany model obliczania nośności połączenia

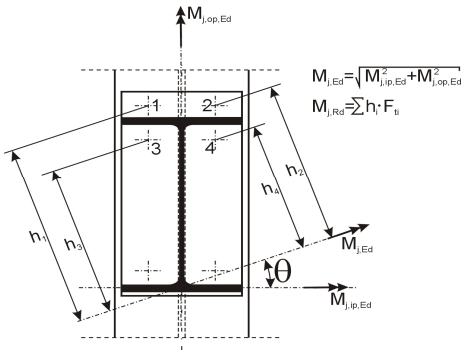
Przyjęta w modelu analitycznym [6] liniowa interakcja momentów w płaszczyźnie i z płaszczyzny układu nie jest adekwatna, ze względu na plastyczne podejście przy obliczaniu połączeń zginanych w płaszczyźnie ramy [1]. Poza tym podstawowe składniki złącza, obciążone przy zginaniu w płaszczyźnie xz nie są obciążone przy zginaniu względem drugiej osi w płaszczyźnie xy. Na podstawie obserwacji zachowania się takich węzłów można tutaj przyjąć dwie metody obliczania połączeń.

3.1. Metoda wypadkowego momentu zginającego

Choć w węzłach przestrzennej konstrukcji słupowo-ryglowej występują momenty zginające w dwóch kierunkach, to zazwyczaj, w przypadku połączeń z elementów o przekrojach dwuteowych, moment w płaszczyźnie większego oporu jest znacznie większy niż wartość momentu w płaszczyźnie prostopadłej xy. Można wiec przyjąć, że moment z płaszczyzny układu w nieznaczny sposób wpływa na zachowanie się węzła. Przez analogię do badań [8], [9] można przyjąć, że środek strefy ściskanej (środek obrotu węzła) pozostaje w tym samym miejscu. Zmienia się tyko układ współrzędnych który jest obrócony o kąt θ, (rys. 3). Wartość tego kąta można przyjąć jako:

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{M_{j,op,Ed}}{M_{j,ip,Ed}}\right) \tag{4}$$

gdzie: $M_{j,ip.Ed}$, $M_{j,op.Ed}$ – jak we wzorze (1).



Rys. 3. Schemat obliczania nośności połączenia przy niewielkiej wartości momentu $M_{j,op,Ed}$.

Fig. 3. Schema for calculation of the resistance of the joint under small value of the out of plane bending moment $M_{j,op,Ed}$.

Przy tych założeniach, obliczenia nośności węzła można przeprowadzić w sposób analogiczny jak dla połączeń zginanych w jednej płaszczyźnie. Nośności poszczególnych szeregów śrub należy oszacować według wzorów podanych np. w [1], przy czym nośność ta jest odnoszona do pojedynczej śruby, a nie do króćca teowego. Dlatego przy obliczaniu nośności składników węzła w strefie rozciąganej, obliczoną nośność dzielimy przez liczbę śrub w szeregu.

3.2. Metoda sumowania sił

W przypadku, gdy moment zginający z płaszczyzny ramy jest o większej wartości, należy uwzględnić jego wpływ nie tylko jako wzrost obciążeń śrub w strefie rozciąganej, ale także zmniejszenie nośności innych stref węzła. Zaproponowany model analityczny opiera się na rozpatrywaniu węzła jako zginanego osobno zarówno w płaszczyźnie jak i z płaszczyzny konstrukcji, przy czym sumowanie nośności powinno się odbywać na poziomie poszczególnych elementów składowych węzła. Ostateczną nośność węzła oblicza się ze wzoru:

$$M_{j,ip,Ed} \le M_{j,ip,Rd} = \sum_r h_r \cdot (F_{t,r,Rd} - F_{t,r,op}) \tag{5}$$

gdzie: $F_{t,r,Rd}$ - nośność r-tego szeregu śrub przy obciążeniu w płaszczyźnie,
$F_{t,r,op}$ - siła obciążająca składnik wywołaną momentem z płaszczyzny,
h_r - ramię sił r-tego szeregu śrub,
$M_{j,ip.Ed}$ – jak w zależności (1).

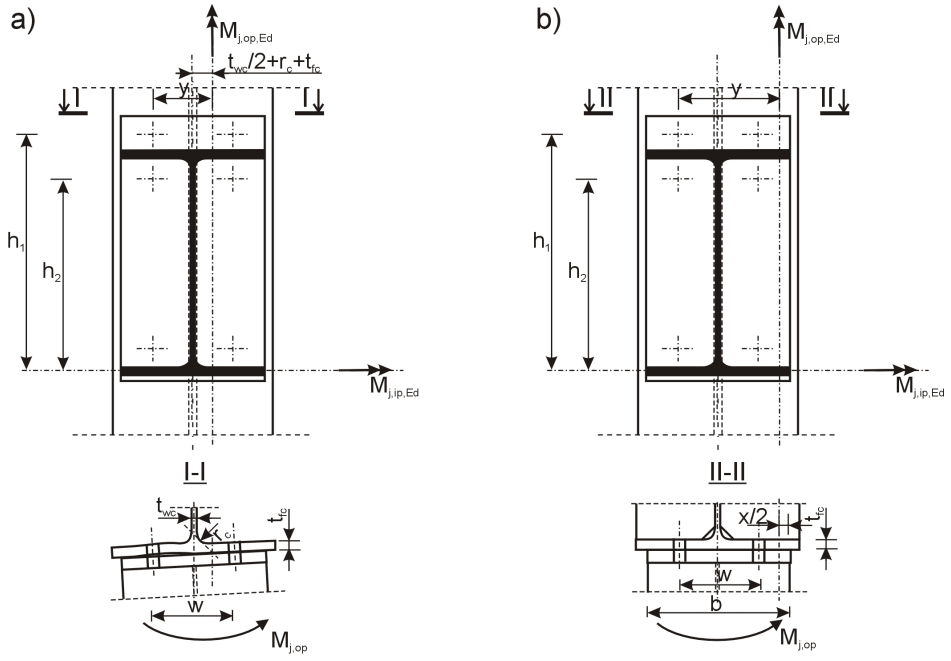
Nośności podstawowych części składowych węzła oblicza się jak dla połączeń obciążonych tylko w jednej płaszczyźnie. Jedynie nośność na ściskanie spowodowane momentem z płaszczyzny ramy ustala się następująco:

- w przypadku nieużebrowanego środnika słupa, środek obrotu węzła z płaszczyzny ramy można przyjmować przy krawędzi środnika słupa (rys. 4 a.), przy czym moment zginający z płaszczyzny układu można zmniejszyć o wartość momentu uplastyczniającego pas słupa przy zginaniu [6]:

$$M_{pl,fc,Rd} = 0{,}167 \cdot \left(h_b + 1{,}55 \cdot \left(b_c - t_{wc} - 2 \cdot r_c\right)\right) \cdot t_{fc}^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} \qquad (6)$$

gdzie: h_b - wysokość przekroju belki,
b_c, t_{fc} - szerokość i grubość pasa słupa,
t_{wc} - grubość środnika słupa,
r_c - promień wyokrąglenia przekroju słupa, bądź grubość spoiny,
f_y - granica plastyczności materiału słupa.

- w przypadku użebrowanego środnika słupa, środek obrotu węzła z płaszczyzny ramy można przyjąć w połowie wysokości strefy ściskanej (rys. 4b), przyjmując plastyczny rozkład naprężeń. Zakres strefy ściskanej oblicza się z równowagi sił wewnętrznych w płaszczyźnie mniejszego oporu węzła.



Rys. 4. Schemat obliczania nośności połączenie a) z nieużebrowanym środnikiem słupa, b) z użebrowanym środnikiem słupa.

Fig. 4. Schema for calculation of the joint resistance a) with unstiffened web of column, b) with stiffened column web.

Ramię sił wewnętrznych y dla momentu z płaszczyzny układu można przyjąć przy plastycznym rozkładzie sił wewnętrznych w połączeniu:

- dla nieużebrowanego środnika słupa:

$$y = (w + t_{wc})/2 + r_c + t_{fc} \tag{7}$$

- dla użebrowanego środnika słupa:

$$y = (w + b - x)/2 \tag{8}$$

gdzie: w - rozstaw śrub w szeregu,
b - mniejsza z szerokości blachy czołowej lub pasa słupa,
x - zasięg strefy ściskanej przy zginaniu z płaszczyzny,
t_{wc}, r_c, t_{fc} – jak w zależności (6).

Zasięg strefy ściskanej x przy zginaniu z płaszczyzny układu można wyznaczyć z warunków równowagi sił wewnętrznych ze wzoru:

$$x = \frac{\sum F_{t,op} \cdot \gamma_{M2}}{2 \cdot t_{fb} \cdot f_{y,fb}} \tag{9}$$

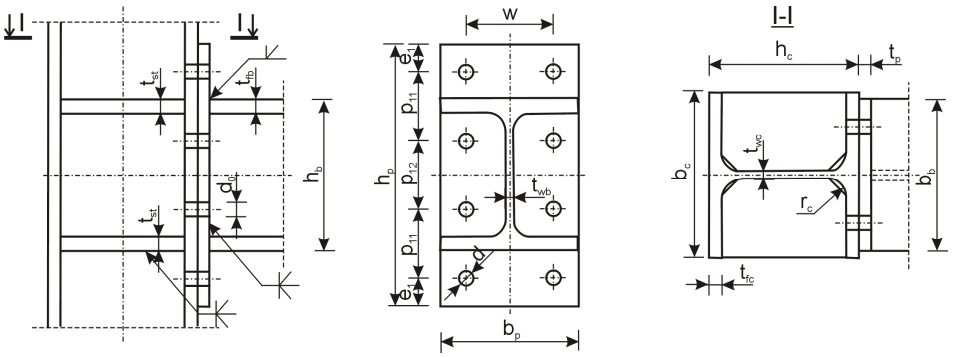
gdzie: γ_{M2} - częściowy współczynnik bezpieczeństwa,
$F_{t,op}$, $f_{y,fb}$, t_{fb} – jak we wzorach poprzednich.

Przy tak przyjętych założeniach pozostaje zagadnienie rozdziału nośności składników na kierunki obciążenia. Pomimo plastycznego rozdziału obciążeń na poszczególne łączniki wynikającego z odkształceń blachy, pasa oraz innych składników węzła, nośność poszczególnego składnika jest rozpatrywana w zakresie sprężystym. Można zatem przyjąć, że udział każdej z podstawowych części połączenia, w przenoszeniu momentów w płaszczyźnie jak i z płaszczyzny ramy jest wprost proporcjonalny do ramienia sił wewnętrznych w danym kierunku.

4. Porównanie wyników obliczeń

W celu weryfikacji przyjętych założeń w rozważanych modelach analitycznych porównano wyniki obliczeń sporządzonych dla wybranych połączeń. Ze względu na brak w literaturze danych dotyczących badań doświadczalnych węzłów łączących belki ze słupami o przekrojach dwuteowych, obciążonych zarówno w płaszczyźnie jak i z płaszczyzny ramy, do weryfikacji przyjęto połączenia modelowane metodą elementów

skończonych. Rozpatrzono pięć bisymetrycznych węzłów śrubowych doczołowych (rys. 5). Węzły te były modelowane programem Abaqus [5].



Rys. 5. Konstrukcja połączeń przyjętych do porównania wyników obliczeń.

Fig. 5. Geometry of the joints for comparision of the calculation results.

Tabela 1. Zestawienie wymiarów węzłów i wyników obliczeń.

Table. 1. Joint dimensions and results of the calculation.

nr węzła	1	2	3	4	5
przekrój belki	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	HEB280
przekrój słupa	HEB200	HEB300	HEB200	HEA400	HEB400
śruby	M24	M24	M24	M20	M30
użebrowanie	tak	tak	nie	nie	tak
liczba szeregów śrub	2	4	2	2	2
grubość blachy czołowej t_p [mm]	12	15	20	12	25
szerokość blachy czołowej b_p [mm]	200	240	200	200	280
odległość końcowa e_1 [mm]	45	40	60	60	80
rozstaw śrub w [mm]	110	150	110	110	200
rozstaw szeregów śrub p_{11} [mm]	300	85	100	100	150
rozstaw szeregów śrub p_{12} [mm]	-	100	-	-	-
grubość żeber t_{st} [mm]	10	15	-	-	15
Nośność $M_{j,op,Rd}$ wg. [5] [kNm]	11,9	94,56	34,6	23,8	111,1
Nośność $M_{j,op,Rd}$ [kNm]	11,99	82,33	34,05	23,79	99,66

Przyjęto, że elementy są wykonane ze stali S355, a zastosowane śruby klasy 8.8. Wymiary geometryczne pięciu badanych numerycznie węzłów zestawiono w tabeli 1. Podano tam także nośności węzłów przy zginaniu z płaszczyzny ramy otrzymane z obliczeń MES [5] i modelu analitycznego.

Wyniki otrzymane z modelu analitycznego dosyć dobrze zgadzają się z nośnościami uzyskanymi z obliczeń numerycznych. Różnica większa (12,9% i 10,3%) występuje jedynie w węzłach 2 oraz 5, gdzie o nośności decydowało uplastycznienie blachy czołowej.

5. Wnioski

Przedstawione w referacie modele analityczne są łatwe do zastosowania w obliczeniach, gdyż opierają się na metodzie składnikowej podanej w obecnie obowiązującej normie [1].

Metoda obliczeń pozwala na uwzględnienie interakcji między obciążeniem badanych węzłów momentami zginającymi działającymi w dwóch płaszczyznach w odniesieniu do poszczególnych części składowych węzła.

Wyniki obliczeń wykonanych dla przykładowych węzłów potwierdza zadowalającą zgodność modelu analitycznego i obliczeń MES. Jednak pełną weryfikację zaproponowanego modelu należałoby przeprowadzić na podstawie badań doświadczalnych węzła zginanego ukośnie, co będzie przedmiotem dalszych prac.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN 2005.

[2] Agerskov H.: High-Strength Bolted Connections Subject to Prying. Journal of Structural Division, ASCE, **102**, 1976. p. 161-175.

[3] Kato B., Mukai A.: "Bolted Tension Flanges Joining Square Hollow Section Members. Journal of Construction Steel Research, **5**, 1985, p. 163-177.

[4] Wheeler A., Clarke M., Hancock G. J.: Design model for bolted moment end-plate connections joining rectangular hollow sections using eight bolts. Research Report No R827, University of Sidney. 2003.

[5] Heinisuo M., Laine V., Lehtimäki E.: Enlargement of the component method into 3D. Proc. Nordic Steel Construction Conference (NSCC 2009), Malmö, 2009. p. 430-437.

[6] Neumann N, Nuhic F, "Design of structural joints connecting H or I sections subjected to in-plane and out-of-plane bending", Proc. 6th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel 2011), Vol. A, Budapest, 2011, pp. 303-308

[7] Neumann N., Buzaljkob M., Thomassenc E., Nuhic F.: Verification of design model for out-of-plane bending of steel joints connecting H or I sections. Proc. Nordic Steel Construction Conference (NSCC 2012), Oslo, 2012. p. 683-692.

[8] Perttola H., Heinisuo M.: Test Report, End Plate Joints of Steel Tubes, Biaxial and Weak Axis Bending. Tampere University of Technoloogy. Tampere 2011.

[9] Choi J.H., Choi Y.:An experimental study on inelastic behavior for exposed-type steel column bases under three-dimensional loadings. Journal of Mechanical Science and Technology 27 (3), 2013, pp. 747-759

CALCULATION OF THE BOLTED END-PLATE JOINTS SUBJECTED TO TWO AXIS BENDING

S u m m a r y

End plate bolted connections are most often applied in frame structures. Normally they connecting H or I sections. In these structures joints are designed for in-plane bending only. However in spatial structures often appear both in-plane and out – of- plane bending moments. Bolts in such joints due to its location can be loaded with additional forces resulting from the aggregation of the moments in and out of plane or the moment working out of plane deload connectors or impact of this moment can be omitted. Design rules contained in the standard PN-EN 1993-1-8 [1], related only to end plate connections subjected to in-plane bending. Designers often face the problem of how to take account of the influence of the secondary moment on resistance of a connection in the plane of the frame. Most commonly are used additional connectors to transfer from the plane of the frame. However, due to the configuration of the joint, these bolts can be subjected to load a moment in the plane of the frame, and the resultant force in the connector can exceed their strength.

In the paper the proposal method of calculation of the end plate joints H or I section subjected to in-plane and out-of-plane bending are introduced. The proposal method is based on component method preferred in Eurocode. Comparison of calculations results according to presented method with an numerical analysis of MES method is also presented.

Keywords: bolted end-plate connections, two axis bending, component method, design.

DOI: 10.7862/rb.2013.27

Przesłano do redakcji: w czerwcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w sierpniu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 231 - 242

Bogdan STANKIEWICZ[1]

PARAMETRYCZNA ANALIZA PODATNOŚCI ŚRUBOWYCH STYKÓW DOCZOŁOWYCH DWUTEOWYCH BELEK STALOWYCH METODĄ ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

Dokładność obliczeń sił wewnętrznych w układach prętowych można zwiększyć uwzględniając rzeczywistą sztywność połączeń. Charakterystyki połączeń można wyznaczyć wykonując obliczenia komputerowe z wykorzystaniem modeli MES. W referacie przedstawiono analizę styków belek wykonaną metodą elementów skończonych. Celem analizy było uzyskanie krzywych moment zginający – kąt obrotu. Po utworzeniu modelu MES wykonano obliczenia śrubowych styków doczołowych dwuteowych belek walcowanych. Przyjęto kształt styków i ich wymiary w sposób typowy dla styków belek stropowych. Modele styków utworzono wykorzystując program metody elementów skończonych ADINA. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych oraz modelowanie stref kontaktowych wraz z wpływem tarcia. Spełnia więc wszystkie podstawowe wymagania, aby z jego pomocą analizować doczołowe połączenia śrubowe. Największym problemem przy modelowaniu połączeń doczołowych jest stworzenie wystarczająco dokładnego modelu śruby. Dużą trudność stanowi modelowanie gwintu śruby i nakrętki w obszarze ich kontaktu. W użytym modelu do wykonania prezentowanej analizy śrubę modelowano tak, aby jej podatność przy obciążeniach osiowych odpowiadała podatności śrub określonej na podstawie badań eksperymentalnych. Wymagało to dostosowania parametrów modelu materiałowego w obszarze kontaktu gwintów śruby i nakrętki. Model utworzono w sposób umożliwiający łatwą zmianę parametrów geometrycznych i materiałowych charakteryzujących połączenie. Wykonano obliczenia styków belek wykonanych z dwuteowników IPE240, IPE 270 i IPE300, stal S235. Grubości blach doczołowych wynosiły 12 i 20mm, w styku zastosowano po cztery śruby M20 klasy 10.9 bez wstępnego sprężenia i w pełni sprężone. Wartość maksymalnego sprężenia ustalono zgodnie z zaleceniami Eurokodu. Zamieszczono podstawowe wyniki obliczeń pozwalające na ich praktyczne zastosowanie: wykresy krzywych moment zginający – kąt obrotu. Wyniki można wykorzystać w zaawansowanych obliczeniach statycznych belek uwzględniających podatności połączeń.

[1] Autor do korespondencji: Bogdan Stankiewicz, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. +48 17 865 16 32, bstank@prz.edu.pl

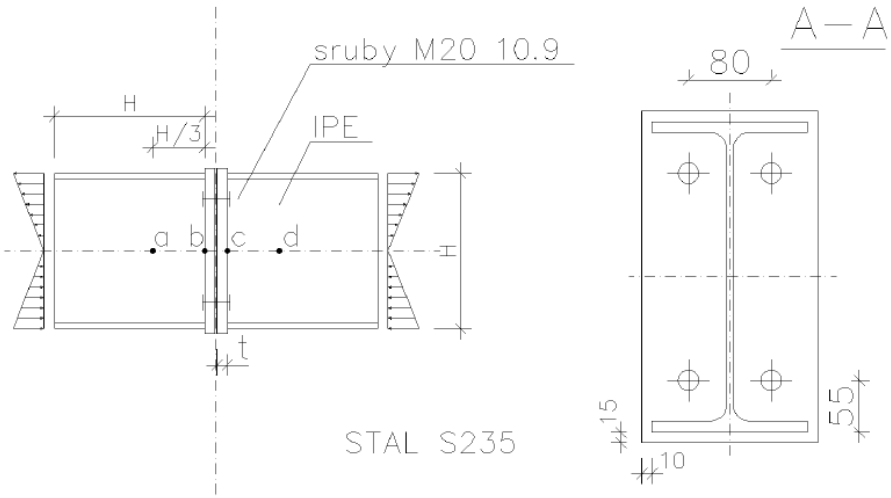
Słowa kluczowe: konstrukcje stalowe, połączenia śrubowe, połączenia doczołowe, metoda elementów skończonych

1. Wstęp

Jednym ze sposobów zwiększania dokładności obliczania sił wewnętrznych w układach prętowych jest uwzględnianie charakterystyk węzłów i styków. Przykład analizy stalowej dwuteowej belki ciągłej uwzględniającej podatność śrubowych styków przedstawiono w [3]. Najdokładniej charakterystyki styków można wyznaczyć wykonując badania eksperymentalne o charakterze jakościowym, czasochłonne i drogie. Metodą alternatywną są obliczenia komputerowe z wykorzystaniem modeli MES. Taką metodą przeprowadzono analizę przedstawianą w referacie.

2. Model styku

Analizowane styki są to styki doczołowe z blachami wpuszczonymi, łączonymi z belkami spoinami czołowymi, i z czterema śrubami M20 klasy 10.9. Styk pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Rozpatrywane styki

Fig. 1. Analysed connections

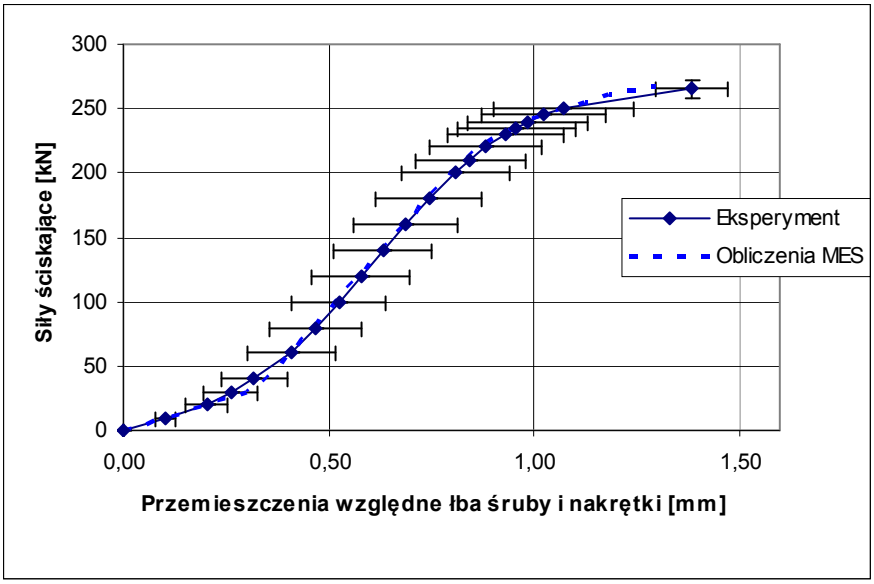
Model komputerowy [1], [2], [4] opracowano wykorzystując program ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R & D Inc., USA, www.adina.com), wersja 8.8. Głównym autorem programu jest profesor K.J.Bathe z Massachusetts Institut of Technology. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych oraz modelowanie stref kontaktowych wraz z wpływem tarcia. Spełnia więc wszystkie podstawowe wymagania, aby przy jego pomocy modelować i analizować doczołowe połączenia śrubowe.

Do modelowania łączonych dwuteowników, blach doczołowych i śrub zastosowano elementy skończone bryłowe o 20 węzłach i wykorzystano możliwość modelowania stref kontaktowych pomiędzy poszczególnymi elementami składowymi styku. Ze względu na symetrię styków modelowano ich połowę, stosując w płaszczyźnie symetrii warunki brzegowe zastępujące oddziaływanie odrzuconej połowy. Obciążenie momentem zginającym uzyskano przykładając ciągłe obciążenie powierzchniowe o wartości liniowo zmiennej w zależności od odległości od osi obojętnej belki, patrz rys. 1.

Największym problemem przy modelowaniu połączeń doczołowych jest stworzenie wystarczająco dokładnego modelu śruby. Zagadnienie to zostało krótko przedstawione w [5] [6]. Dokładniej zostanie ono przedstawione w przygotowywanej przez autora referatu publikacji książkowej.

Istotą problemu jest konieczność uwzględnienia odkształceń plastycznych pojawiających się na styku gwintów śruby i nakrętki już przy niewielkim obciążeniu rozciągającym śrubę. Wynikają one z niedokładności wykonania gwintów (na początku docisk nie na pełnej powierzchni i już przy niewielkim obciążeniu rozciągającym śruby bardzo szybko pojawiają się odkształcenia plastyczne), oraz z porowatości warstwy metalu zabezpieczającej śrubę przed korozją. Zjawisko to jest tak skomplikowane i mało poznane, że utworzenie kompletnego ilościowego modelu MES jest w chwili obecnej niemożliwe. Jest natomiast możliwe utworzenie i stosowanie w modelach połączeń uproszczonych modeli MES śrub. W obliczeniach prezentowanych w referacie zastosowano model śruby, w którym obszar styku gwintów zastąpiono materiałem zastępczym o parametrach dobranych tak, aby uzyskać zgodność obliczeń śruby rozciąganej osiowo z wynikami badań doświadczalnych. Celem rutynowo prowadzonych badań śrub jest określenie ich wytrzymałości przy rozciąganiu i nie prowadzi się pomiarów przemieszczeń względnych nakrętki i łba śruby. Przemieszczenia mierzone na belkach maszyny wytrzymałościowej nie są miarodajne, gdyż na przemieszczenia te oprócz względnych przemieszczeń nakrętki i łba śruby składają się również odkształcenia części składowych maszyny wytrzymałościowej i bardzo duże odkształcenia plastyczne w strefie kontaktu podkładek z typowymi elementami używanymi do mocowania badanych śrub w maszynach wytrzymałościowych. Bardzo łatwe jest natomiast badanie śrub na ściskanie i uzyskanie krzywej siła-przemieszczenie względne nakrętki i łba. Badania takie przeprowadzono

dla śrub M20 klasy 10.9 produkcji firmy Friedberg, i charakterystyki materiału zastępującego obszar gwintu śruby i nakrętki dobrano tak, aby uzyskać zgodność przemieszczeń względnych łba śruby i nakrętki. Na rys. 2 pokazano wyniki badań eksperymentalnych śrub na ściskanie i wyniki obliczeń ściskanego modelu MES śruby. Wyniki badań eksperymentalnych to rezultaty pomiarów przemieszczeń obciążanej nakrętki w zależności od przyłożonej siły, przedstawiono wartości średnie przemieszczeń i wielkości przedziałów ufności przy poziomie istotności α=0.1.



Rys. 2. Śruba ściskana, wyniki badań eksperymentalnych i rezultaty obliczeń MES

Fig. 2. Bolt subjected to compression, results of experimental tests and results of FEM calculations

Użyte modele materiałowe (rys. 3, rys. 4):

- belki i blachy doczołowe, biliniowy materiał sprężysto-plastyczny:

  granica plastyczności: $f_y = 23{,}5\ kN/cm^2$

  moduł sprężystości podłużnej: $E = 21000\ kN/cm^2$

  wydłużenie przy zniszczeniu: $\varepsilon = 20\ \%$

- śruba, nakrętka, podkładki, materiał podstawowy, wieloliniowy materiał sprężysto-plastyczny (rys. 3):

  moduł sprężystości podłużnej: $E = 21000\ kN/cm^2$

  punkty charakterystyczne:

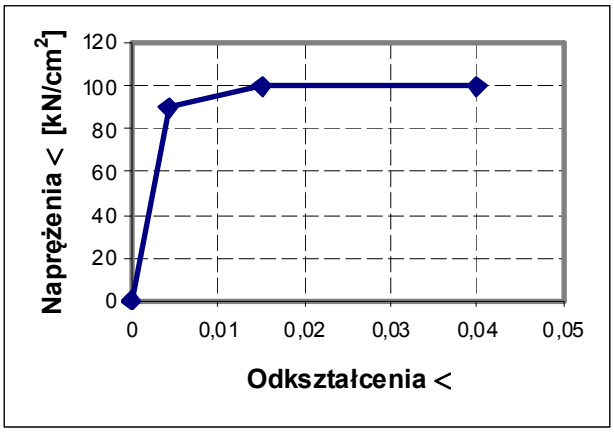
  $\varepsilon_0 = 0$ $\quad \sigma_0 = 0$

  $\varepsilon_1 = 0.004285$ $\quad \sigma_1 = 90\ kN/cm^2$

  $\varepsilon_2 = 0.015$ $\quad \sigma_2 = 100\ kN/cm^2$

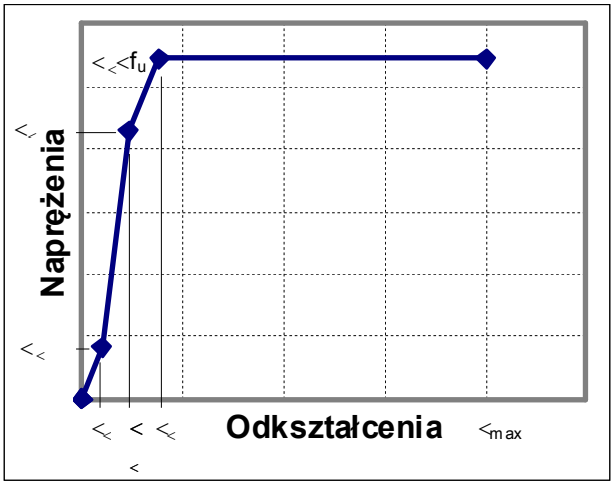
  $\varepsilon_3 = 0.040$ $\quad \sigma_3 = 100\ kN/cm^2$

- śruba, materiał zastępujący obszar gwintu śruby i nakrętki, wieloliniowy materiał sprężysto-plastyczny (rys. 4):
  moduł sprężystości podłużnej: $E = 343.82\ kN/cm^2$
  punkty charakterystyczne: $\varepsilon_0 = 0$ $\sigma_0 = 0$
  $\varepsilon_1 = 0.1480985$ $\sigma_1 = 6.490\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_2 = 0.3230142$ $\sigma_2 = 45.330\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_3 = 0.4636624$ $\sigma_3 = 56.369\ kN/cm^2$
  $\varepsilon_4 = 2.0000000$ $\sigma_4 = 56.369\ kN/cm^2$



Rys. 3. Model materiału śruby, nakrętki i podkładek

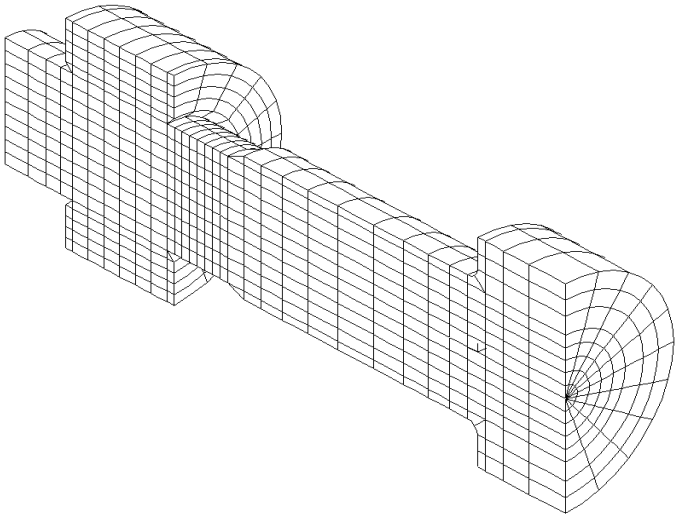
Fig. 3. Material model of the bolt, the nut and the washers



Rys. 4. Model materiału zastępującego obszar gwintu śruby i nakrętki

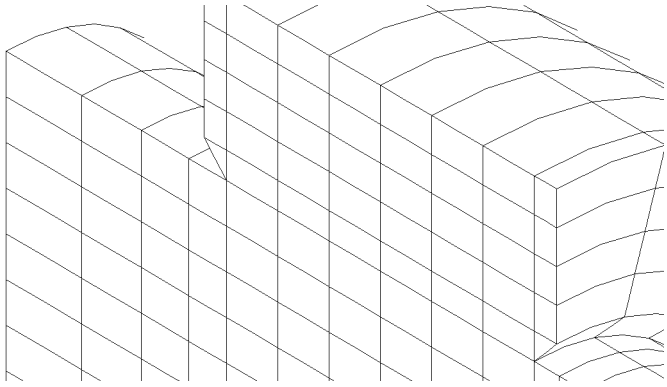
Fig. 4. Material model used in the area of thread of the bolt and the nut

Na rys. 5 pokazano model śruby, fragment modelu z widoczną strefą gdzie stosowano materiał zastępczy przedstawiono na rys. 6.



Rys. 5. Model śruby

Fig. 5. FEM model of the bolt

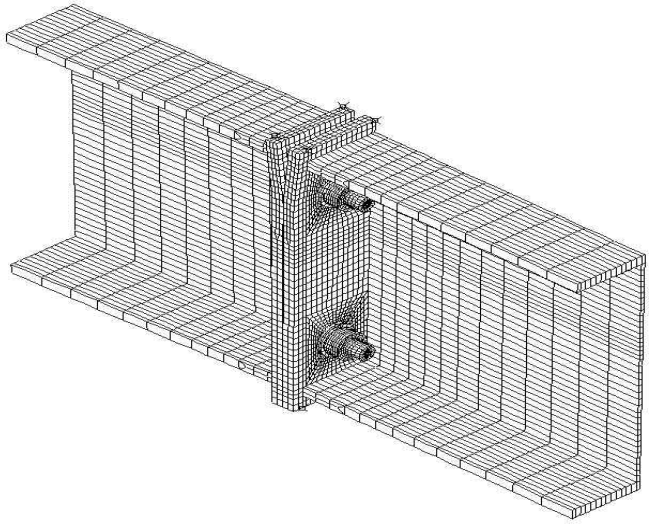


Rys. 6. Fragment modelu śruby – obszar z materiałem zastępującym gwint śruby i nakrętki

Fig. 6. Part of the FEM model of the bolt – area with the substitute material of the thread of the bolt and the nut

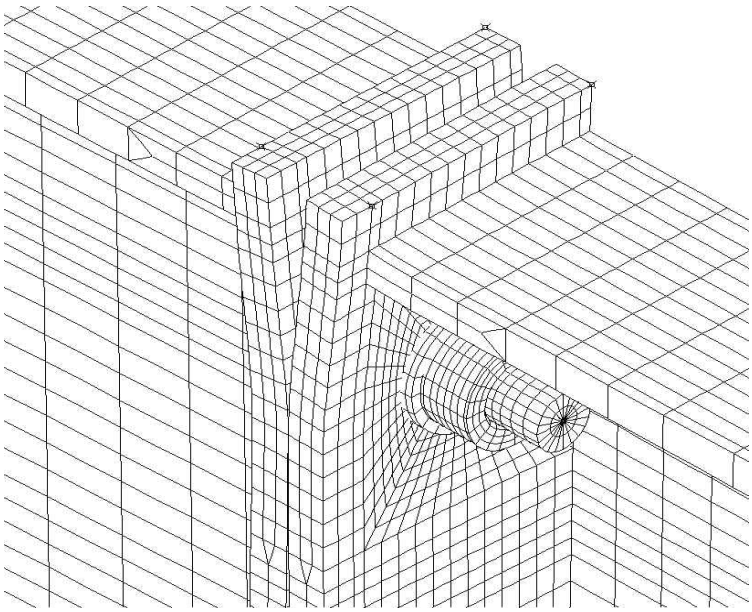
Nośność śrub firmy Friedberg na rozciąganie wynosi 262.5 kN, przedział ufności na poziomie 90% to 253.4 - 271.6 kN. Nośność uzyskana jako rezultat obliczeń rozciąganego modelu MES śruby wynosi 266.3 kN, zgodność jest więc bardzo dobra. Bardziej szczegółowo zagadnienie to będzie przedstawione w przygotowywanej przez autora referatu publikacji książkowej.

Rys. 7 przedstawia odkształcony model całego połączenia, na rys. 8 pokazano jego fragment.



Rys. 7. Model połączenia

Fig. 7. FEM model of the connection



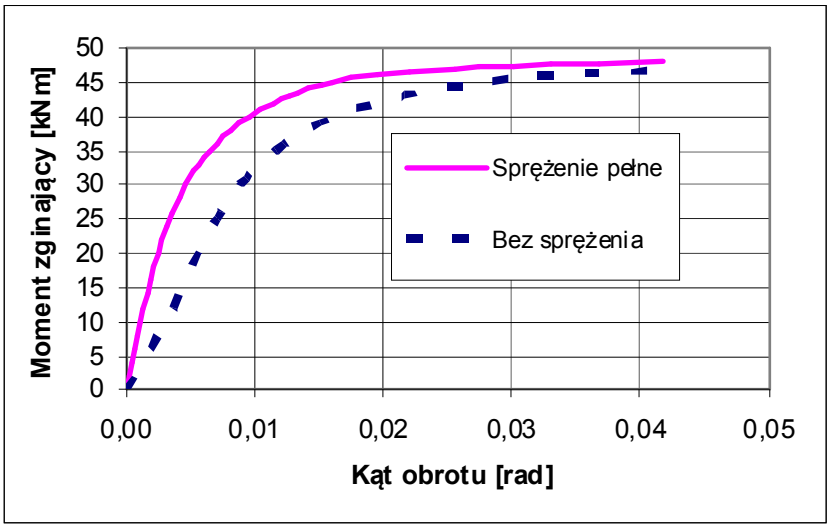
Rys. 8. Fragment modelu połączenia

Fig. 8. Part of the FEM model of the connection

Wyniki obliczeń przy pomocy opracowanego modelu MES pozwalają na analizę przemieszczeń praktycznie dowolnych punktów w styku i na analizę naprężeń i odkształceń elementów składowych. Można więc uzyskać krzywe momentu zginającego względem kąta obrotu w styku.

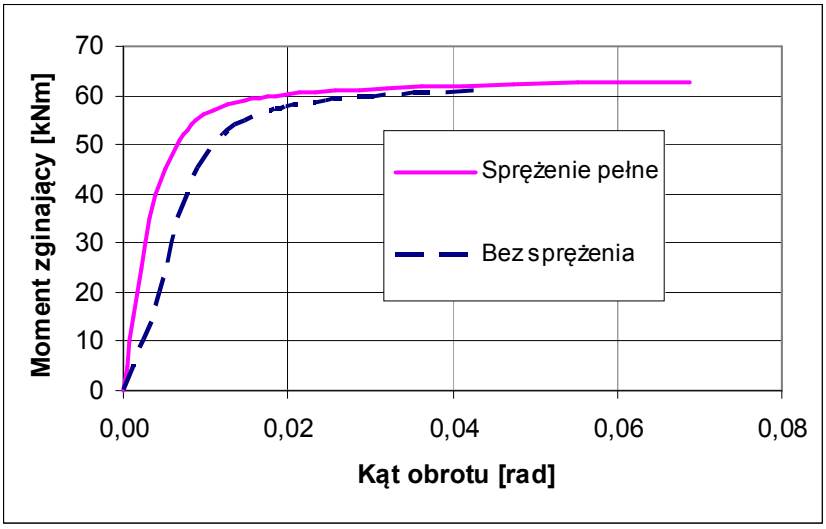
3. Zakres obliczeń i wyniki

Wykonano obliczenia styków belek IPE 240, IPE 270, IPE 300. Blachy doczołowe mają grubości 12mm i 20mm, w styku znajduje się 4 śruby M20 klasy 10.9. Połączenia pokazano na rys. 1. Przyjęto że dwuteowniki i blachy doczołowe wykonane są ze stali S235. Siła sprężenia śrub wynosi: $F_p = 0,7\ f_{ub}\ A_s = 0,7*100\ kN/cm^2*2.448\ cm^2 = 176,4\ kN$. Przyjęto jako kąt obrotu styku zmianę kąta wyznaczonego przez odcinki a-b i c-d, rys. 1. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys 9 do rys. 14.



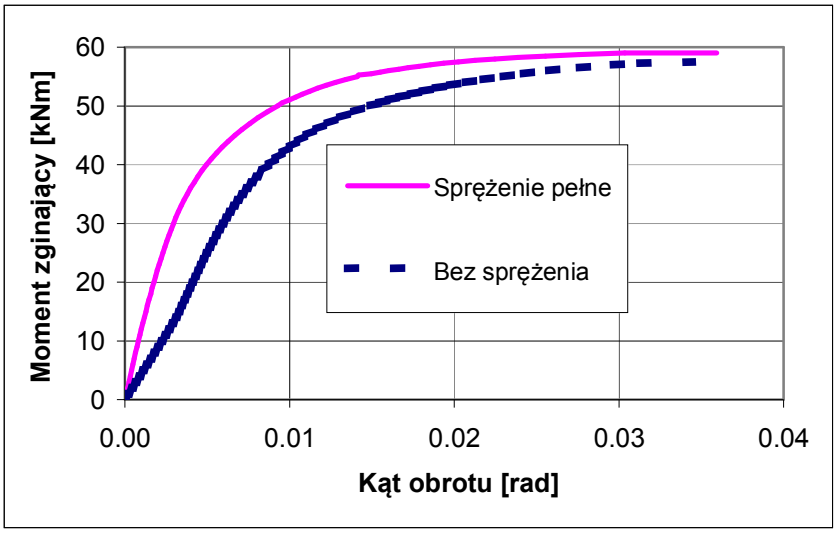
Rys. 9. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 240, t=12mm, krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 9. Moment-rotation curves, IPE 240, t=12mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading



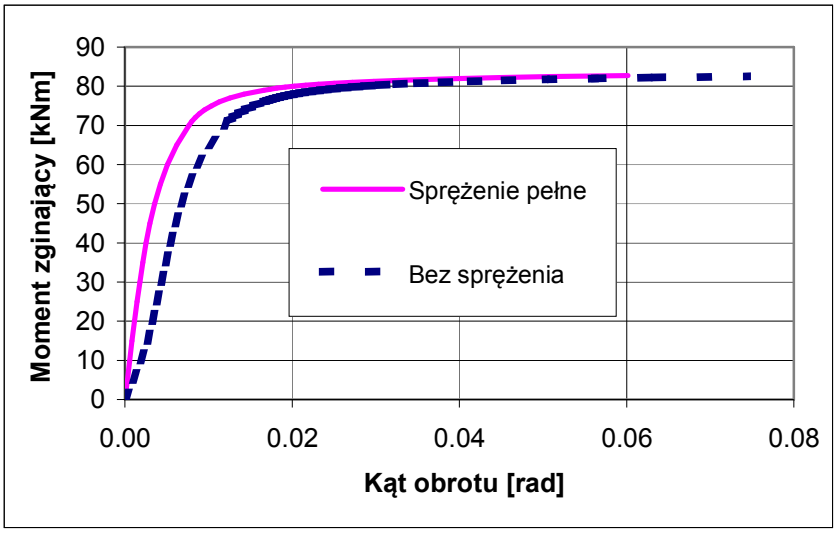
Rys. 10. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 240, t=20mm , krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 10. Moment-rotation curves, IPE 240, t=20mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading



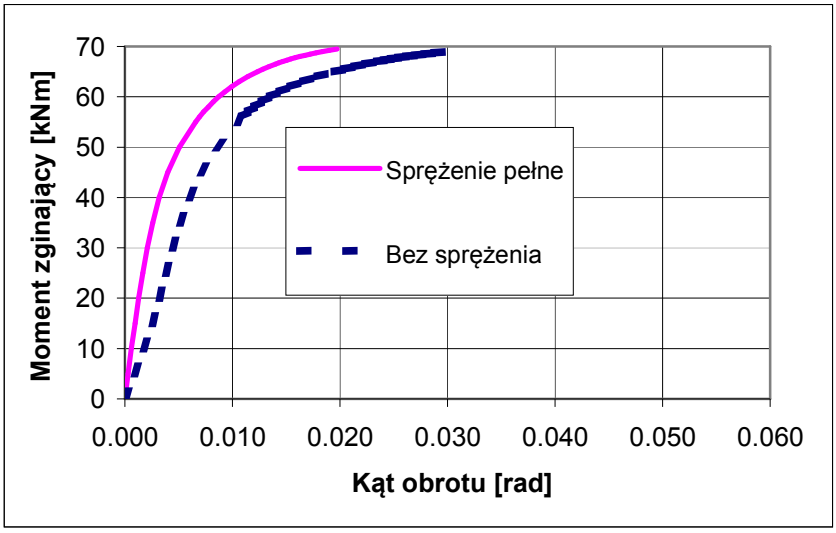
Rys. 11. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 270, t=12mm, krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 11. Moment-rotation curves, IPE 270, t=12mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading



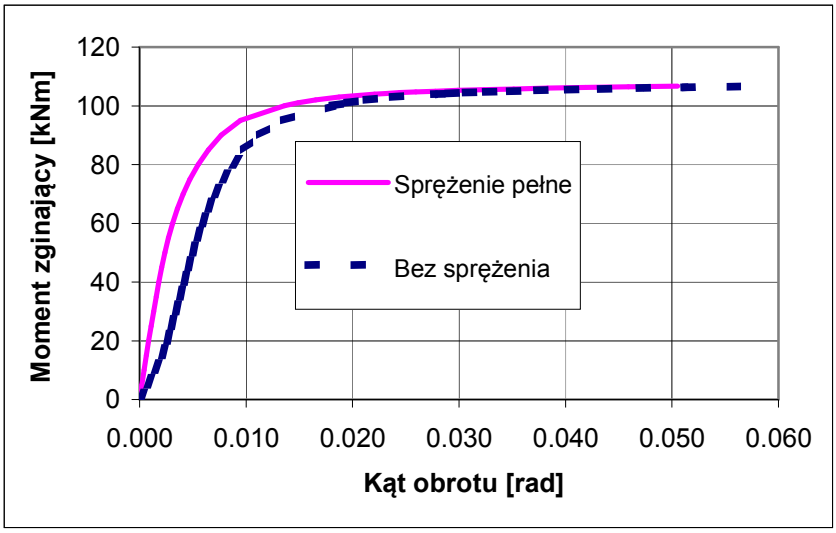
Rys. 12. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 270, t=20mm, krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 12. Moment-rotation curves, IPE 270, t=20mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading



Rys. 13. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 300, t=12mm, krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 13. Moment-rotation curves, IPE 300, t=12mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading



Rys. 14. Krzywe moment – kąt obrotu, IPE 300, t=20mm, krzywa 100% to pełne sprężenie, krzywa 0% to brak sprężenia

Fig. 14. Moment-rotation curves, IPE 300, t=20mm, curve 100% full preloading, curve 0% no preloading

4. Podsumowanie i wnioski

Przedstawione rezultaty analizy rozpatrywanych styków przedstawiają pełny zakres sposobu przenoszenia przez nie obciążeń, w zakresie początkowym zbliżonym do sprężystego, w zakresie sprężysto – plastycznym i w zakresie bliskim ich zniszczenia. Obliczenia wykonano uwzględniając dwuteowniki IPE 240, IPE 270 i IPE 300, a więc najpopularniejsze kształtowniki stosowane jako belki w stropach stalowych. Wyniki obliczeń można wykorzystać w zaawansowanych obliczeniach statycznych belek uwzględniających podatności połączeń stosując zamieszczone krzywe bezpośrednio, bądź aproksymując je przy pomocy funkcji stosowanych do modelowania sztywności węzłów w używanym programie obliczeniowym.

Literatura

[1] Bathe KJ.: Finite element procedures. Englewood Cliffs, NJ:Prentice Hall 1996.

[2] Kleiber M., Woźniak Cz.: Nonlinear Mechanics of Structures. Polish Scientific Publishers, Warszawa, 1991.

[3] Konstrukcje stalowe. Przykłady obliczeń według PN-EN 1993-1. Część druga: Stropy i pomosty. Skrypt Politechniki Rzeszowskiej pod redakcją Aleksandra Kozłowskiego, Rzeszów 2010.

[4] Kwaśniewski L., Giżejowski M.: Numerical modeling of joint ductility in steel and steel-concrete composite frames, Conference: „STABILITY AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES", Rio de Janeiro, Brazil, 2010.

[5] Stankiewicz B.: Experimental tests of T-stub joints and refined finite element metod computer model, 3rd European Conference on Steel Structures EUROSTEEL 2002, Coimbra 2002.

[6]Stankiewicz B.: Komputerowy model śrubowego doczołowego połączenia konstrukcji wsporczej turbiny wiatrowej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska - 2008, z. 50.

PARAMETRIC ANALYSIS OF STIFFNESS OF BOLTED END-PLATE CONNECTIONS OF I BEAMS USING FINITE ELEMENT METHOD

S u m a r y

The accuracy of analysis of structures consisted of beams and columns can be increased by considering a real rigidity of connections. Characteristic of the joints can be found using FEM models. The objective of the analysis was to find moment-rotation curves. The analysed splices were shaped considering typical recommendations for such connections. A computer model was developed using finite element program ADINA. The program ADINA enables considering of material and geometrical nonlinearities and modelling contact regions between components of the connection with the influence of friction, so it can be use to model bolted connections. Three dimensional finite elements were used to model I-beams, end-plates and bolts. A big problem in FEM modelling of bolted connections is creation of accurate enough model of bolts. It pertains modelling of the threads in the contact zone. The principal criterion for modelling of bolts was obtaining compliance with the results of experimental test of bolts subjected to axial loads. This involved adapting the material model parameters of the threads of the screw and the nut in the contact zone. The FEM model can be easy changed in order to consider other dimensions and materials. Results show moment –rotation curves for IPE240, IPE270 and IPE300 I-beams, the thicknesses of end-plates were 12mm and 20mm. Considered elements were made of S235 steel, M20 bolts of class 10.9 were used. Analysis was done for non-preloaded and preloaded bolts. The results can be used in advanced structural analysis of beams and frames.

Keywords: steel structures, bolted connections, end-plate connections, finite element method

DOI: 10.7862/rb.2013.28

Przesłano do redakcji: w czerwcu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 243 - 252

Szymon SWIERCZYNA[1]
Walter WUWER[2]

WSTĘPNE BADANIA NOŚNOŚCI NA DOCISK ZAKŁADKOWYCH POŁĄCZEŃ NA SWORZNIE JEDNOSTRONNE

W referacie przedstawiono badania doświadczalne, których celem było określenie nośności na docisk jednociętych połączeń sworzniowych ścianek kształtowników giętych na zimno z blach. Złącza wykonano za pomocą sworzni jednostronnych HUCK BOM o wysokiej wytrzymałości, które po osadzeniu szczelnie wypełniają uprzednio wywiercony otwór. Ścianki elementów próbnych o jednakowych grubościach 3, 4 i 5 mm wykonano ze stali tego samego gatunku tj. S235, jednak dla każdej grubości blach ustalono odmienne parametry wytrzymałościowe. Do łączenia ścianek grubości 3 mm użyto sworzni BOM R10 i R16 o średnicach, odpowiednio, 8,5 mm oraz 13,6 mm, a do łączenia ścianek o grubościach 4 i 5 mm użyto sworzni BOM R16. Łącznie przebadano 24 elementy próbne. W referacie przedstawiono przebieg badania oraz sposób zniszczenia połączeń. Wyniki zilustrowano na wykresach zależności między obciążeniem pojedynczego sworznia siłą ścinającą i wzajemnym przemieszczeniem łączonych ścianek. Zachowanie się złączy opisano za pomocą funkcji wykładniczej. Ze względu na znaczną odkształcalność połączeń, jako kryterium nośności przyjęto wartość obciążenia, któremu odpowiada wzajemne graniczne przemieszczenie równe 3,0 mm. Zaproponowano wzory, za pomocą których nośność połączenia na docisk dla dowolnej wartości przemieszczenia granicznego można obliczyć na podstawie wytrzymałości na rozciąganie stali łączonych ścianek ich grubości oraz średnicy łącznika. Uzyskano dobrą zgodność wyników doświadczalnych z wartościami uzyskanymi na podstawie proponowanych wzorów.

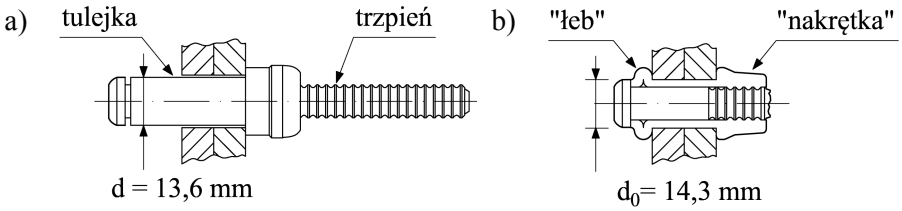
Słowa kluczowe: połączenia zakładkowe, sworznie jednostronne, nośność na docisk

[1] Autor do korespondencji: Szymon Swierczyna, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, tel. (32) 237 22 24, szymon.swierczyna@polsl.pl

[2] Walter Wuwer, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, tel. (32) 237 22 28, walter.wuwer@polsl.pl

1. Wprowadzenie

W lekkich konstrukcjach prętowych z kształtowników giętych istotnym zagadnieniem są połączenia elementów w węzłach. Wpływ na ich zachowanie się mają niewielkie grubości łączonych ścianek oraz istniejące w nich naprężenia własne, powstałe w procesie formowania kształtowników na zimno. Interesującą alternatywą dla szczegółowo opisanych w [1] połączeń spawanych mogą być sworznie jednostronne HUCK BOM (rys. 1), posiadające Aprobatę Techniczną ITB [2]. Łączniki te wyróżnia możliwość scalania elementów przy dostępie jednostronnym (np. ceownika z rurą prostokątną) oraz szczelne wypełnienie przez materiał tulejki uprzednio wykonanych otworów, co istotnie ogranicza poślizg w złączu w porównaniu do połączeń śrubowych. Normy nie podają formuł do obliczania nośności pojedynczego sworznia typu BOM. Jak pokazano w pracy [3], nośność tą można wyznaczyć doświadczalnie, kierując się np. wytycznymi europejskimi [4]. W działaniach inżynierskich niezbędne są jednak praktyczne wzory pozwalające obliczyć nośność dla dowolnych parametrów połączenia.



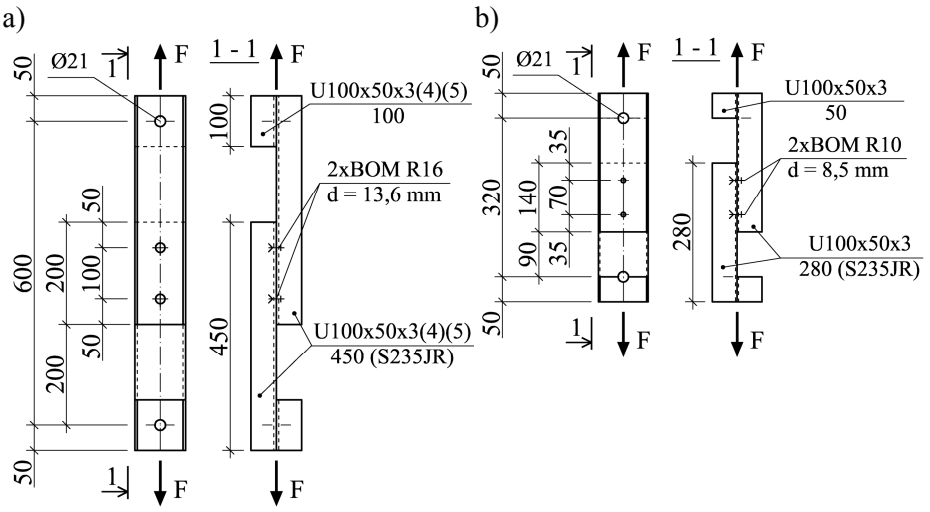
Rys. 1. Sworzeń jednostronny BOM R16: a) przed osadzeniem, b) po osadzeniu w otworze

Fig. 1. Blind bolt BOM R16: a) before embedding, b) after embedding in the hole

W referacie przedstawiono wyniki badań doświadczalnych jednociętych połączeń ścianek grubości 3, 4 i 5 mm na sworznie BOM, które posłużyły do opracowania wzoru na obliczanie nośności połączenia z uwagi na docisk sworznia do ścianek w otworze.

2. Badania doświadczalne

Zachowanie się połączeń badano doświadczalnie na przykładzie rozciąganych osiowo elementów próbnych typu „I” (rys. 2a), w których ścianki ceowników giętych na zimno ze stali S235JR, o jednakowych grubościach 3, 4 i 5 mm, łączono za pomocą dwóch sworzni BOM R16 o średnicy d = 13,6 mm.



Rys. 2. Elementy próbne typu „I": a) z połączeniem na sworznie BOM R16, b) z połączeniem na sworznie BOM R10

Fig. 2. Test elements of the type „I": a) with BOM R16 bolt joint, b) with BOM R10 bolt joint

W przypadku połączenia ścianek grubości 3 mm badano element próbny o mniejszych rozmiarach (rys. 2b), w którym zastosowano sworzeń BOM R10 o średnicy d = 8,5 mm. Parametry badanych elementów zestawiono w tabeli 1.

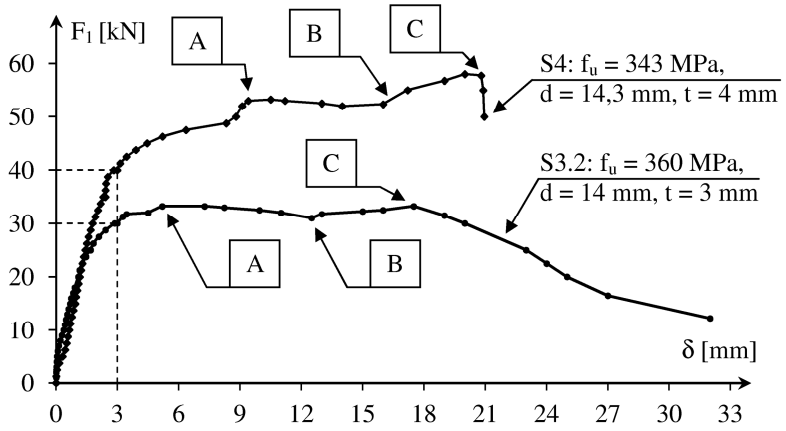
Tabela 1. Zestawienie parametrów elementów próbnych typu „I"

Table 1. List of parameters of test elements of the type „I"

Lp.	Elementy próbne „I"	Typ sworznia	$f_{u,obs}$ [1)] [MPa]	d_0 [2)] [mm]	t_{cor} [3)] [mm]	Liczba elementów
1	S3.1	BOM-R10	360,0	9,0	3	1
2	S3.2	BOM-R16	360,0	14,0	3	3
3	S4		343,0	14,3	4	5
4	S4OC		343,0	14,0	4	2
			379,0	14,0	4	3
5	W4		444,7	14,3	4	5
6	W5		423,5	14,0	5	5

[1)] wytrzymałość na rozciąganie stali łączonych ścianek, [2)] po osadzeniu średnica sworznia równa średnicy otworu, [3)] nominalna grubość rdzenia łączonych ścianek (bez powłoki ochronnej)

Na rys. 3 zilustrowano przykładowe obwiednie ścieżek równowagi statycznej, tj. zależności między obciążeniem pojedynczego sworznia siłą ścinającą $F_1 = 0{,}5F$ (por. rys. 2) i wzajemnym przemieszczeniem δ łączonych ścianek uzyskane w badaniu elementów grup S3.2 i S4.



Rys. 3. Porównanie zachowania się połączenia ścianek grubości 3 oraz 4 mm aż do zniszczenia
Fig. 3. Comparison of the behavior of the joint with walls 3 and 4 mm thick until the destruction of

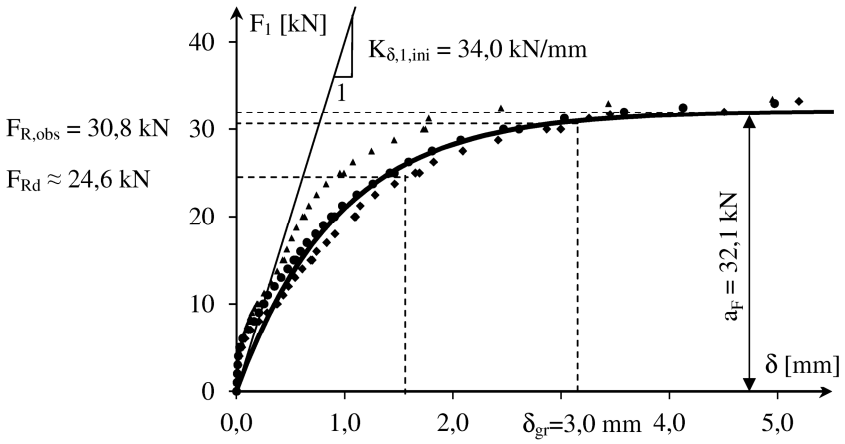
Na wykresie oznaczono punkty charakterystyczne w zachowaniu się badanych połączeń. Literą A oznaczono początek wyraźnego przechylania się łączników w owalizujących się otworach. Litera B odpowiada wzajemnemu przemieszczeniu się łączonych ścianek, przy przechyle sworzni sięgającym prawie 90° (łączniki były rozciągane przy nieznacznym wzroście siły F). Punkt C z kolei oznacza maksymalną wartość obciążenia przenoszonego przez złącze. Ostateczne zniszczenie połączeń polegało na przeciągnięciu łączników przez silnie zdeformowane otwory.

3. Nośność na docisk pojedynczego łącznika

Badania elementów próbnych „I" wykazały, że połączenia na sworznie BOM charakteryzuje zachowanie sprężysto-plastyczne w całym zakresie obciążenia. Badaną zależność F_1–δ dobrze opisuje funkcja wykładnicza postaci

$$F_1 = a_F \cdot \left(1 - e^{-b_F \cdot \delta}\right), \tag{1}$$

gdzie parametr a_F określa na wykresie jej asymptotę poziomą, iloczyn a_F i b_F zaś – współczynnik kierunkowy prostej stycznej $K_{\delta,1,ini}$ do krzywej wykładniczej w początku układu współrzędnych F_1-δ (rys. 4). Parametr a_F można interpretować jako wartość siły powodującej pełne uplastycznienie połączenia 1-sworzniowego, a wartość $K_{\delta,1,ini}$ odpowiada jego początkowej sztywności translacyjnej.

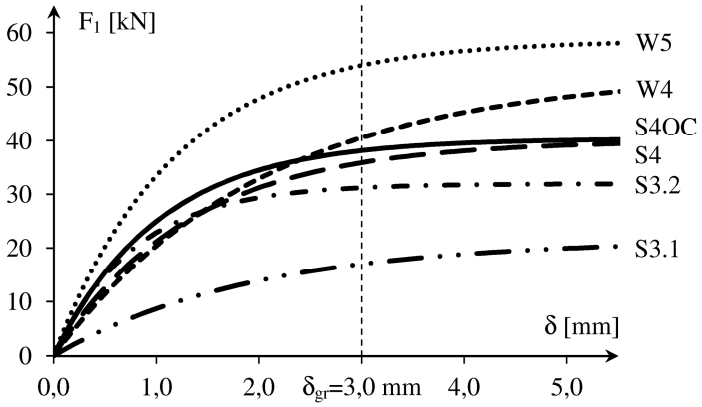


Rys. 4. Zależności F_1-δ w połączeniach grupy S3.2

Fig. 5. Relation F_1-δ in joint group S3.2

Dla każdej z przebadanych grup złączy wyznaczono wartości parametrów funkcji (1), a następnie sporządzono tzw. krzywe wynikowe F_1-δ. Przykładowo, na rys. 4 zilustrowano krzywą wynikową, którą można porównać z punktami leżącymi na obwiedniach ścieżek równowagi statycznej uzyskanych w trzech jednakowych elementach próbnych grupy S3.2. Na wykresie oznaczono wartość przemieszczenia δ_{gr} = 3,0 mm, która wg [4] odpowiada charakterystycznej nośności sworznia na docisk $F_{R,obs}$ = 30,8 kN. Naniesiono ponadto prostą odpowiadającą sztywności początkowej połączenia $K_{\delta,1,ini}$ = 34,0 kN/mm oraz wartość obciążenia a_F = 32,1 kN, powodującego uplastycznienie złącza. Wartość charakterystyczna nośności na docisk jest zbliżona do siły powodującej uplastycznienie, jednak nośność obliczeniowa F_{Rd}, wynosząca w przybliżeniu $F_{R,obs}/\gamma_{M2}$ = 30,8/1,25 = 24,6 kN, mieści się w zakresie odkształceń sprężysto-plastycznych.

Na kolejnym wykresie F_1-δ (rys. 5) można porównać krzywe wynikowe ilustrujące zachowanie się poszczególnych grup połączeń.



Rys. 5. Zachowanie się połączeń w poszczególnych grupach zestawionych w tabeli 1
Fig. 5. The behavior of the joints in the groups listed in table 1

Wyniki badania elementów próbnych typu „I" analizowano, poszukując związków między parametrami fizycznymi danego połączenia, a uzyskanymi w badaniach wartościami a_F i b_F. W tym celu obliczono sztywności początkowe $K_{\delta,1,ini}$ pojedynczego sworznia wg wzoru:

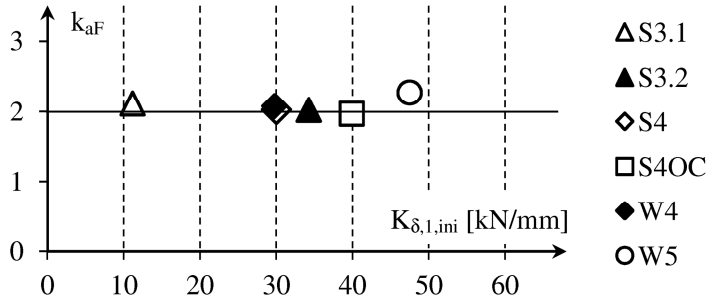
$$K_{\delta,1,ini} = a_F \cdot b_F, \tag{2}$$

oraz wyznaczono następujący współczynnik:

$$k_{aF} = \frac{a_F}{f_{u,obs} \cdot z \cdot d_0 \cdot t_{obs,cor}}, \tag{3}$$

gdzie: $z = \sqrt{390 / f_u}$, dla $f_u \geq 390$ MPa, oraz $z = 1$ w pozostałych przypadkach, wg [5].

Wartości średnie dla poszczególnych grup połączeń obliczone na podstawie wzorów (2) i (3) zilustrowano na wykresie zależności k_{aF} - $K_{\delta,1,ini}$ (rys. 6).



Rys. 6. Zależność k_{aF} - $K_{\delta,1,ini}$ dla połączeń według tabeli 1

Fig. 6. Relation k_{aF} - $K_{\delta,1,ini}$ for joints according to table 1

Można zauważyć, że wartość współczynnika k_{aF} jest dla wszystkich grup połączeń jest zbliżona do 2, wartości sztywności początkowej $K_{\delta,1,ini}$ zaś są następujące: S3.1 – 11 kN/mm; S3.2, S4; W4 – 30 kN/mm; S4OC – 40 kN/mm; W5 – 47,5 kN/mm. Przy takich założeniach można z kolei obliczyć – wychodząc z zależności (3) i (2) – wartości parametrów $a_{F,t}$ i $b_{F,t}$:

$$a_{F,t} = 2 \cdot f_u \cdot z \cdot d_0 \cdot t, \qquad b_{F,t} = \frac{K_{\delta,1,ini}}{a_{F,t}}, \tag{4a, 4b}$$

Obliczone wg powyższych formuł wartości $a_{F,t}$ i $b_{F,t}$ dla poszczególnych grup połączeń zamieszczono w tabeli 2.

Uwzględniając zależności na $a_{F,t}$ i $b_{F,t}$ można zapisać:

$$F_R = \alpha_{bb} \cdot f_u \cdot z \cdot d_0 \cdot t, \tag{5}$$

gdzie: $\alpha_{bb} = 2\left(1 - e^{-b_{F,t} \cdot \delta_{gr}}\right)$.

Należy podkreślić, że wzór (5) pozwala obliczyć nośność połączenia dla dowolnej wartości przemieszczenia granicznego δ_{gr}, zależnej np. od danej sytuacji projektowej.

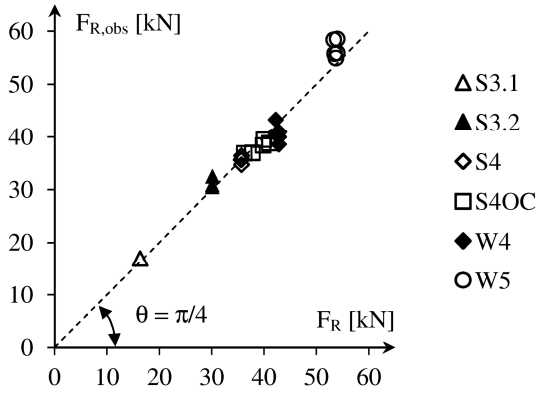
Tabela 2. Parametry krzywych wykładniczych opisanych funkcją (1)

Table 2. Parameters of exponential functions described by function (1)

Lp.	Grupa połączeń	Wg badań doświadczalnych		Wg zaproponowanych wzorów		Różnice [%]	
		a_F [kN]	b_F [1/mm]	$a_{F,t}$ wg (4a) [kN]	$b_{F,t}$ wg (4b) [1/mm]	[(5)/(3)-1] ·100	[(6)/(4)-1] ·100
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*
1	S3.1	21,54[2)]	0,517[2)]	20,41	0,539	-5,2	4,3
2	S3.2	32,39[1)]	1,244[1)]	31,75	0,945	-2,0	-24,0
		32,09[2)]	1,060[2)]			-1,1	-10,8
3	S4	40,35[1)]	0,748[1)]	39,24	0,765	-2,8	2,3
		40,06[2)]	0,753[2)]			-2,0	1,6
4	S4OC	40,54[1)]	0,992[1)]	40,84	0,980	0,7	-1,2
		40,40[2)]	0,960[2)]			1,1	2,1
5	W4	50,19[1)]	0,602[1)]	47,64	0,630	-5,1	4,7
		52,70[2)]	0,489[2)]			-9,6	28,8
6	W5	64,28[1)]	0,744[1)]	56,90	0,835	-11,5	12,2
		58,58[2)]	0,846[2)]			-2,9	-1,3

[1)] średnia arytmetyczna z wyników badań, [2)] wg krzywej wynikowej

Na kolejnym wykresie (rys. 7) naniesiono punkty, których współrzędne odpowiadają: na osi poziomej – wartościom F_R obliczonym wg wzoru (5), na osi pionowej – wartościom $F_{R,obs}$ uzyskanym doświadczalnie dla δ_{gr} = 3,0 mm (por. rys. 4).



Rys. 7. Zależność między wartościami nośności na docisk wg formuły (5) oraz na podstawie wyników badań doświadczalnych

Fig. 7. Relation between values of bearing resistance according to formula (5) and on the basis of experimental investigations

Wyniki mieszczą się na prostej nachylonej do osi współrzędnych pod kątem $\theta = \pi / 4$, z dokładnością średnio ±1%, przy maksymalnych odchyleniach ±9%.

4. Podsumowanie

W celu upewnienia się, że zaproponowana procedura obliczania nośności na docisk połączeń 1-ciętych, wykonanych przy użyciu łączników typu BOM jest – przy istniejących rozrzutach wyników badań doświadczalnych – poprawna i bezpieczna, należy uzupełnić badania w odpowiednim zakresie, różnicując w elementach próbnych grubości i gatunek stali łączonych ścianek oraz średnice łączników. Wówczas można będzie dokonać statystycznej kalibracji zaproponowanych wzorów, zgodnie z załącznikiem D8 w [6].

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-8:2006. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.

[2] Sworznie typu Huck do wykonywania połączeń elementów konstrukcji metalowych, Aprobata Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej, Nr AT-15-3487/99, Warszawa 1999.

[3] Swierczyna S.: Nośność i sztywność jednociętych połączeń sworzniowych w konstrukcjach z kształtowników giętych. Rozprawa doktorska, Gliwice 2011.

[4] ECCS TC7 TWG 7.10. Connections in Cold-formed Steel Structures. The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections. ECCS No 124, 2nd edition, 2009.

[5] Zadanfarrokh F.: Analysis and design of bolted connections in cold formed steel members. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Salford, 1991.

[6] PN-EN 1990:2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.

PRELIMINARY INVESTIGATION ON BEARING RESISTANCE OF BLIND BOLT LAP-JOINTS

S u m m a r y

The paper presents an experimental investigation, which aim was to determine the bearing resistance of the single cut bolt joint of cold-formed steel sections. Joint were made by means of high strength blind fasteners HUCK BOM, which after embedding tightly fill the previously drilled hole. The walls of test elements with same thicknesses 3, 4 and 5 mm, were made of the same steel grade, ie S235, but for each plate thickness different set of strength parameters were determined. To connect walls 3 mm thick BOM R10 and R16 bolts were used with diameters, respectively, 8.5 mm and 13.6 mm, and to connect walls 4 and 5 mm thick BOM R16 bolt was used. A total of 24 elements were tested. This paper presents the conduct of the tests and failure mode of the joint. The results are illustrated on the diagrams of the relationship between the shearing force acting on a single bolt and mutual displacement of joined walls. The behaviour of the joints was described by an exponential function. Because of the large deformability of connections, as a criterion for the bearing resistance the load corresponding to the mutual deformation equal to 3.0 mm was taken. The formulas was purposed, by which the bearing resistance can be calculated basing on the tensile strength of the steel plates, their thickness and diameter of the fastener for any value of deformation limit. A good consistency of the experimental results with the values obtained on the basis of the proposed formulas was achieved.

Keywords: lap joints, blind bolts, bearing resistance

DOI: 10.7862/rb.2013.29

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 253 - 267

Elżbieta SZMIGIERA[1]

WPŁYW SPOSOBU PRZEKAZYWANIA OBCIĄŻENIA NA NOŚNOŚĆ SŁUPÓW STALOWO-BETONOWYCH

W referacie przedstawiono wyniki badań ściskanych osiowo dwugałęziowych słupów stalowo-betonowych, złożonych z dwuteowników HEA 160, połączonych przewiązkami o różnym rozstawie. Przestrzeń między kształtownikami została wypełniona betonem. Przeprowadzona analiza dotyczyła wpływu sposobu przekazywania obciążenia na ich nośność i odkształcalność. Wcześniej podobne badania przeprowadzono w odniesieniu do całkowicie obetonowanych słupów zespolonych, których przekrój był złożony z dwuteownika HEA 160. W obu przypadkach, badaniom poddano elementy w naturalnej skali, klasyfikowane jako krępe. Stwierdzono, że w wyniku jednokrotnego obciążania aż do zniszczenia, sposób przekazywania siły na element nie ma znaczącego wpływu na jego nośność. Zmienia natomiast charakter jego zachowania oraz postać zniszczenia, powoduje także zerwanie przyczepności między stalą konstrukcyjną i betonem. Zatem w tym przypadku należy zastosować łączniki w strefie przekazywania obciążenia, zgodnie z zaleceniami EC4. Z badań wynika, że najbardziej niekorzystne jest przekazywanie siły przez samą część betonową przekroju. Zalecanym schematem jest natomiast obciążanie całego przekroju równomiernie lub, jeśli jest to niemożliwe, przez stalowe kształtowniki. Ten ostatni sposób wprowadzania siły jest dodatkowo korzystny ze względu na sprężysto-plastyczny charakter wykresów ścieżek równowagi tych słupów, uzyskany na podstawie pomiarów skróceń. Nośność elementów obciążanych przez kształtowniki, pomimo zerwania przyczepności między stalą i betonem, była znacznie większa niż samych słupów stalowych.

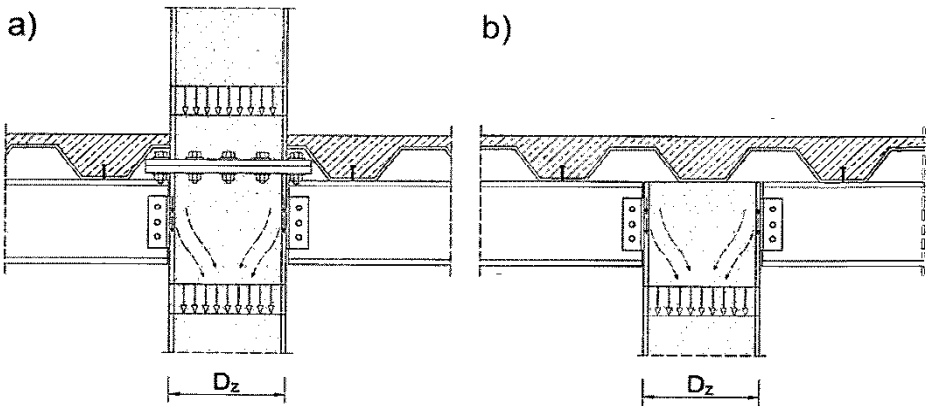
Słowa kluczowe: konstrukcje zespolone, dwugałęziowe słupy stalowo-betonowe, nośność, przyczepność, odkształcalność, sposób obciążania

[1] Autor do korespondencji: Elżbieta Szmigiera, Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, ul. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa, tel: + 48 692426472 e.szmigiera@il.pw.edu.pl

1. Wprowadzenie

W ściskanych elementach zespolonych, których przekrój jest złożony z dwóch materiałów konstrukcyjnych, w zależności od technologii a także precyzji wykonania węzła, obciążenie może działać na słup przez cały zespolony przekrój, albo przez jedną ze składowych części: stalową lub betonową.

Zgodnie z zasadą de Saint-Venanta można by założyć, że rozkład naprężeń w odpowiedniej odległości od obciążonej krawędzi będzie taki sam, niezależnie od sposobu przyłożenia siły ściskającej do przekroju. Należy jednak wziąć pod uwagę, że rozpatrywany przekrój nie jest jednorodny, ale złożony z dwóch różnych materiałów konstrukcyjnych, które współpracują ze sobą w przenoszeniu naprężeń dzięki siłom przyczepności. Trzeba także pamiętać, że na rozkład i wartość sił przyczepności, a także rozkład odkształceń w stali i betonie istotny wpływ ma sposób ukształtowania przekroju zespolonego, a więc także wzajemne usytuowanie obu materiałów konstrukcyjnych. W praktyce, w przypadku na przykład słupów typu CFST (rur stalowych wypełnionych betonem), obciążenia ze stropów w budynkach są najczęściej przekazywane na te słupy przez płaszcz stalowy (rys.1). Rozkład tego obciążenia na wysokości słupa zależy od stopnia zespolenia stalowej rury i wypełniającego ją betonu.



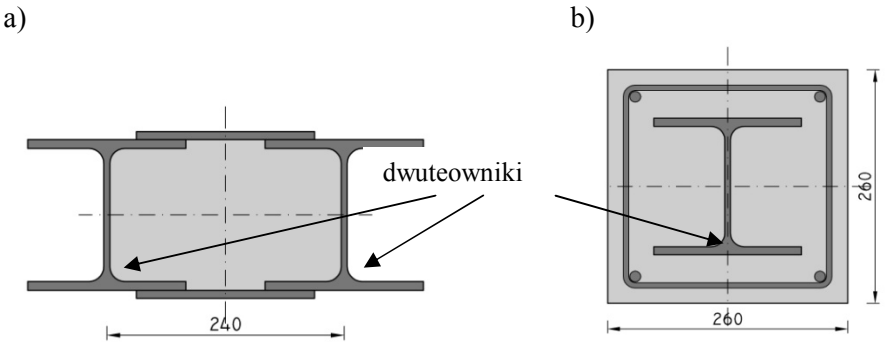
Rys.1. Przykłady przekazywania obciążenia na słupy zespolone typu CFST: a) w stropach międzykondygnacyjnych, b) w stropie nad ostatnią kondygnacją wg [1]

Fig. 1. Examples of force applying on the CFST columns acc. to [1]

Małek i Kupina w [1] przeprowadzili analizę numeryczną, dotyczącą wpływu sposobu przyłożenia siły osiowej na nośność słupów krępych typu CFST. Obliczenia przeprowadzono dla trzech schematów obciążenia, działającego na cały przekrój, wyłącznie na płaszcz stalowy oraz tylko na rdzeń

betonowy, przy założeniu pełnej przyczepności między stalą i betonem, częściowego zespolenia (siły tarcia) oraz braku zespolenia. Analiza numeryczna wykazała, że przy zachowaniu pełnej przyczepności, sposób przyłożenia siły nie ma wpływu na nośność badanych słupów. Natomiast brak lub niepełne zespolenie wpływa znacząco na obniżenie nośności rur wypełnionych betonem, obciążanych jedynie przez jeden z materiałów składowych przekroju. Spadek nośności wynosił od 40 % do 60 %.

Podobnymi zagadnieniami, jak opisane w [1], zajęła się także autorka referatu, przedstawiając wyniki badań doświadczalnych oraz analizę wpływu sposobu obciążania na nośność i odkształcalność dwugałęziowych słupów stalowych wypełnionych betonem. Stalowa część przekroju składała się z kształtowników HEA160, połączonych przewiązkami (rys. 2a). W referacie przedstawiono także porównanie otrzymanych wyników z przeprowadzoną przez autorkę w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku analizą, dotyczącą zachowania się słupów całkowicie obetonowanych, obciążanych przez wystający stalowy dwuteownik (rys.2b).



Rys.2. Przekroje badanych słupów: a) dwugałęziowych, b) całkowicie obetonowanych

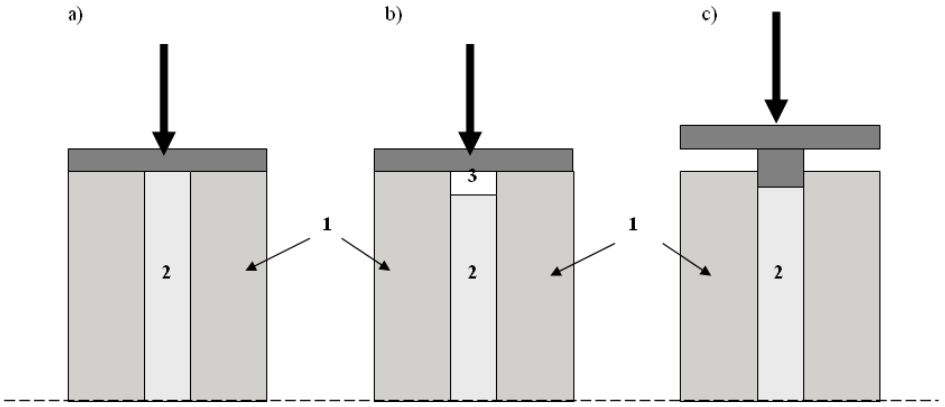
Fig. 2. The cross-sections of the tested columns

2. Opis przeprowadzonych badań

Badania doświadczalne dwugałęziowych słupów stalowo-betonowych przeprowadzono w Laboratorium Instytutu Inżynierii Budowlanej Politechniki Warszawskiej na elementach w skali naturalnej o wysokości 2500 mm. Zastosowanie kształtowników HEA 160 wynikało z faktu, że wcześniej prowadzono analizę pracy całkowicie obetonowanych słupów zespolonych, w których również wykorzystano ten rodzaj dwuteownika [4], [5].

W celu zbadania wpływu sposobu przyłożenia siły na pracę słupów dwugałęziowych, zastosowano trzy schematy obciążeń, przedstawione na rysunku 3.

Elementy poddano działaniu obciążenia doraźnego jednokrotnego w prasie hydraulicznej DB 600 pierwszej klasy dokładności. W dwóch seriach badań, siła działająca na elementy była przyłożona przez wystające stalowe kształtowniki (patrz rys.3b). Natomiast słupy jednej z serii obciążano przez sztywną stalową płytę o grubości równej 60 mm i wymiarach, odpowiadających polu powierzchni części betonowej przekroju słupów (rys. 3c). W ten sposób działająca na element siła przenoszona była jedynie przez betonowy rdzeń. Wykonano także badania serii porównawczej, w której słupy były obciążane równomiernie przez cały przekrój (rys. 3a).



Rys.3. Schematy obciążeń i sposób ich realizacji: a) obciążenie przez cały przekrój, b) obciążenie przez stalowe dwuteowniki, c) obciążenie przez część betonową przekroju;
1 - dwuteowniki, 2 – beton, 3 – pionowy występ dwuteowników równy 50 mm

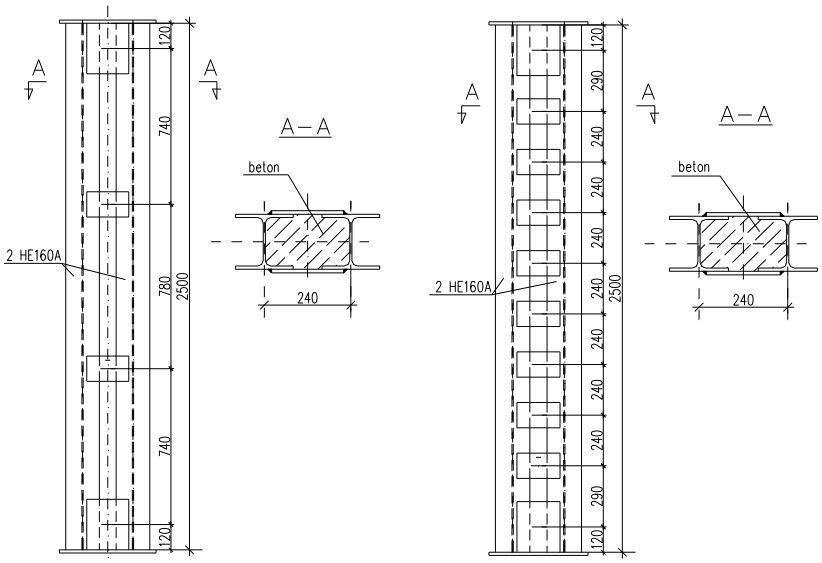
Fig. 3. Methods of forces applying and their execution: a) through the whole cross-section, b) through the steel shapes, c) through the concrete part of cross-section

Badane słupy dwugałęziowe przedstawiono na rysunku 4.

Słupy obciążane przez kształtowniki badano w dwóch seriach, w których elementy różniły się rozstawem przewiązek. Wszystkie elementy były wypełnione takim samym betonem, którego wytrzymałość na ściskanie (określona podczas przeprowadzania badań) wynosiła 54,4 MPa. Dolna i górna granica plastyczności stali konstrukcyjnej wynosiła, odpowiednio 290 MPa i 293 MPa. W każdej z opisywanych serii zbadano po trzy słupy tego samego typu.

Podczas badań, poza wartością siły niszczącej, mierzono odkształcenia podłużne i poprzeczne stali i betonu w trzech przekrojach: przy górnej krawędzi, w środku wysokości oraz w dolnej części elementu. Pomiarów dokonywano przy pomocy czujników elektrooporowych. Skrócenie pionowe słupów mierzono natomiast czujnikami indukcyjnymi, rozmieszczonymi w czterech punktach na obwodzie słupów.

a) b)



Rys. 4. Badane słupy dwugałęziowe typu: a) B1A1/P, BB1A1 i KB1A1, b) KB1A2.

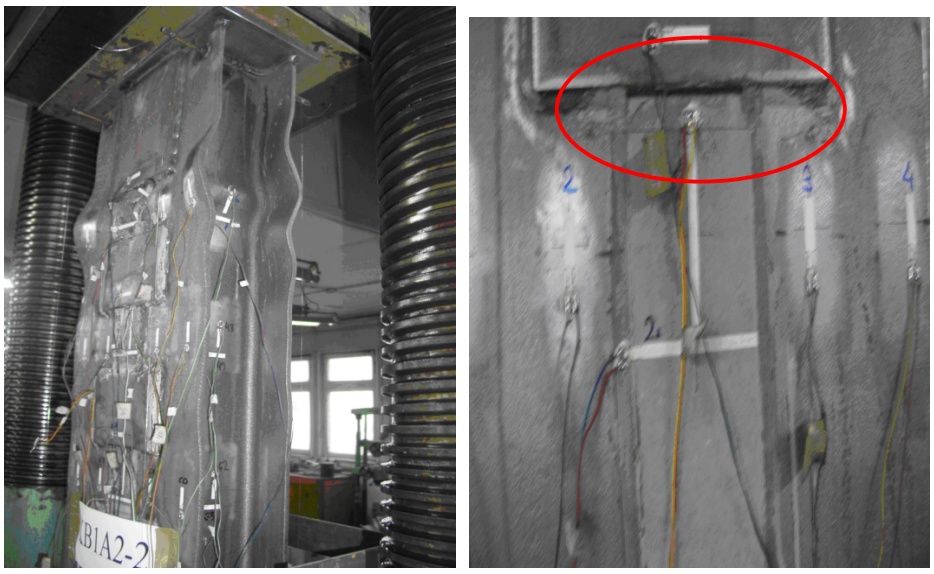
Fig. 4. The tested two-chord steel columns filled with the concrete, types: a) B1A1/P, BB1A1 and KB1A1, b) KB1A2.

3. Analiza wyników badań

Wyniki badań wpływu sposobu obciążania na nośność dwugałęziowych słupów stalowych wypełnionych betonem umieszczono w tablicy 1. Natomiast na rysunku 5 przedstawiono postać zniszczenia słupów, obciążanych przez kształtowniki i przez betonowy rdzeń.

Na podstawie wyników badań, przedstawionych w tablicy 1 można stwierdzić, że obciążanie dwugałęziowych słupów przez wystające kształtowniki nie spowodowało znaczącego obniżenia siły niszczącej, w stosunku do słupów, w których siła była przyłożona do całego przekroju. Jest to szczególnie widoczne w przypadku elementów o większym rozstawie przewiązek. Potwierdza to wcześniejsze spostrzeżenia autorki referatu, że zastosowanie betonu o relatywnie wysokiej wytrzymałości powoduje, że rozstaw przewiązek nie ma wpływu na nośność badanych słupów dwugałęziowych, nawet przy obciążeniu działającym tylko przez kształtowniki. Wyraźne obniżenie wartości siły niszczącej, w stosunku do słupów typu B1A1/P, otrzymano natomiast w elementach, obciążanych jedynie przez betonową część przekroju.

a) b)



Rys. 5. Postać zniszczenia badanych słupów: a) lokalna utrata stateczności dwuteowników w słupach obciążanych przez kształtowniki typu KB1A2, b) widoczne „wysuwanie się" betonu spod przewiązek w słupach obciążanych przez beton, typu BB1A1

Fig. 5. The form of destruction of tested columns: a) loaded through steel shapes type KB1A2, b) loading through concrete type BB1A1

Tablica 1. Charakterystyki badanych słupów i wyniki ich badań

Table 1. The characteristics of tested columns and the results of tests

Typ słupa	Sposób obciążania	Rozstaw przewiązek [mm]	Siła niszcząca N_n [kN]	Relacja siły [%]	Skrócenie pionowe* [mm]	
					końcowe	przy 60% N_n
1	2	3	4	5	6	7
B1A1/P	przez cały przekrój	780	3600	-	6	2,4
BB1A1	przez beton		2967	18	2,3	1,0
KB1A1	przez kształtownik i		3570	1	40-50	4,0
KB1A2		240	3200	11	35-50	2,5

* skrócenie pionowe słupów mierzono na górnych krawędziach kształtowników

Interesująca wydaje się analiza wielkości pionowego skrócenia poszczególnych typów badanych słupów. Z tablicy 1 wynika, że największemu skróceniu uległy elementy, obciążane przez kształtowniki (kol. 6 i 7), co związane jest ściśle z postacią ich zniszczenia (patrz rys. 5a). Można też zauważyć, że w przypadku słupów typu KB1A2, z mniejszym rozstawem przewiązek, skrócenie jest nieco mniejsze niż w elementach typu KB1A1. Zwiększenie liczby przewiązek nie wpłynęło zatem na wzrost nośności badanych słupów, ale spowodowało zmniejszenie skrócenia tych elementów przy obciążeniu równym sile niszczącej. Należy zauważyć, że chociaż wartości końcowego skrócenia słupów, obciążanych przez kształtowniki, są znacznie większe niż w przypadku pozostałych badanych elementów, to przy sile odpowiadającej wartości użytkowej obciążenia, różnice nie są już tak duże (patrz tab.1, kol.7).

Pomierzone wartości pionowego skrócenia słupów, a szczególnie przebieg zależności siła – skrócenie, są ściśle związane z zaobserwowanym podczas badań zachowaniem elementów pod wpływem wzrastającego obciążenia oraz charakterem ich zniszczenia. Z przeprowadzonych badań wynika bowiem, że chociaż sposób obciążania nie wpłynął istotnie na wartość siły niszczącej, wyraźnie zmienił charakter pracy badanych elementów.

W słupach porównawczych typu B1A1/P, obciążanych przez cały przekrój, do wartości siły równej 3000 kN nie zaobserwowano wyraźnych zmian na powierzchni elementów. Dopiero po przekroczeniu tego obciążenia, następowało zarysowanie betonu wzdłuż krawędzi kształtowników, a także lokalne miażdżenie betonu pomiędzy półkami dwuteowników. Na podstawie odczytów uzyskanych dla elementów tego typu można stwierdzić, że największe wartości odkształceń pionowych w stali zarejestrowano w górnych przekrojach. W tych przekrojach odkształcenia w betonie były nieco mniejsze i rosły wolniej niż w stali. W pozostałych przekrojach pomiarowych (środkowym i dolnym) zaobserwowano większą zgodność przebiegu wykresów odkształceń obu materiałów. Analiza pomiarów wykazała też, że odkształcenia poprzeczne betonu w górnych przekrojach słupów typu B1A1/P były bliskie zeru, natomiast w środku wysokości elementów osiągały większą wartość. Z kolei w górnej części badanych słupów zarejestrowano największe wartości odkształceń poprzecznych stali. Jednocześnie we wszystkich przekrojach były one nieco większe niż w betonie.

Charakter pracy słupów, obciążanych przez stalowe dwuteowniki (KB1A1 i KB1A2) był dla obu rozstawów przewiązek podobny. Wzrastające obciążenie powodowało lokalną utratę stateczności zewnętrznych i wewnętrznych półek obu kształtowników, co można było obserwować jako powstawanie symetrycznego falowania stalowych gałęzi elementu rys. 5.a). Deformacji kształtowników towarzyszyło zarysowanie i miażdżenie betonu pomiędzy przewiązkami. Początek uszkodzeń obserwowano przy obciążeniu słupa siłą równą około 2600 kN – 2800 kN, co stanowi około 80% siły niszczącej.

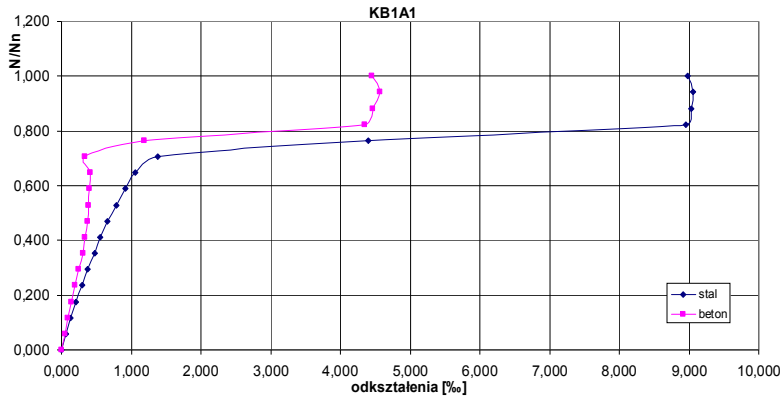
Obserwowane podczas badań zachowanie słupów oraz wykresy odkształceń świadczą o tym, że działająca tylko na dwuteowniki siła powoduje utratę przyczepności między stalą i betonem i stopniowe zsuwanie się górnej części kształtowników wzdłuż betonowego rdzenia. Stąd też dla tych elementów uzyskano największą wartość pionowego skrócenia.

Obciążanie przez rdzeń betonowy elementów typu BB1A1 zmieniło znacząco ich zachowanie, w porównaniu z pozostałymi typami słupów. Spowodowało również największy spadek nośności (patrz tab. 1). Już przy wartości siły równej około 1400 kN obserwowano pierwsze oznaki ścinania pomiędzy betonem i stalą. Wzrost obciążenia do około 2600 kN spowodowało powstanie podłużnych rys wzdłuż krawędzi dwuteowników. Rysy te stawały się coraz dłuższe i szersze, wskazując na zerwanie przyczepności między stalą i betonem. Poniżej przewiązek pojawiała się niewidoczna przedtem warstwa betonu, świadcząca o przemieszczaniu się części betonowej przekroju wzdłuż stalowej części słupa (rys. 5b).

Wpływ sposobu obciążania słupów dwugałęziowych na ich globalną odkształcalność ilustrują najlepiej wykresy przebiegu odkształceń stali i betonu, obliczonych jako średnie wartości z całej długości badanych elementów, przedstawione na rysunkach 6, 7.

Obciążanie elementów przez stalowe kształtowniki spowodowało, że gradient przyrostu odkształceń stali na całej długości obu typów elementów (KB1A1 i KB1A2) był znacznie większy niż w betonie. Przy obciążeniu, równym około 80% siły niszczącej, w słupach z rzadkimi przewiązkami (KB1A1), odkształcenia w stali były już dwukrotnie większe niż w betonie i wynosiły 9‰ (rys. 6). Przy kolejnym wzroście obciążenia, aż do zniszczenia elementu, wartość odkształceń w obu materiałach była prawie stała. W słupach z gęstymi przewiązkami natomiast, przy poziomie obciążenia, odpowiadającym 80% siły niszczącej, wartości odkształceń w stali i betonie wyrównały się i wynosiły 3‰ - 4‰. Następnie aż do zniszczenia słupa, linie wykresów odkształceń obu materiałów prawie pokrywały się ze sobą (rys. 7), a maksymalne wartości tych odkształceń wyniosły niespełna 7‰. Widać zatem, że obciążanie przez kształtowniki słupów o mniejszym rozstawie przewiązek, powoduje znaczne zmniejszenie odkształceń w stali.

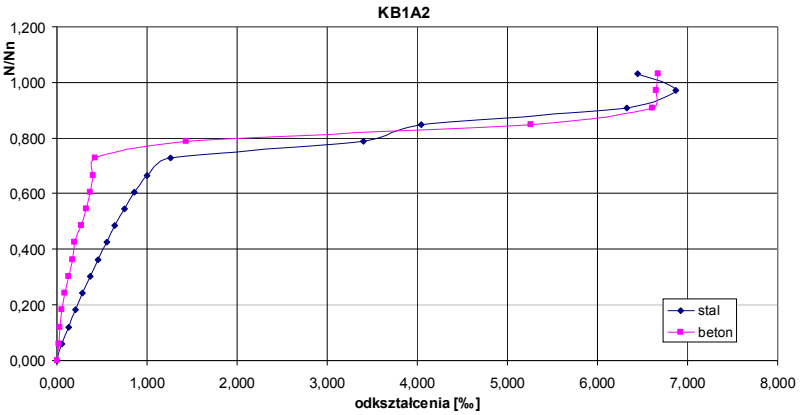
Zdaniem autorki, wykresy na rysunkach 6 i 7 mogą świadczyć o tym, że przy poziomie obciążenia równym 0,8 siły niszczącej, na skutek odkształceń kształtowników, nastąpiło wyrównanie górnych krawędzi dwuteowników i rdzenia betonowego. Od tego momentu słupy były obciążane równomiernie przez cały przekrój.



Rys. 6. Odkształcenia słupów obciążanych przez kształtowniki, rozstaw przewiązek 780 mm

Fig. 6. The strains in columns loaded through steel shapes, distance between battens 780 mm

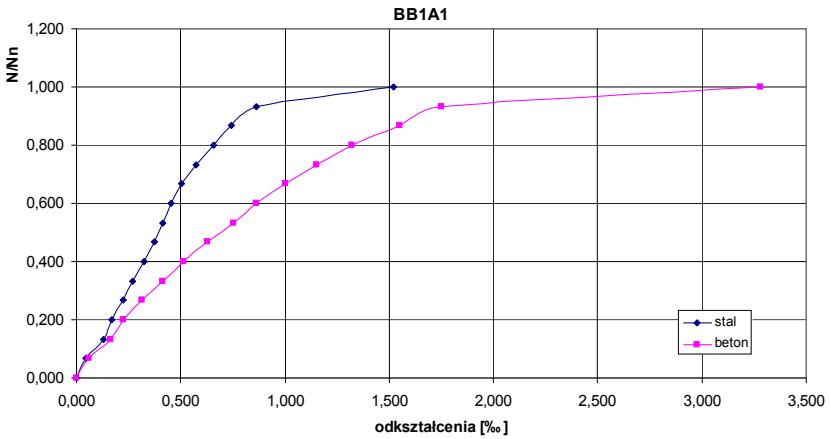
Interesujący jest także przebieg wykresu odkształceń w betonie. Widać wyraźnie, że obciążanie słupa dwugałęziowego przez stalowe kształtowniki powoduje, że odkształcalność betonu ma charakter bardziej zbliżony do materiału sprężysto-plastycznego. Można zatem wnioskować, że w tym przypadku, mimo niepełnej współpracy rdzenia betonowego z kształtownikami, stal w pewien sposób „wymusza" na betonie zachowanie zbliżone do tego, jakie charakteryzuje materiał sprężysto-plastyczny, czyli stal.



Rys. 7. Odkształcenia słupów obciążanych przez kształtowniki, rozstaw przewiązek 240 mm

Fig. 7. The strains in columns loaded through steel shapes, distance between battens 240 mm

Opisane zjawisko można potwierdzić, analizując wykresy siła-średnie odkształcenia, w słupach obciążanych przez betonowy rdzeń (rys. 8). Widać wyraźnie, że w tym przypadku przyrost odkształceń zarówno betonu jak i stali jest taki, jak w elementach wykonanych tylko z betonu. Wynika stąd, że stal „traci" nieco swoje właściwości sprężysto-plastyczne.

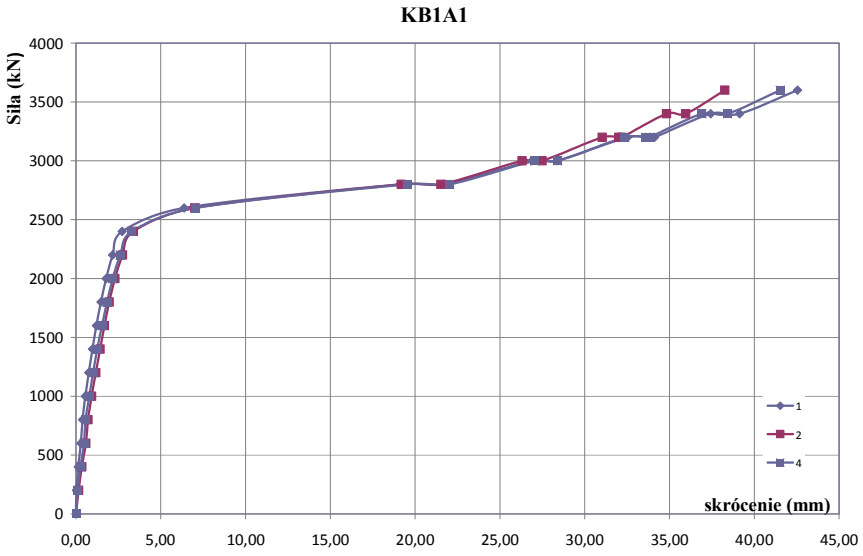


Rys. 8. Średnie odkształcenie słupów, obciążanych przez beton, rozstaw przewiązek 780 mm

Fig. 8. The strains in columns loaded through concrete, distance between battens 780 mm

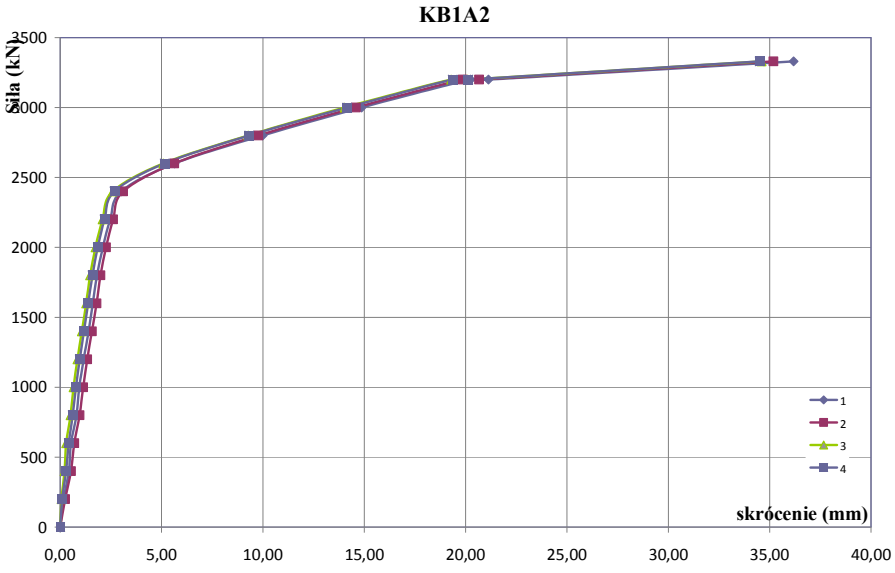
Wnioski otrzymane na podstawie analizy wykresów odkształcalności badanych słupów, potwierdzają ścieżki równowagi statycznej, przedstawione na rysunkach 9 - 11.

Wykresy zależności siła-skrócenie pionowe odzwierciedlają różnice w zachowaniu słupów, w zależności od sposobu ich obciążania. Widać wyraźnie, że w przypadku słupów obciążanych przez kształtowniki, przebieg zależności odpowiada modelowi przyjętemu dla ciała sprężysto-plastycznego (rys. 9 i 10). Do wartości odpowiadającej sile niszczącej nie zauważa się wpływu imperfekcji i nie osiowości przyłożenia siły. Analiza wykresu wykazuje także, że po osiągnięciu przez siłę wartości równej 2600 kN, następuje duży przyrost skrócenia słupa typu KB1A1, przy każdym kolejnym wzroście obciążenia. Podczas badań, przy tym poziomie obciążenia obserwowano lokalną utratę stateczności stalowych kształtowników.



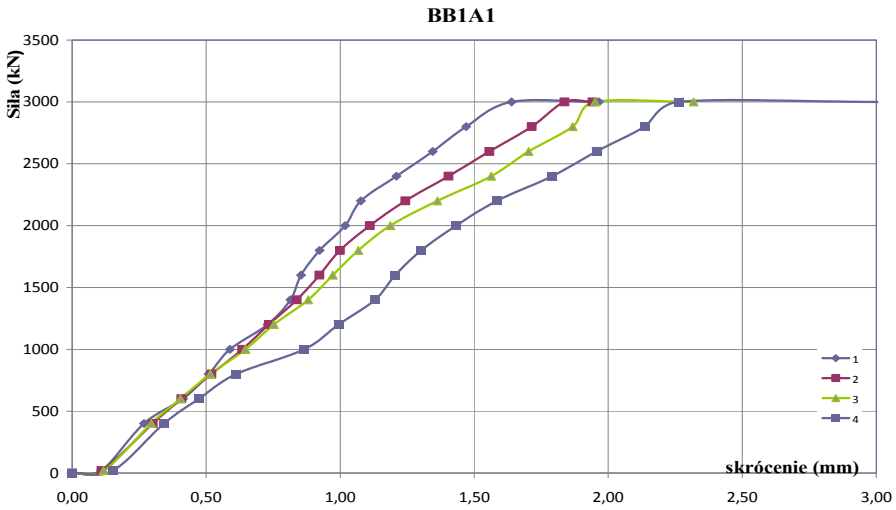
Rys. 9. Ścieżka równowagi słupa obciążanego przez kształtowniki, rozstaw przewiązek 780 mm

Fig. 9. The dependence force-shortening for column loaded through steel shapes, distance between battens 780 mm



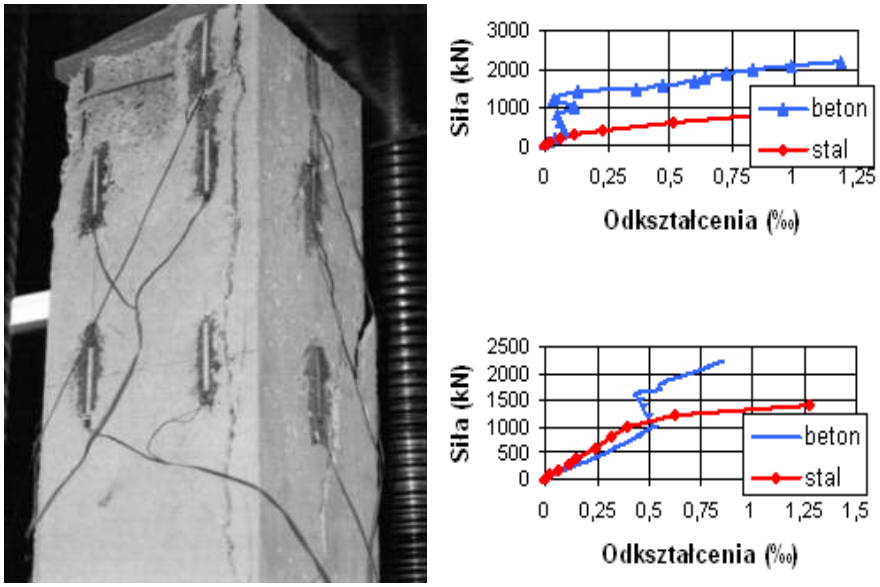
Rys. 10. Ścieżka równowagi słupa obciążanego przez kształtowniki, rozstaw przewiązek 240 mm

Fig. 10. The dependence force-shortening for column loaded through steel shapes, distance between battens 240 mm



Rys. 11. Ścieżka równowagi słupa obciążanego przez beton, rozstaw przewiązek 780 mm

Fig. 11. The dependence force-shortening for column loaded through concrete, distance between battens 780 mm



Rys. 12. Postać zniszczenia obetonowanego słupa zespolonego, obciążanego przez dwuteownik oraz odkształcenia w stali i betonie [2], [3]

Fig. 12. The form of destruction of fully encased composite column loaded through steel shape and the strains of steel and concrete in upper and middle cross-section [2], [3]

Przedstawiona analiza wpływu sposobu obciążania na pracę słupów dwugałęziowych jest potwierdzeniem wcześniejszych wyników badań, prowadzonych przez autorkę na słupach zespolonych, złożonych z pojedynczego, całkowicie obetonowanego dwuteownika (rys. 12).

Również w tym przypadku, obciążanie słupów przez kształtownik nie spowodowało znaczącego obniżenia ich nośności, natomiast wpłynęło na postać zniszczenia i przebieg odkształceń w betonie i stali. Dużo wcześniej przed uzyskaniem siły niszczącej, w słupach został osiągnięty stan graniczny użytkowalności, związany z pojawieniem się długich, szerokich rys. Z wykresów odkształceń wynika, że taki sposób obciążania, powoduje zerwanie przyczepności między stalą i betonem, nawet w środkowym przekroju słupów (patrz rys.12).

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych badań, uwzględniających różne sposoby przekazywania obciążenia na dwugałęziowe słupy stalowo-betonowe, można stwierdzić że:

- sposób obciążania nie wpływa istotnie na wartość siły niszczącej słupy, zmienia jednak wyraźnie charakter pracy tych elementów; ma to istotny wpływ na przebieg odkształceń podłużnych w stali i betonie oraz wielkość pionowego skrócenia badanych elementów,
- wpływ sposobu przyłożenia obciążenia na przebieg i wartość odkształceń podłużnych jest największy w górnym przekroju badanych elementów; w tym przekroju maksymalne wartości odkształceń występują w materiale, przez który realizowane jest obciążenie słupa; sposób obciążania ma natomiast niewielki wpływ na wartości i przebieg zależności siła – odkształcenia poprzeczne
- wykresy zależności siła- odkształcenie i siła-przemieszczenie w słupach obciążanych przez kształtowniki mają ten sam charakter, co wykresy dla samej stali konstrukcyjnej
- charakter pracy słupów obciążanych przez kształtowniki powoduje, że przy sile niszczącej, elementy te ulegają znacznemu skróceniu pionowemu; jednocześnie przy wartości siły odpowiadającej obciążeniu użytkowemu w sytuacji trwałej, różnice w skróceniu badanych elementów nie są już tak duże i można je porównać do wartości w słupach obciążanych przez cały przekrój
- rozstaw przewiązek w elementach obciążanych przez kształtowniki ma wpływ na charakter przebiegu zależności siła-odkształcenie; zagęszczenie przewiązek powoduje prawie liniowy i równomierny wzrost odkształceń w stali i betonie

- przyłożenie obciążenia jedynie do kształtowników lub betonowej części przekroju powoduje zerwanie zespolenia między stalą i betonem; przyczepność jest zachowana w dolnej części słupów, szczególnie w elementach, w których siła ściskająca działała przez betonową część przekroju
- pomimo stwierdzonej utraty przyczepności między stalą i betonem na długości elementu, siła niszcząca słupy obciążane przez stalowe dwuteowniki była znacznie większa, niż uzyskana wcześniej w badaniach dla samych słupów stalowych. Siła ta wynosiła, odpowiednio, w elementach o rzadkich i gęstych przewiązkach: 2160 kN i 2140 kN

W wyniku przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że ze względu na charakter pracy, zalecanym schematem jest obciążanie całego przekroju równomiernie lub, jeśli jest to niemożliwe, przez stalowe kształtowniki.

Wspomniana na wstępie referatu zasada de Saint-Venanta jest w rzeczywistości równoważna stwierdzeniu, że samozrównoważony układ sił, działający na małą część ciała, powoduje jedynie lokalny rozkład naprężenia. Podczas badań stwierdzono, że w przypadku słupów, obciążanych przez kształtowniki lub betonowy rdzeń, nawet w środkowych przekrojach badanych elementów (znajdujących się w odległości równej nawet kilkukrotnego poprzecznego wymiaru) przebieg odkształceń stali i betonu różni się znacznie od siebie. Można przypuszczać, że jest to efekt braku przyczepności między oboma materiałami konstrukcyjnymi, praktycznie na całej długości słupa. Zatem, gdy nie można zrealizować równomiernego rozkładu obciążenia na cały przekrój, należy zastosować łączniki w strefie przekazywania siły na słup, zgodnie z zaleceniami, zawartymi w EC4 [6].

Literatura

[1] Małek E., Kupina: O wpływie sposobu przyłożenia obciążenia na nośność krępego słupa zespolonego stalowo-betonowego, Inżynieria i Budownictwo, nr 12, 2011, s. 664-666.

[2] Szmigiera E.: Strengthening of steel columns by concrete and fiber concrete casing, 8th Int. Conf. "Modern Build Materiale, Structures and Techniques", Vilnius, 2004, s.299, abstract.

[3] Szmigiera E.: Influence of concrete and fiber concrete on the load-carrying capacity and deformability of composite steel-concrete columns, Journal of Civil Engineering and Management, nr 13(1), 2007, s. 55-61.

[4] Żółtowski W., Szmigiera E.: Badania modelowe ściskanych osiowo słupów stalowych wzmocnionych przez obetonowanie, Konstrukcje stalowe, nr 2, 2003, s. 38-41

[5] Żółtowski W., Szmigiera E., Kosmalski S.: Untersuchungen Und theoretische Modelle von druckbeanspruchten Stalstützen in Verbundbauweise, Stahlbau, Ernst & Sohn, nr 3, 2004, s. 175-183.

[6] PN-EN 1994-1-1: 2008 Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

INFLUENCE OF METHOD OF LOAD APPLICATION ON THE CAPACITY OF TWO - CHORDS STEEL - CONCRETE COLUMNS

S u m m a r y

The paper presents the experimental analysis of two-chords battened steel columns filled with concrete. The steel part of the cross-sections consists of I-shapes HEA 160. The first step of tests, started since the nineties of twenty century, concerned the elements consisted of the same fully encased steel shape. All columns were tested in technical scale. During tests three methods of the force application were used: through whole cross-section, through the steel shapes and through concrete only. The aim of experiments was to analyzing the influence of these methods on the bearing capacity and deformability of steel-concrete columns. The results obtained from the tests show that the method of load application does not influence on the value of destructive force, but changes the column's behavior. Important conclusion, announced by the author, espe-cially concerns cases of two methods of force applying: through the steel shapes only and through the concrete part of the cross section. In the first method of load application, the stress-strain relationship of columns has an elastic-plastic characteristic. When the force is applied through the concrete only, the behavior of the whole steel-concrete columns is similar to the pure concrete compression elements. It results from the tests that two solutions are recommended to the practi-cal application: force acting through whole composite cross-section and, if it is impossible, only through steel shapes. Analysis of stress-strain dependence for steel and concrete shows that if the load is applied only through one of materials, the bond between them doesn't appear. However the destructive forces for these two-chords composite columns obtained during tests were signifi-cantly higher then for steel elements only.

In the author opinion the results obtained from experimental and theoretical analysis have the practical applications for designing of composite columns and composite joints.

Keywords: composite structures, two-chords steel-concrete columns, method of force application, load-bearing capacity

DOI: 10.7862/rb.2013.30

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 269 - 284

Lucjan ŚLĘCZKA[1]

ZACHOWANIE ŚRUBOWYCH WĘZŁÓW DOCZOŁOWYCH OBCIĄŻONYCH W SPOSÓB POWTARZALNY

Współczesne normy projektowania konstrukcji metalowych zalecają uwzględniać w analizie układów ramowych wpływ zachowania się węzłów. Podstawą opisu takiego zachowania jest charakterystyka moment-kąt obrotu M-ϕ, której głównymi parametrami są nośność przy zginaniu węzła $M_{j,R}$, początkowa sztywność obrotowa $S_{j,ini}$ oraz zdolność do obrotu ϕ_C. Ocena właściwości strukturalnych węzłów obciążonych w sposób monotoniczny może zostać przeprowadzona za pomocą tzw. metody składnikowej, której główne zasady zawarte są w normie PN-EN 1993-1-8. Tymczasem rzeczywisty charakter obciążeń jest sumą oddziaływań stałych i zmiennych. Najczęściej występującymi obciążeniami zmiennymi w przypadku obiektów budownictwa ogólnego są oddziaływania wiatru, śniegu i obciążeń użytkowych. Pomijając obciążenie wiatrem, które jest najczęściej przenoszone przez kratowy układ stężający, łączny skutek obciążeń stałych i zmiennych, takich jak śnieg czy obciążenie użytkowe wobec ich stałego (grawitacyjnego) zwrotu działania powoduje przeważnie powstanie tętniącej zmienności oddziaływań, niezmieniającej znaku. Praca przedstawia analizę zachowania się śrubowych węzłów doczołowych poddanych różnym typom oddziaływania powtarzalnego, przy sterowaniu wartością kąta obrotu. Rozpatrzono trzy węzły z blachą wpuszczoną, o niepełnej nośności. Parametry geometryczne dobrano w nich tak, aby o nośności monotonicznej decydowały różne mechanizmy zniszczenia blachy czołowej i śrub rozciąganych. Oprócz obciążenia monotonicznego rozpatrzono trzy typy historii obciążenia zmiennego. Wyniki wskazują, że w przypadku niedużego zakresu zmienności obciążenia zachowanie węzłów w drugim i kolejnych cyklach obciążeń jest już czysto sprężyste, w przypadku zaś większych zakresów zmienności mogą pojawiać się w nich zjawiska degradacji nośności i sztywności.

Słowa kluczowe: węzły ram, połączenia podatne, metoda składnikowa, obciążenia powtarzalne

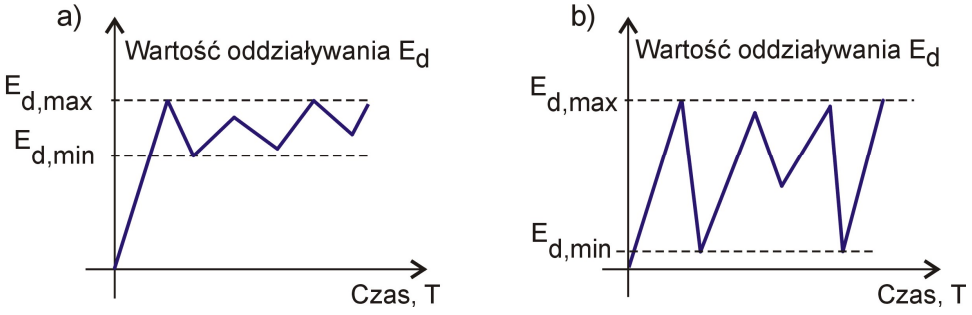
[1] Autor do korespondencji: Lucjan Ślęczka, Politechnika Rzeszowska, Katedra Konstrukcji Budowlanych, ul. Poznańska 2, 35-084 Rzeszów, tel. +48 17 865 16 31, sleczka@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Współczesne normy projektowania konstrukcji metalowych, np. [1], zalecają uwzględniać w analizie układów ramowych wpływ zachowania się węzłów. Podstawą opisu takiego zachowania jest charakterystyka moment-obrót M-ϕ, której głównymi parametrami są nośność przy zginaniu węzła $M_{j,R}$, początkowa sztywność obrotowa $S_{j,ini}$ oraz zdolność do obrotu ϕ_C. Powyższe właściwości strukturalne węzłów wpływają na praktycznie wszystkie aspekty projektowania szkieletów stalowych: rozkład momentów zginających, przechył i powstające ugięcia, wrażliwość na efekty II rzędu, wielkość obciążenia krytycznego i granicznego oraz na charakterystyki dynamiczne.

Ocena właściwości strukturalnych węzłów obciążonych w sposób monotoniczny może zostać przeprowadzona za pomocą tzw. metody składnikowej, której główne zasady zawarte są w normie PN-EN 1993-1-8 [2]. Jej zaletami są wszechstronność stosowania i możliwość uzyskania wiarygodnych rezultatów przy stosunkowo niedużym nakładzie pracy obliczeniowej. Inne sposoby wyznaczania właściwości strukturalnych węzłów (np. badania doświadczalne czy metoda elementów skończonych) są o wiele bardziej pracochłonne.

Ograniczeniem metody składnikowej w ujęciu normy [2] jest możliwość stosowania tylko do węzłów podlegających oddziaływaniu o monotonicznie wzrastającej wartości. Tymczasem rzeczywisty charakter obciążeń jest sumą oddziaływań stałych i zmiennych. Najczęściej występującymi obciążeniami zmiennymi w przypadku obiektów budownictwa ogólnego są oddziaływania wiatru, śniegu i obciążeń użytkowych. Pomijając obciążenie wiatrem, które jest najczęściej przenoszone przez kratowy układ stężający, łączny skutek obciążeń stałych i zmiennych, takich jak śnieg czy obciążenie użytkowe wobec ich stałego (grawitacyjnego) zwrotu działania powoduje przeważnie powstanie tętniącej zmienności oddziaływań, niezmieniającej znaku, rys. 1.



Rys. 1. Sytuacje projektowe w odniesieniu do charakteru oddziaływań; a) powtarzalne o niewielkim zakresie zmienności, b) powtarzalne tętniące odzerowo

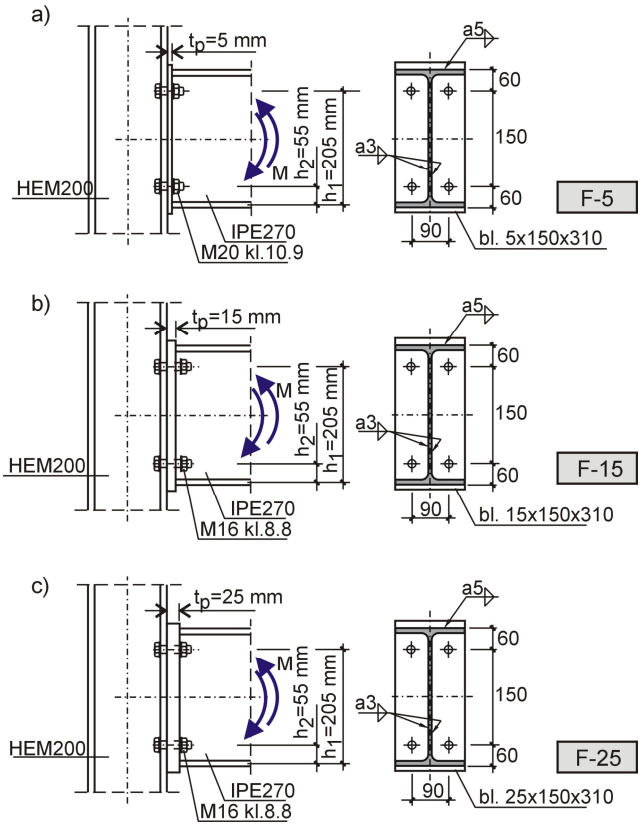
Fig. 1. Design situations according to character of loading: a) repeated with small range of variation, b) pulsating

Taki typ obciążenia zmiennego nazywa się obciążeniem powtarzalnym, w przeciwieństwie do obciążeń cyklicznych, w których dochodzi do zmiany zwrotu oddziaływań. Zależnie od proporcji wielkości oddziaływań stałych do zmiennych, zakres zmienności oddziaływania może być stosunkowo nieduży (rys. 1a), lub może zbliżać się do charakterystyki oddziaływania odzerowo tętniącego (rys. 1b), gdzie E_d jest obliczeniową wartością oddziaływań całkowitych, $E_{d,max}$ jest największą ich wartością wynikającą z rozważanej kombinacji obliczeniowej, $E_{d,min}$ jest zaś obliczeniową wielkością oddziaływań stałych. Ścisłych danych dotyczących widma obciążeń użytkowych obiektów budowlanych i inżynierskich jest stosunkowo niewiele. Oszacowania wskazują, że wartość współczynnika asymetrii cyklu takich oddziaływań może zawierać się w przedziale $E_{d,min}/E_{d,max}=0,35\div0,50$ [3].

W referacie prześledzono zachowanie się śrubowych węzłów doczołowych obciążonych powtarzalnie według rys. 1a oraz 1b. Analizom poddano połączenia o niepełnej nośności, czyli takie w której nośność węzła $M_{j,Rd}$ jest mniejsza od nośności plastycznej przekroju belki przy zginaniu $M_{b,pl,Rd}$ [2]. Rozpatrzono węzły różniące się parametrami geometrycznymi dobranymi tak, aby o nośności węzła decydowała strefa połączenia, a nie panel środnika słupa, oraz aby o nośności monotonicznej decydowały różne mechanizmy zniszczenia blachy czołowej i śrub rozciąganych. Wykorzystano opracowany model, będący rozszerzeniem klasycznej metody składnikowej, pozwalający na modelowanie odpowiedzi węzłów śrubowych doczołowych na oddziaływania zarówno cykliczne, jak i zmienne.

2. Przedmiot analizy

Analizom poddano trzy rodzaje węzła śrubowego doczołowego z blachą wpuszczoną, różniące się parametrami geometrycznymi. Wszystkie węzły były jednostronne, ze słupem z kształtownika HEM200 oraz z belką IPE270. Zastosowano w nich po dwa szeregi śrub, umieszczone wewnątrz obrysu belki. Pionowa podziałka szeregów śrub wynosiła p=150 mm, poziomy zaś rozstaw śrub w=90 mm. Wymiary blachy czołowej wynoszą 150x310 mm. Przyjęto stal S235 dla słupa, belki i blachy czołowej. Ze względu na symetrię węzłów względem płaszczyzny poziomej, ramiona sił wewnętrznych były stałe i niezależnie od zwrotu momentu zginającego. Układ geometryczny i wymiary rozpatrywanych węzłów pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Rozpatrywane węzły doczołowe z blachą wpuszczoną; a) „cienka" blacha czołowa, b) blacha czołowa o „średniej" grubości, b) „gruba" blacha czołowa (opis w tekście)

Fig. 2. Considered flush end plate joints: a) "thin" end plate, b) end plate with moderate thickness, c) with "thick" end plate

W poszczególnych analizach zmianie podlegały grubość blachy czołowej oraz średnica i klasa właściwości mechanicznych łączników śrubowych, rys. 2. Średnicę śrub (M16 i M20), klasę ich właściwości mechanicznych (8.8 i 10.9) oraz grubość blachy czołowej (t_p=5, 15 i 25 mm) dobrano w rozpatrywanych węzłach tak, aby o nośności monotonicznej decydowały różne mechanizmy zniszczenia. Potencjalnym miejscem odkształceń plastycznych i tym samym dyssypacji energii w przypadku węzła F-5 jest zginana blacha czołowa ($\beta_R \approx 0{,}1$), w przypadku węzła F-15 interakcja zginania blachy czołowej i rozciągania śrub (β_R=1,2), w przypadku zaś węzła F-25 są to śruby rozciągane (β_R=3,4). Parametr β_R opisuje proporcję nośności giętnej pasów króćca teowego blachy czołowej do nośności śrub na rozciąganie [4].

Wszystkie rozpatrywane węzły są o niepełnej nośności. Charakterystyczna nośność plastyczna belki IPE 270 przy zginaniu wynosi $M_{pl,Rk}$=113,7 kNm.

Właściwości strukturalne węzłów wyznaczone za pomocą metody składnikowej (wg PN-EN 1993-1-8 [2]) przedstawiono w tabeli 1. Ze względu na poziomą płaszczyznę symetrii węzłów właściwości strukturalne węzła są stałe, niezależnie od zwrotu momentu zginającego działającego na węzeł.

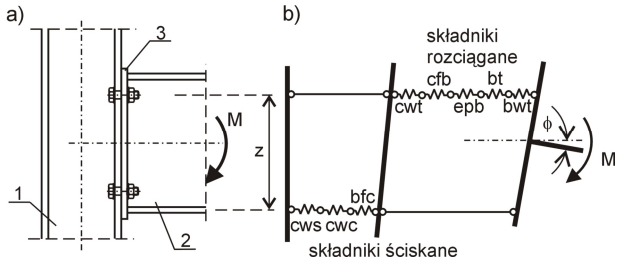
Tabela 1. Właściwości strukturalne rozpatrywanych węzłów

Table 1. Structural properties of considered joints

Węzeł	Metoda składnikowa		Model cykliczny węzła		
	Nośność przy zginaniu $M_{j,R}$ [kNm]	Sztywność obrotowa $S_{j,ini}$ [kNm/rad]	Nośność przy zginaniu $M_{j,R}$ [kNm]	Sztywność obrotowa $S_{j,ini}$ [kNm/rad]	Kąt obrotu ϕ_y [mrad]
F-5	7,9	3026	6,7	3380	2,0
F-15	45,8	14829	36,1	13717	2,6
F-25	56,3	15771	47,8	13955	3,4
Charakterystyczna nośność plastyczna przy zginaniu belki IPE 270: $M_{pl,Rk}$=113,7 kNm					

3. Budowa modelu węzła

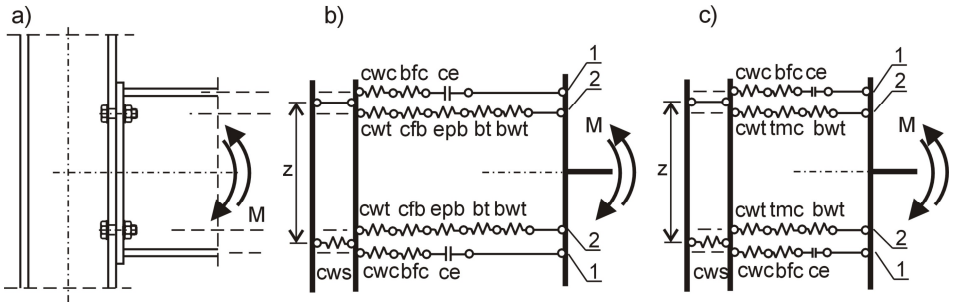
W celu prześledzenia odpowiedzi węzła na działanie obciążenia zmiennego zbudowano model mechaniczny, korzystając z zasad modelowania składnikowego, uwzględniający jednak możliwość działania obciążenia zmiennego. W pierwszym etapie wyróżniono w węźle części podstawowe (składniki). Na rys. 3 pokazano, jakie części podstawowe występują w rozpatrywanym przypadku. Składnikami, odpowiadającymi za zachowanie węzła są: ścinany panel środnika słupa (cws), środnik słupa przy poprzecznym ściskaniu (cwc), pas i środnik belki w strefie ściskania (bfc), środnik słupa przy poprzecznym rozciąganiu (cwt), zginany pas słupa (cfb), zginana blacha czołowa (epb), śruby podlegające rozciąganiu (bt) oraz rozciągany środnik belki (bwt).



Rys. 3. Model składnikowy połączenia z blachą czołową zlicowaną obciążony monotonicznie; a) schemat połączenia, b) model monotoniczny; 1- słup, 2- belka, 3- blacha czołowa

Fig. 3. Model of flush end plate joint based on component method, loaded monotonically; a) general view of joint, b) monotonic model; 1- column, 2- beam, 3- end plate

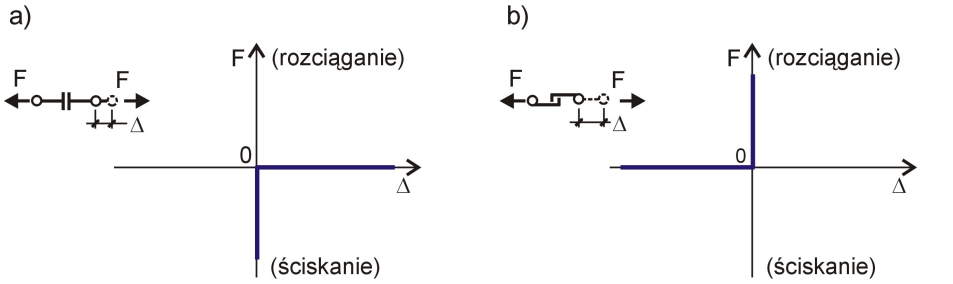
W każdym takim węźle składniki przenoszące ściskanie i rozciąganie występują zarówno w górnej, jak i w dolnej strefie węzła. W przypadku działania obciążenia wyłącznie monotonicznego można rozpatrywać tylko te, które są uaktywnione odpowiednim zwrotem działającego momentu zginającego, (rys. 3). W przypadku działania momentu zginającego o zmieniającym się zwrocie należy uwzględnić składniki ściskane i rozciągane, występujące zarówno w dolnej, jak i górnej strefie węzła (rys. 4). Położenie składników wynika z ich usytuowania w odpowiednich strefach węzła. Składniki ściskane są położone na linii środka ciężkości pasów belki, składniki zaś rozciągane na linii poszczególnych szeregów śrub. Składnik uwzględniający ścinany panel środnika słupa (cws) powinien mieć odpowiednie ramię działania z, mierzone od linii śrub do środka ciężkości pasa ściskanego.



Rys. 4. Model węzła z blachą czołową zlicowaną obciążony cyklicznie; a) schemat węzła, b) model cykliczny; c) model cykliczny uproszczony; 1- szereg przenoszący ściskanie; 2 – szereg przenoszący rozciąganie (opis w tekście)

Fig. 4. Model of flush end plate joint based on component method, loaded cyclically; a) general view of joint, b) cyclic model, c) simplified cyclic model; 1 – row of components transferring compression force; 2- row of components transferring tension force

W celu zagwarantowania odpowiedniego włączania się poszczególnych szeregów składników (ściskanych lub rozciąganych) każdy szereg powinien zostać uzupełniony nieliniowym elementem, przenoszącym tylko rozciąganie lub tylko ściskanie, (rys. 5). Umożliwiają one wybór odpowiedniej „ścieżki" przekazywania sił ściskających lub rozciągających. Element przenoszący wyłącznie ściskanie (ce) jest wbudowany bezpośrednio w szereg składników przenoszących ściskanie, element zaś przenoszący tylko rozciąganie (te) jest uwzględniony przy modelowaniu rozciąganych śrub (bt).

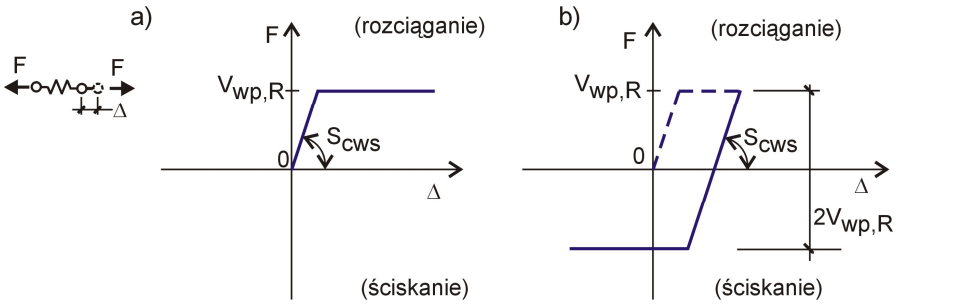


Rys. 5. Elementy nieliniowe; a) przenoszący wyłącznie ściskanie (ce), b) przenoszący wyłącznie rozciąganie (te) (opis w tekście)

Fig. 5. Additional nonlinear elements; a) element transferring only compression force (ce); b) element transferring only tension force (te)

Na rys. 4b składniki, występujące w strefie rozciąganej, takie jak zginany pas słupa (cfb), zginana blacha czołowa (epb) oraz śruby podlegające rozciąganiu (bt) są wyszczególnione jako niezależne od siebie części składowe, podczas gdy w rzeczywistości współdziałają ze sobą i mogą być modelowane jednym makrokomponentem (króćcem teowym), oznaczonym jako (tmc). Prowadzi to do uproszczenia modelu węzła, który ostatecznie wygląda jak na rys. 4c.

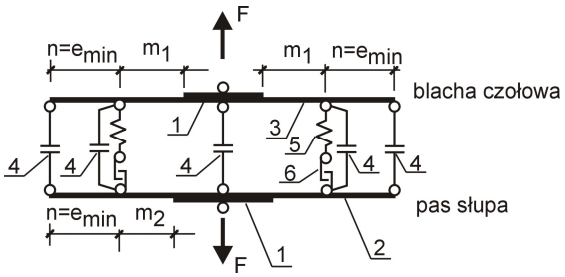
W przypadku tworzenia modelu cyklicznego opis zachowania się części podstawowych musi uwzględniać charakterystykę siły-przemieszczenia (F-Δ) w zakresie nie tylko obciążenia, lecz również odciążenia i obciążenia w przeciwnym kierunku. Tylko w przypadkach niektórych składników można uwzględniać charakterystykę jednostronną. Nośność i sztywność składników przy pierwszym obciążeniu jest określona zgodnie z zapisami normy PN-EN 1993-1-8 [2], w kolejnych zaś półcyklach opisywana jest według hipotezy Masinga, czyli przy zastosowaniu krzywej monotonicznej przeskalowanej dwukrotnie, co pokazano na rys. 6, dla przypadku panelu środnika słupa (cws).



Rys. 6. Charakterystyka ścinanego panelu środnika słupa (cws); a) model monotoniczny; b) model cykliczny

Fig. 6. Design characteristic of panel zone (cws); a) monotonic characteristic; b) cyclic characteristic

Makrokomponent oznaczony (tmc), uwzględniający łączne zachowanie zginanego pasa słupa (cfb), zginanej blachy czołowej (epb) oraz śrub podlegających rozciąganiu (bt), może być odwzorowany przez model mechaniczny króćca teowego. Jego schemat pokazano na rys. 7. W skład modelu mechanicznego makrokomponentu wchodzą sprężysto-plastyczne elementy belkowe "2" oraz „3". W środkowej części belki te posiadają fragmenty o zwiększonej sztywności "1" (w obszarze gdzie występuje połączenie ze środnikiem słupa lub środnikiem belki). Belki są połączone pięcioma elementami kontaktowymi "4" przenoszącymi tylko ściskanie (ce), oraz elementami modelującymi śruby "5" i "6", z których element „6" jest elementem kontaktowym przenoszącym tylko rozciąganie (te). Szczegółowy opis tworzenia takiego modelu króćca teowego i całego węzła opisano w [5] i [6]. W dalszej części referatu stworzony w ten sposób model jest nazwany cyklicznym.



Rys. 7. Makrokomponent (tmc) uwzględniający współpracę zginanego pasa słupa (cfb), zginanej blachy czołowej (epb) i śrub podlegających rozciąganiu (bt) (opis w tekście)

Fig. 7. Macrocomponent (tmc) including cooperation between column flange in bending (cfb), end plate in bending (epb) and bolts in tension (bt)

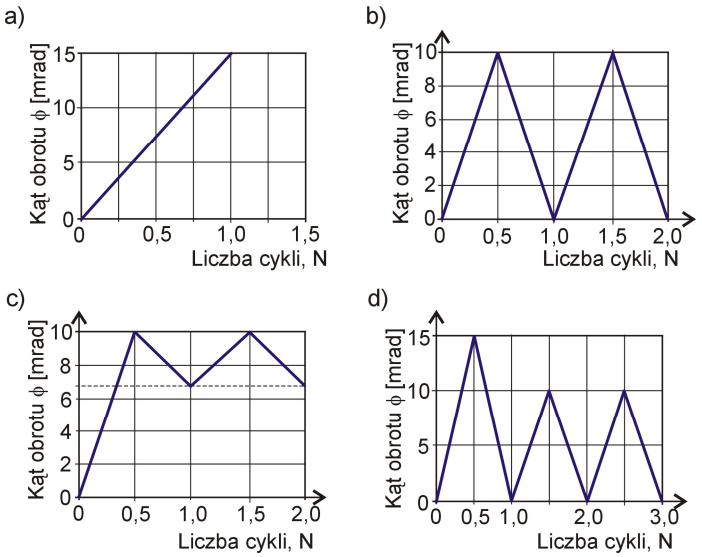
4. Historia obciążenia

Zbudowane modele poddano czterem różnym typom historii obciążenia, które pokazano na rys. 8. We wszystkich przypadkach stosowanych historii obciążenia wymuszenie polegało na sterowaniu kątem obrotu węzła.

Pierwszym typem obciążenia było wymuszenia mające charakter monotoniczny (rys. 8a).

Kolejne historie obciążenia miały już charakter powtarzalny. Drugim rozpatrywanym typem wymuszenia jest obciążenie stałą amplitudą o charakterze odzerowo tętniącym. Zastosowany zakres kąta obrotu węzła wynosi $\Delta\phi$=10 mrad (rys. 8b), co odpowiada mniej więcej warunkom uplastycznienia węzła w typowych ramach stalowych [7]. Trzeci rodzaj wymuszenia jest obciążeniem o zmiennej wartości zakresu kąta obrotu, lecz stałej wartości maksymalnego wymuszenia (rys. 8c). Szczytowa wartość pierwszego półcyklu obciążenia wynosi 10 mrad, później następuje odciążenie

do takiej wartości, aby moment zginający w węźle zmniejszył się do około 1/3 nośności plastycznej połączenia $M_{j,R}$, po czym następuje ponowne obciążenie do 10 mrad i kolejne odciążenie. Ten charakter obciążenia odpowiada mniej więcej typowemu wymuszeniu od oddziaływań stałych i zmiennych, przy możliwości zaniku i ponownego pojawienia się oddziaływania zmiennego. Czwarta historia obciążenia (rys. 8d) jest symulacją przeciążenia węzła, z obrotem do wartości 15 mrad, po którym następuje odciążenie do zera, po czym działają dwa cykle o stałym zakresie kąta obrotu (do 10 mrad). Jest to prosty opis jednorazowego przeciążenia węzła (np. sytuacją obciążenia wyjątkowego) i późniejszej eksploatacji w typowych warunkach obciążeniowych.



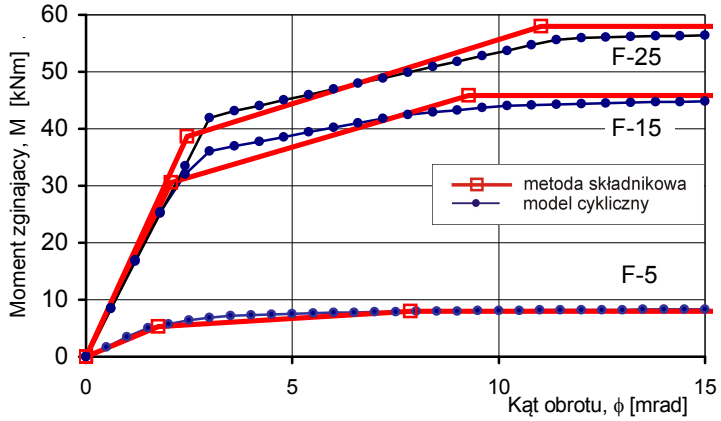
Rys. 8. Rozpatrywane historie obciążenia; a) obciążenie monotoniczne, b) wymuszenie odzerowo tętniące o stałej amplitudzie, c) wymuszenie zmienne, d) wymuszenie z „przeciążeniem" w pierwszym cyklu (opis w tekście)

Fig. 8. Considered loading histories; a) monotonic, b) pulsating with constant amplitude, c) repeated, d) repeated with "overloading" in first cycle

5. Wyniki

Uzyskane odpowiedzi monotoniczne wszystkich węzłów pokazano na rys. 9. Przedstawiono je na tle charakterystyk węzłów otrzymanych za pomocą metody składnikowej, według [2]. Pozwalają one na weryfikację dokładności modelu cyklicznego w porównaniu do „klasycznej" metody składnikowej. Przy odwzorowaniu charakterystyki M-ϕ według metody składnikowej przyjęto jej aproksymację trójliniową taką, w której sztywność obrotowa $S_{j,ini}$ jest ograniczona do wartości momentu 2/3 $M_{j,pl}$, w zakresie zaś

od 2/3 $M_{j,pl}$ do $M_{j,pl}$ sztywność obrotowa węzła jest mniejsza. Przyjęto, że nośność plastyczna węzła jest osiągnięta od kąta obrotu wyznaczonego sztywnością sieczną $S_{j,ini}/\mu = S_{j,ini}/3$.



Rys. 9. Odpowiedź rozpatrywanych węzłów na wymuszenie monotoniczne

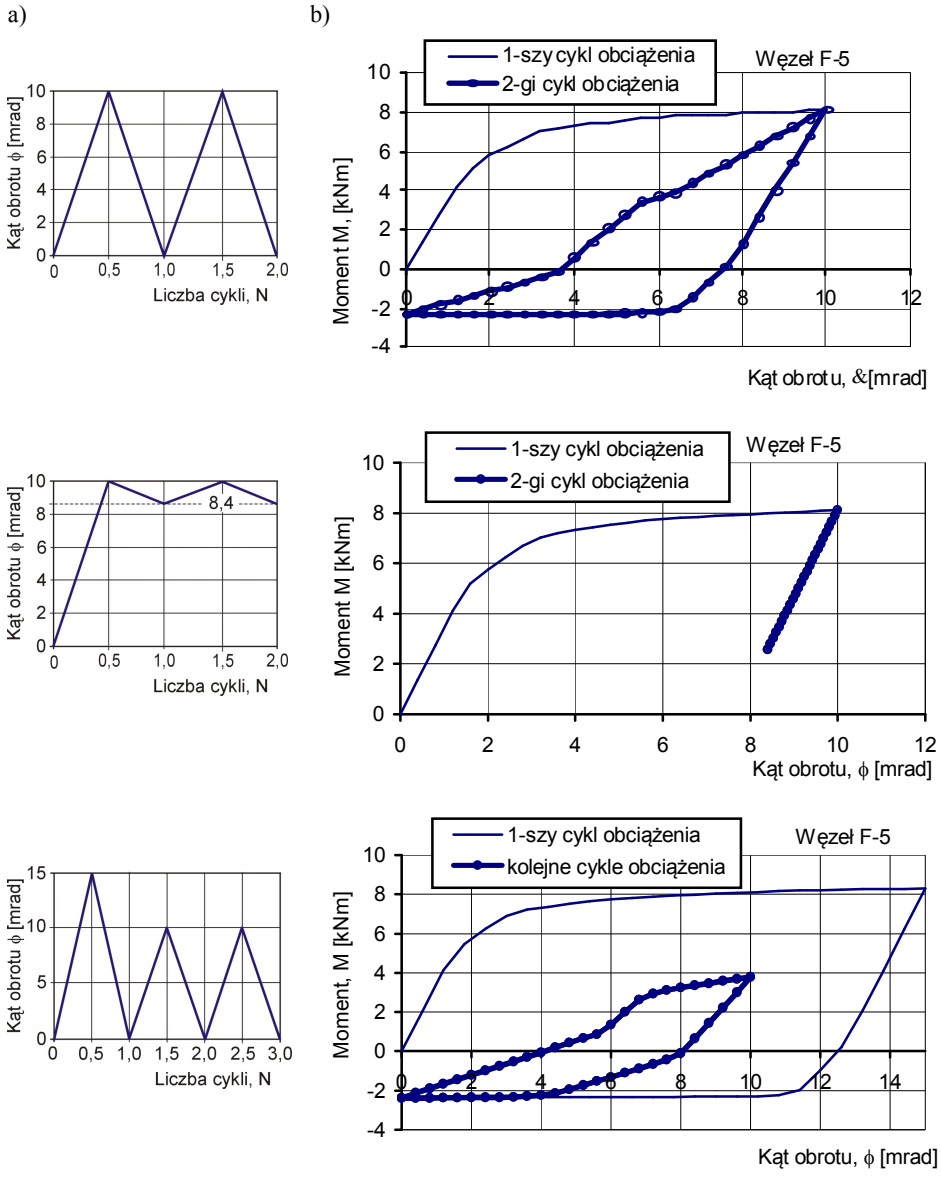
Fig. 9. Response of considered joints under monotonic loading

Charakterystyki strukturalne węzłów wyznaczone metodą składnikową i modelem cyklicznym zestawiono także w tablicy 1. Różnica w sztywności węzłów uzyskana w modelu cyklicznym w stosunku do wyznaczonej metodą składnikową mieści się w zakresie ±13%. Różnica w nośności do –27% wynika z metodyki jej wyznaczania. Wykresy monotoniczne pokazują dużą zgodność zależności M-ϕ otrzymanej dwoma metodami.

Odpowiedź węzłów na obciążenia powtarzalne pokazano na rys. 10÷12.

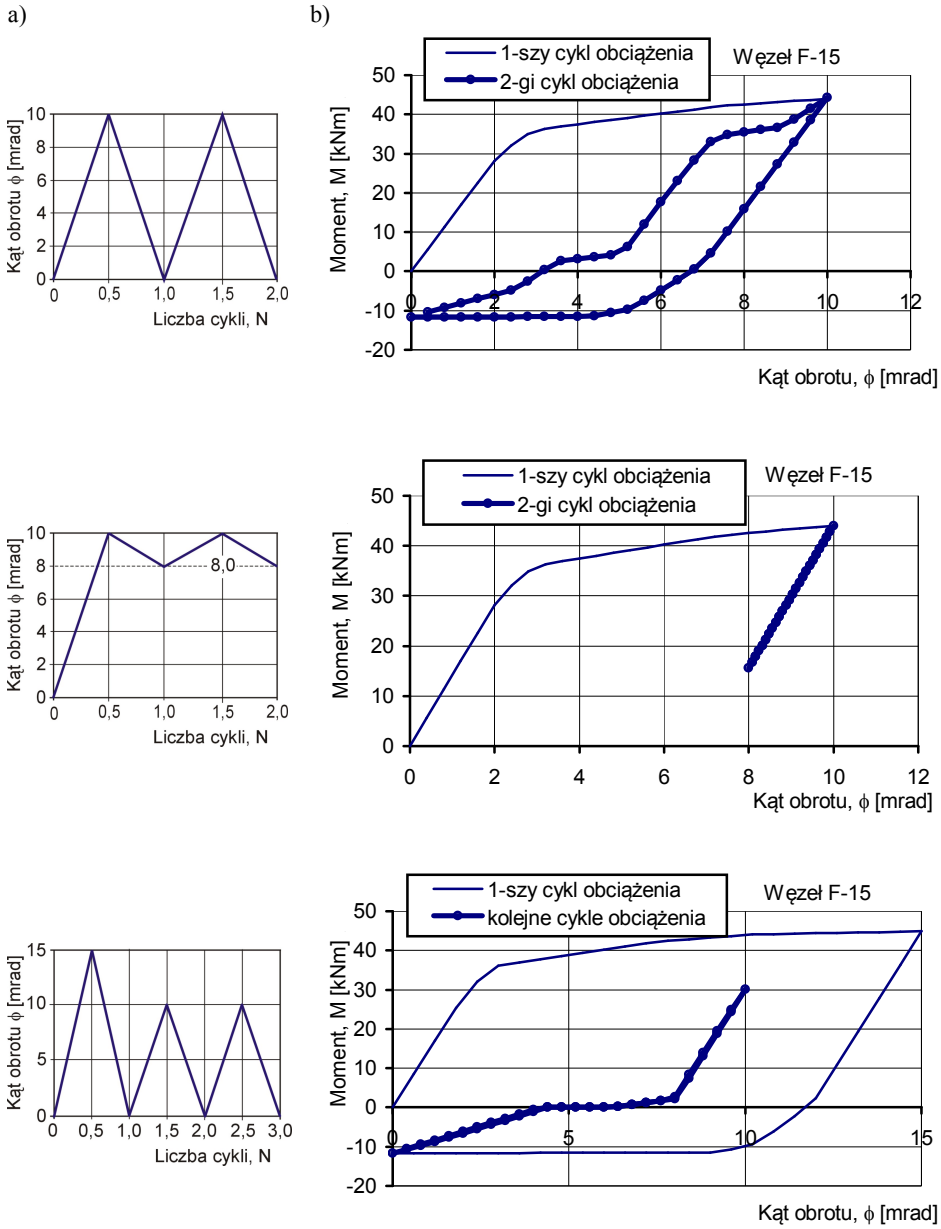
Charakter odpowiedzi węzłów na oddziaływanie powtarzalne odzerowo tętniące (według rys. 8b) zmienia się w zależności od mechanizmu zniszczenia. W przypadku „cienkiej blachy czołowej" występują wyraźne pętle histerezy obciążeniowej. Przy wzroście sztywności i nośności gietnej blachy czołowej (zwiększaniu się wartości parametru β_{Rd}) na charakter odpowiedzi węzła wpływa w coraz większym stopniu wydłużająca się śruba, która przejmuje tylko oddziaływania rozciągające, przy odciążeniu zaś pozostaje wydłużona, nie przejmując siły ściskającej. Powoduje to zanikanie pętli histerezy w drugim i kolejnych cyklach obciążenia, tworząc charakterystykę M-ϕ zbliżoną do charakterystyki węzła „z luzem". Na globalne zachowanie węzła wpływa także drugi szereg śrub, który jest położony bardzo blisko strefy ściskanej. Całkowite zachowanie się węzła jest sumą sprężysto-plastycznego zachowania się króćca teowego w obszarze górnego szeregu śrub i sprężystego (z uwagi na nieznaczne

wydłużenie spowodowane małym ramieniem sił) zachowania się króćca teowego w obszarze dolnego szeregu śrub.



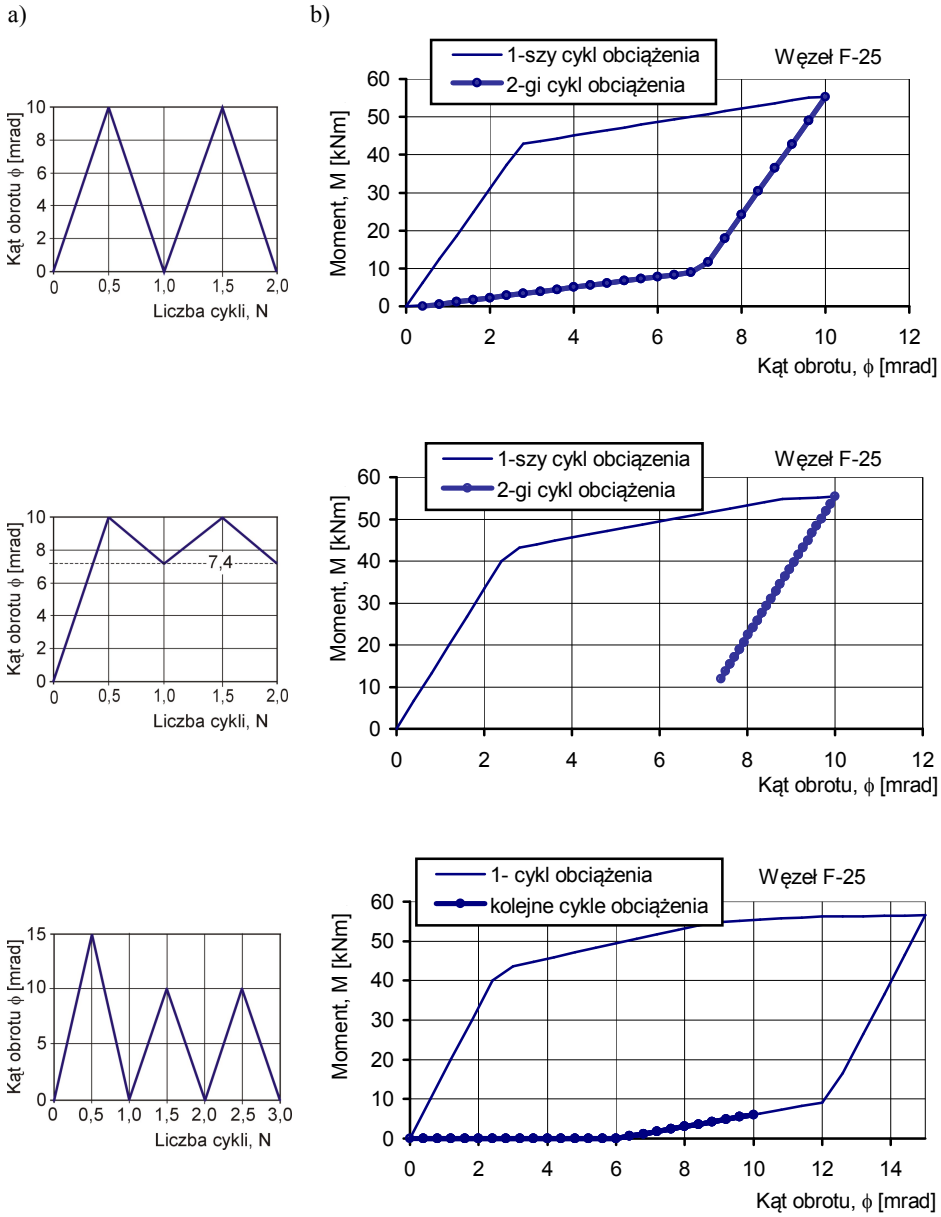
Rys. 10. Odpowiedź węzła F-5; a) charakter wymuszenia, b) odpowiedź węzła

Fig. 10. Response of F-5 joint; a) loading history, b) response of joint



Rys. 11. Odpowiedź węzła F-15; a) charakter wymuszenia, b) odpowiedź węzła

Fig. 11. Response of F-15 joint; a) loading history, b) response of joint



Rys. 12. Odpowiedź węzła F-25; a) charakter wymuszenia, b) odpowiedź węzła

Fig. 12. Response of F-25 joint; a) loading history, b) response of joint

W przypadku oddziaływania odzerowo tętniącego (według historii obciążenia pokazanej na rys. 8b) żaden z węzłów nie wykazuje znamion degradacji nośności. Moment zginający osiągany po osiągnięciu maksymalnego kąta obrotu w kolejnych cyklach obciążenia jest identyczny, jak po pierwszym cyklu.

W przypadku oddziaływań powtarzalnych, w których zmiana wielkości oddziaływania nie jest duża (historia obciążenia wg rys. 8c) zachowanie się węzłów jest niesprężyste tylko w pierwszym półcyklu obciążenia (jak dla obciążenia monotonicznego). W kolejnych cyklach zachowanie węzła jest czysto sprężyste i nie zaobserwowano w nich zjawisk degradacji właściwości strukturalnych.

W przypadku symulacji przeciążenia węzła (historia obciążenia wg rys.8d) późniejsza jego odpowiedź, uzyskana dla mniejszego zakresu kąta obrotu niż osiągnięty w pierwszym cyklu, pokazuje charakterystykę M-ϕ obarczoną degradacją nośności i sztywności. Wskaźnikiem degradacji nośności jest współczynnik nośności, opisujący na ile nośność uzyskana w i-tym dodatnim półcyklu F_i^+ zmniejszy się w stosunku do nośności monotonicznej F_y^+:

$$\varepsilon_i^+ = \frac{F_i^+}{F_y^+} \tag{1}$$

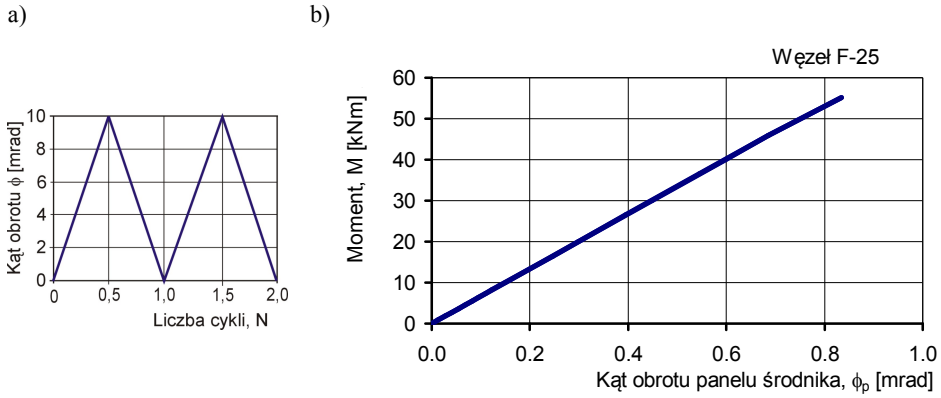
Wyznaczone wartości współczynnika nośności dla przypadku historii obciążenia według rys. 8d zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Współczynnik nośności dla historii obciążenia według rys. 8d

Table 2. Resistance ratio for loading history according to Fig. 8d

Węzeł	F-5	F-15	F-25
Współczynnik nośności ε_3^+	0,56	0,83	0,13

Odkształcalność węzłów jest zawsze sumą odkształcalności panelu środnika i strefy połączenia. W przypadku rozpatrywanych węzłów cała ich zdolność do obrotu jest uzyskiwana przez odkształcalność strefy połączenia (styku śrubowego). Udział odkształcalności panelu środnika jest niewielki. Wielkość kąta obrotu panelu środnika uzyskaną w analizie węzła F-25 pokazano na rys. 13. W przypadku pozostałych węzłów uzyskane kąty obrotu panelu środnika były jeszcze mniejsze. Jak widać, odpowiedź panelu środnika w analizowanych węzłach była czysto sprężysta.



Rys. 13. Odpowiedź panelu środnika węzła F-25 na wymuszenie zmienne; a) charakter wymuszenia, b) odpowiedź panelu środnika

Fig. 13. Response of panel zone in F-25 joint; a) loading history, b) response of panel zone

6. Podsumowanie

Otrzymane wyniki wskazują, że śrubowe węzły doczołowe o niepełnej nośności obciążone w sposób powtarzalny nie wykazują znamion degradacji nośności i sztywności, w przypadku niedużego zakresu zmienności obciążenia. Ich zachowanie w drugim i kolejnych cyklach obciążeń jest już czysto sprężyste. Jako niewielki zakres zmienności obciążenia nożna rozumieć taki zakres zmian kąta obrotu węzła, przy którym moment zginający w węźle zmienia się w zakresie $0{,}3M_{j,Rd} \div M_{j,Rd}$.

W przypadku, gdy zakres zmienności jest większy (obciążenie odzerowo tętniące) lub gdy zachodzi przypadek jednorazowego przeciążenia węzła i późniejszej eksploatacji w typowych warunkach obciążeniowych, węzły mogą podlegać degradacji właściwości strukturalnych. Zjawiska degradacji występują w sposób szczególnie zauważalny w sytuacji przeciążenia węzła. W takim przypadku w analizowanych węzłach degradacja nośności opisywana tzw. współczynnikiem nośności osiągała poziom $0{,}11 \div 0{,}68$.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1.1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa 2006.

[2] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. PKN, Warszawa 2006.

[3] Joint Committee on Structural Safety. JCSS Probabilistic Model Code. 12th Draft., 2000.

[4] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: Structural steel semirigid connections. Theory, Design and Software. CRC Press, 2000.

[5] Ślęczka L.: Zastosowanie metody składnikowej do oceny charakterystyki węzłów obciążonych cyklicznie. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Nr 276, Budownictwo i Inżynieria Środowiska z.58 (3/11/II), 2011, s. 315-322.

[6] Ślęczka L: Kształtowanie i analiza wybranych węzłów ram stalowych poddanych oddziaływaniom zmiennym. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.

[7] Krawinkler H.: Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components. 3rd Int. Conf. on Advances in Experimental Structural Engineering. October 15 –16, San Francisco, California, 2009.

BEHAVIOR OF BOLTED END-PLATE JOINTS SUBJECTED TO REPEATED ACTIONS

S u m m a r y

Modern structural codes recommend to take into account the effects of the behaviour of the joints on the distribution of internal forces and moments in frame structures. The structural properties of beam-to-column joints are expressed in the form of moment-rotation relationship (M-ϕ) and can be effectively predicted by the component method. But such prediction is valid only in case of monotonic loading. Under variable actions (cyclic or repeated) structural properties of joints can deteriorate in terms of strength, stiffness and energy dissipation capacity, and the effects of this deterioration influence the distribution of forces and moments and overall global behaviour of structure. The paper presents analysis of steel bolted end-plate joints, subjected to different histories of repeated actions, with control of rotation range. There were considered three partial-strength flush end-plate joints. Their geometrical parameters were differentiated in such a way, so that the three failure modes of end-plate in bending and bolt in tension, distinguished by EN 1993-1-8, were possible. Apart from monotonic loading, there were considered three types of repeated loading histories. Results shows, that in case of actions characterised by small range of variation, behaviour of joint is pure elastic in second and next cycles of loading, but in case of actions characterised by greater range of variation, deterioration of strength and stiffness can occur.

Keywords: frame joints, semi-rigid joints, component method, repeated actions

DOI: 10.7862/rb.2013.31

Przesłano do redakcji: w maju 2013 r.
Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.

CZASOPISMO INŻYNIERII LĄDOWEJ, ŚRODOWISKA I ARCHITEKTURY
JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENT AND ARCHITECTURE
JCEEA, t. XXX, z. 60 (2/13), kwiecień -czerwiec 2013, s. 285 - 299

Izabela TYLEK[1]
Krzysztof KUCHTA[2]

WPŁYW PODATNOŚCI WĘZŁÓW NA PRZECHYŁ ZASTĘPCZY W POZASPRĘŻYSTEJ ANALIZIE SZKIELETÓW STALOWYCH

Zgodnie z zaleceniami współczesnych norm projektowania stalowych konstrukcji prętowych imperfekcje wprowadza się do modelu obliczeniowego już na etapie analizy statycznej. Najczęściej są to zastępcze imperfekcje geometryczne w postaci zastępczego przechyłu wstępnego szkieletu stalowego oraz zastępczego wygięcia wstępnego pręta ściskanego, które pozwalają pośrednio uwzględnić także imperfekcje różne od geometrycznych. W niniejszej pracy zagadnienia dotyczące imperfekcji analizowano przy zastosowaniu podejścia statystycznego, wykorzystując prętowo-tarczowy model szkieletu wielokondygnacyjnego wraz ze statystycznie uzasadnionymi imperfekcjami geometrycznymi. Wykorzystano model efektywnego losowego zastępczego przechyłu wstępnego sformułowanego przez Machowskiego na podstawie analizy statystycznej losowych przechyłów wstępnych słupów dla populacji szkieletów stalowych mających cechy próby reprezentatywnej. Celem pracy była wstępna analiza wpływu podatności węzłów na wartość statystycznie uzasadnionego zastępczego przechyłu wstępnego szkieletu w kontekście obowiązujących norm polskich. Obliczenia porównawcze przeprowadzono na przykładzie 9. kondygnacyjnego budynku o szkielecie stalowym, dla którego przyjęto dwuwymiarowy model prętowy o regularnej siatce dyskretyzacji. Konstrukcja była analizowana w zakresie sprężysto-plastycznym, model konstrukcji uwzględniał nieliniowość materiałową oraz nieliniowości geometryczne w postaci dużych przemieszczeń (tj. dużych translacji i dużych obrotów) oraz efekt wzmocnienia naprężeniowego. Zachowując nieodkształconą geometrię układu do modelu wprowadzono zastępcze poziome obciążenie imperfekcyjne związane zastępczymi losowymi przechyłami wstępnymi poszczególnych pięter lub zastępczym przechyłem wstępnym całego szkieletu. Jako kryterium wyznaczenia wyznaczania zastępczego losowego przechyłu wstępnego całego szkieletu przyjęto warunek zachowania przyrostu pracy

[1] Autor do korespondencji: Izabela Tylek, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 12-6282372; itylek@pk.edu.pl

[2] Krzysztof Kuchta, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków; tel. 12-6282372; kkuchta@pk.edu.pl

obciążeń imperfekcyjnych układu z węzłami o zadanej sztywności odpowiadającej obciążeniu granicznemu. W analizowanym przypadku otrzymano wartości zastępczych losowych przechyłów wstępnych szkieletu zależne od sztywności początkowej węzłów rozpatrywanej ramy, co wskazuje na potrzebę dalszej analizy opisywanego zjawiska.

Słowa kluczowe: przechył zastępczy, szkielety stalowe, analiza pozasprężysta, węzły podatne

1. Wprowadzenie

Doskonalenie analizy stanów granicznych szkieletów stalowych wiąże się ze stosowaniem możliwie realistycznego modelu ustroju uwzględniającego nieliniowość geometryczną i fizyczną, podatność połączeń i węzłów oraz imperfekcje analizowanej konstrukcji. W analizie nośności i sztywności konstrukcji stalowych uwzględnia się obecnie dwa rodzaje imperfekcji: strukturalne i geometryczne. Wspomniane imperfekcje dotyczą zarówno pojedynczego pręta ściskanego (naprężenia własne, nieprostoliniowość osi pręta), jak i całego układu (niepionowość słupów, nieosiowość w stykach montażowych, naprężenia własne montażowe, losowa zależność moment-krzywizna w połączeniach podatnych).
Imperfekcje normowe stanowią uproszczone modele imperfekcji stwierdzonych doświadczalnie w prętach oraz szkieletach stalowych. We współczesnych zaleceniach normowych [2, 7, 8] przyjęto koncepcję uwzględniania imperfekcji na etapie obliczeń statycznych. Koncepcję tą realizuje się w sposób przybliżony, przyjmując do obliczeń zastępcze imperfekcje geometryczne w postaci: zastępczego przechyłu wstępnego szkieletu stalowego oraz zastępczego wygięcia wstępnego pręta ściskanego, pozwalające pośrednio uwzględnić także imperfekcje różne od geometrycznych.

Formuły zastępczego przechyłu wstępnego szkieletu ϕ_{0z} rekomendowane przez różne komitety normalizacyjne i autorów indywidualnych mają podobną multiplikatywną postać:

$$\phi = \phi_{0z}^{(1)}\, k_c(m)\, k_s(n) \tag{1}$$

gdzie: $\phi_{0z}^{(1)} = 1/200$ – wartość podstawowa przechyłu zastępczego pojedynczej kondygnacji słupa,

$k_c(m)$ i $k_s(n)$ – współczynniki redukcji przechyłu w zależności od liczby słupów na piętrze m i liczby kondygnacji n.

Przyjętą w pierwszych zaleceniach ECCS [3] i nadal stosowaną wartość zastępczego przechyłu wstępnego pojedynczego słupa $\phi_{0z}^{(1)} = 1/200$ (większą od normowej nietolerancji niepionowości $\phi^t = 1/300$) uzasadniono w pracach Vogla [10] i De Luca'i [1] na podstawie obliczeń ram płaskich, wprowadzając do obliczeń imperfekcje w postaci: przechyłu wstępnego $\phi_0 = 1/300$, wygięć wstępnych słupów e_0 i naprężeń własnych w przekrojach prętów σ_0. Jako kryterium wyznaczania zastępczego przechyłu wstępnego przyjęto warunek zachowania nośności ramy płaskiej jako całości.

Wspomniane podejście deterministyczne nie prowadzi jednak do uzasadnienia mających charakter statystyczny wartości współczynników redukcji przechyłu wstępnego $k_c(m)$ i $k_s(n)$. Nie mniej istotny jest fakt, że wartości normowe wspomnianych współczynników redukcji różnią się zdecydowanie między sobą w zależności od zaleceń normowych, co zostało pokazane w [6].

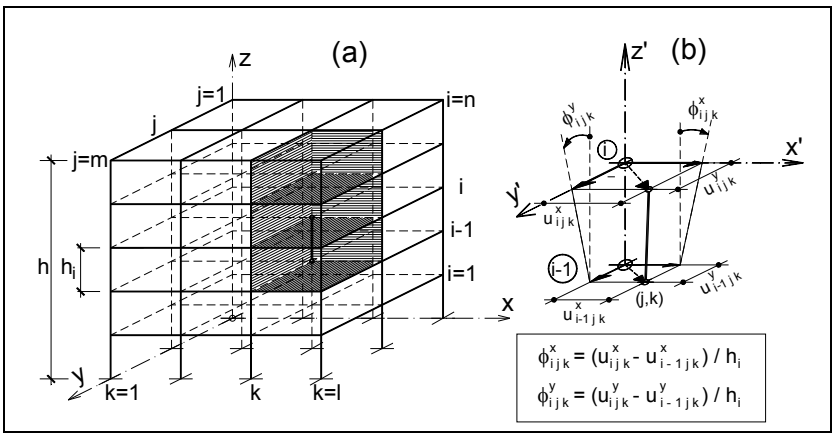
Efekty imperfekcji normowych często okazują się większe od efektów nieliniowych [5], zatem określenie jednoznacznych oraz bezpiecznych zasad wprowadzania imperfekcji obliczeń szkieletów stalowych jest zadaniem istotnym. W niniejszej pracy zagadnienia dotyczące imperfekcji analizowano przy zastosowaniu podejścia statystycznego, wykorzystując prętowo-tarczowy model szkieletu wielokondygnacyjnego wraz ze statystycznie uzasadnionymi imperfekcjami geometrycznymi.

Celem pracy była analiza wpływu podatności węzłów na wartość statystycznie uzasadnionego zastępczego przechyłu wstępnego szkieletu i porównanie otrzymanych wyników z zaleceniami normowymi. Obliczenia przeprowadzono na przykładzie 9. kondygnacyjnego budynku o szkielecie stalowym.

2. Model losowego przechyłu wstępnego pojedynczego słupa

Analiza statystyczna losowych przechyłów wstępnych słupów dla populacji szkieletów stalowych mających cechy próby reprezentatywnej, przeprowadzona przez Machowskiego [5], pozwoliła na uzasadnienie normowej wartości zastępczego przechyłu wstępnego pojedynczej kondygnacji słupa $\phi_{0z} = \phi_{0z}^{(1)} = 1/200$ jako wartości charakterystycznej zmiennej losowej $\underline{\phi}_{0z}$ zastępującej efekty: przechyłu wstępnego słupa, mimośrodu w stykach montażowych słupów oraz naprężeń montażowych. Sformułowano również wnioski dotyczące rodzaju i parametrów rozkładu losowego przechyłu wstępnego pojedynczej kondygnacji słupa zdefiniowanego zgodnie z rys. 1 (przesunięcia poziome u_{ijk}^x i u_{ijk}^y górnego węzła i-tej kondygnacji słupa zlokalizowanego na przecięciu osi systemowych j oraz k są odmierzane

od prostej pionowej poprowadzonej przez punkt przecięcia osi słupa z płaszczyzną styku podstawy słupa z fundamentem).



Rys. 1. Przechyły wstępne słupów szkieletu ϕ^x_{ijk} i ϕ^y_{ijk}

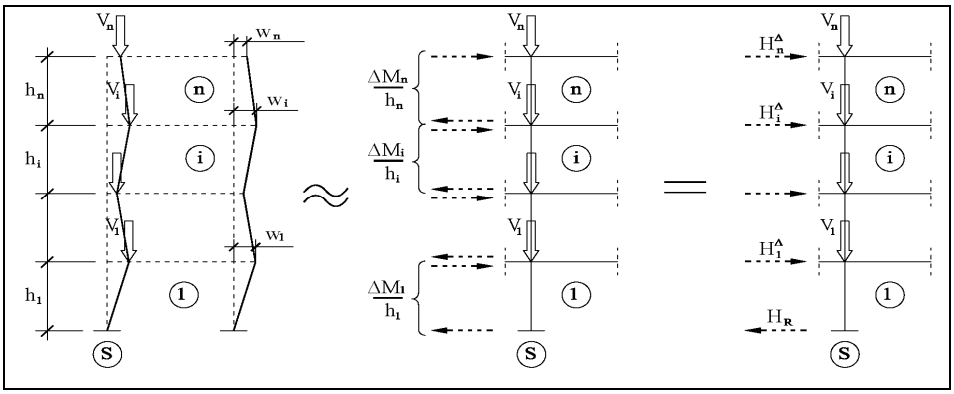
Fig. 1. Column initial tilts ϕ^x_{ijk} and ϕ^y_{ijk}

W przypadku, gdy wariancja pomierzonych przechyłów wstępnych pojedynczych słupów nie przekracza $3(‰)^2$, można przyjąć, że zastępcze losowe przechyły wstępne słupów $\underline{\phi}_{0z,ijk} = \underline{\phi}_{ijk}$, zdefiniowane jak wyżej, tworzą gaussowski stacjonarny szum losowy o zerowej wartości średniej i stałej wariancji równej $\sigma_\phi = \sqrt{6}$ ‰. Stwierdzono występowanie jedynie słabych zależności autokorelacyjnych w ciągach poziomych i pionowych przechyłów wstępnych słupów tych samych pionowych układów płaskich, przy braku jakichkolwiek innych zależności korelacyjnych między przechyłami.

3. Efektywne zastępcze losowe przechyły wstępne

Omawiane poniżej zastępcze przechyły wstępne traktowane były jako wielkości efektywne, tj. wyznaczone na podstawie kryterium zachowania globalnych efektów obciążeń imperfekcyjnych [5, 6].

Odchylenia od idealnej geometrii szkieletu w postaci przechyłów wstępnych słupów powodują powstanie dodatkowych momentów zginających od układu sił pionowych (dla piętra lub całego szkieletu), przy niezmienionej sumie sił tego układu – rys. 2. Warunek zachowania tych dodatkowych momentów był podstawą do wyznaczenia losowego przechyłu zastępczego, odpowiednio dla piętra lub całego szkieletu.



Rys. 2. Zastępcze losowe obciążenia imperfekcyjne

Fig. 2. Random equivalent imperfectional forces

Dla ciągu losowego przechyłów wstępnych słupów $\underline{\phi}_{ijk}$ zastępczy losowy przechył wstępny *i*-tego piętra $\underline{\phi}_i^{ef}$ wyznaczony został z warunku zachowania przyrostu momentu zginającego M_i^{ϕ} na piętrze [5]

$$\underline{\phi}_i^{ef} = \sum_{j=1}^{m}\sum_{k=1}^{l} w_{ijk}\ \underline{\phi}_{ijk} = \mathbf{w}_i\ \underline{\boldsymbol{\phi}}_i^{\mathrm{T}} \tag{2}$$

gdzie: $w_{ijk} = P_{ijk} / P_i$ – wagi, spełniające warunek unormowania $\sum_{j=1}^{m}\sum_{k=1}^{l} w_{ijk} = 1$, przedstawiające ilorazy obciążeń pionowych skumulowanych powyżej *i*–1-szej kondygnacji dla całego budynku (P_i) i pojedynczego słupa (P_{ijk}).

Zastępczy losowy przechył wstępny piętra $\underline{\phi}_i^{ef}$ jako przekształcenie liniowe (2) skończonego gaussowskiego szumu losowego $\underline{\boldsymbol{\phi}}_i$ z nielosowym wektorem wagowym $\mathbf{w}_i$ jest zmienną losową normalną o zerowej wartości średniej i wariancji $\sigma_{\phi i}^2 = k_{c,i}^2\ \sigma_{\phi}^2$. Współczynnik przeliczeniowy (redukcyjny) wariancji $k_{c,i}^2$, dokładnie analizowany w [5], jest funkcją współczynników wagowych w_{ijk} i współczynników korelacji między przechyłami pojedynczych słupów. Ciąg losowy zastępczych przechyłów wstępnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$ jest, podobnie jak ciąg losowy przechyłów pojedynczych słupów $\underline{\phi}_{ijk}$, szumem

gaussowskim o zerowej średniej lecz wartość wariancji jest zmienna, jeżeli współczynniki $k_{c,i}^2$ nie są jednakowe dla wszystkich pięter.

Losowy zastępczy przechył wstępny całego szkieletu $\underline{\phi}^{ef}$ może zostać wyznaczony w oparciu o kryterium zachowania momentów zginających M^{ϕ} od obciążeń pionowych dla całego szkieletu jako pionowego wspornika [5]

$$\underline{\phi}^{ef} = \sum_{i=1}^{n} w_i \, \underline{\phi}_i^{ef} = \mathbf{w} \, \underline{\boldsymbol{\phi}}^{\mathrm{T}} \tag{3}$$

gdzie: $w_i = P_i \, h_i / \sum_{i=1}^{n} P_i \, h_i$.

Tak określony zastępczy przechył wstępny $\underline{\phi}^{ef}$ jest zmienną losową normalną o zerowej wartości średniej i wariancji równej (przy stałym $k_{c,i}^2$ dla pięter) $\sigma_{\phi ef}^2 = k_c^2 \, k_s^2 \, \sigma_{\phi}^2$. Współczynnik redukcyjny wariancji $k_s^2 = k_s^2(n)$ jest zależny od elementów odpowiednich wektorów wagowych oraz macierzy korelacyjnych przechyłów pięter i słupów na tych piętrach.

Powyższe kryterium jest odpowiednie w przypadku, gdy do sprawdzenia niezawodności obiektu wystarcza znajomość momentu i sumy wszystkich obciążeń (np. sprawdzenie stateczności równowagi budowli) i jest ono równoważne kryterium zachowania mocy obciążeń dla mechanizmu płynięcia ramy spełniającej warunek mocnych słupów [5, 6].

Przy sprawdzaniu elementów szkieletu powinny zostać zachowane bezpieczne oceny dodatkowych momentów zginających M_i^{ϕ} dla każdego piętra szkieletu jako pionowego wspornika. Zatem bezpieczną aproksymację efektywnego losowego przechyłu wstępnego całego szkieletu $\underline{\phi}^{EF}$ można zdefiniować następująco

$$\underline{\phi}^{EF} = \max_{i=1}^{n} \left| \underline{\phi}_i^{EF} \right| \tag{4}$$

gdzie: $\underline{\phi}_i^{EF} = \sum_{t=i}^{n} V_t \sum_{q=i}^{t} h_q \, \underline{\phi}_q^{ef} \left(\sum_{t=i}^{n} V_t \sum_{q=i}^{t} h_q \right)$,

h_q – wysokość q-tej kondygnacji,

$\underline{\phi}_q^{ef}$ – zastępczy losowy przechył wstępny q-tego piętra wg (2),

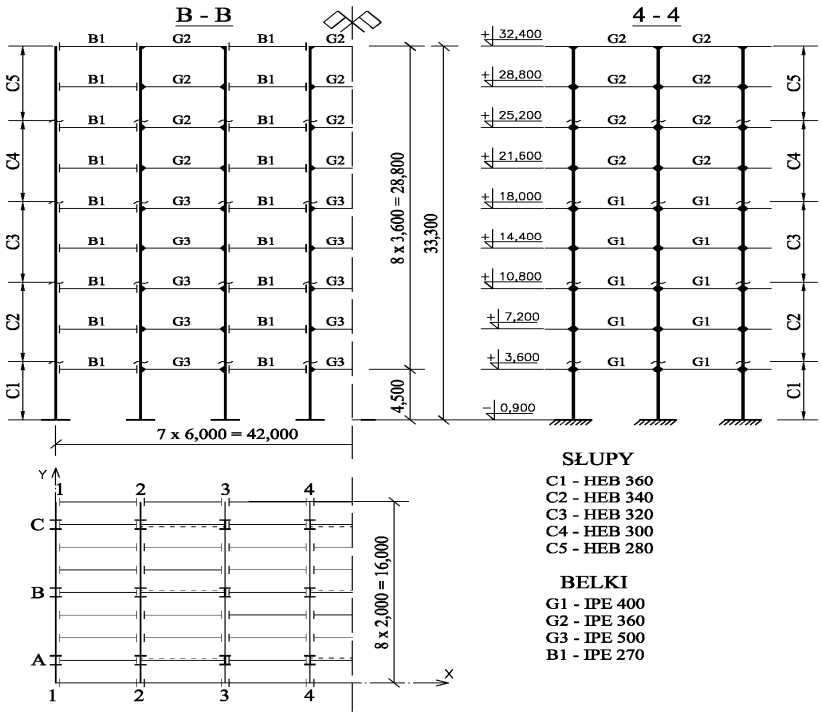
V_t – suma obciążeń pionowych działających bezpośrednio na t-tą kondygnację.

Szczegółową analizę rozkładu zastępczego losowego przechyłu wstępnego całego szkieletu $\underline{\phi}^{EF}$ według (4) przeprowadzono w [5], stwierdzając m.in. że w ramach rozpatrywanej wyżej koncepcji nie ma podstaw do bezpiecznej redukcji przechyłu wstępnego ze względu na liczbę kondygnacji.

4. Losowy zastępczy przechył wstępny w analizie pozasprężystej układu z węzłami podatnymi

Zachowując nieodkształconą geometrię układu, wprowadzono do modelu zastępcze poziome obciążenie imperfekcyjne (por. rys. 2) związane zastępczymi losowymi przechyłami wstępnymi poszczególnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$ lub zastępczym przechyłem wstępnym całego szkieletu $\underline{\phi}^{EF}$.

Wpływ podatności węzłów na przechył zastępczy szkieletu w analizie sprężysto-plastycznej zbadano na przykładzie 9. kondygnacyjnego budynku B1 o szkielecie stalowym, składającym się z ośmiu poprzecznych ram nośnych, stężonych dziewięcioma jednonawowymi ramami podłużnymi (rys. 3).

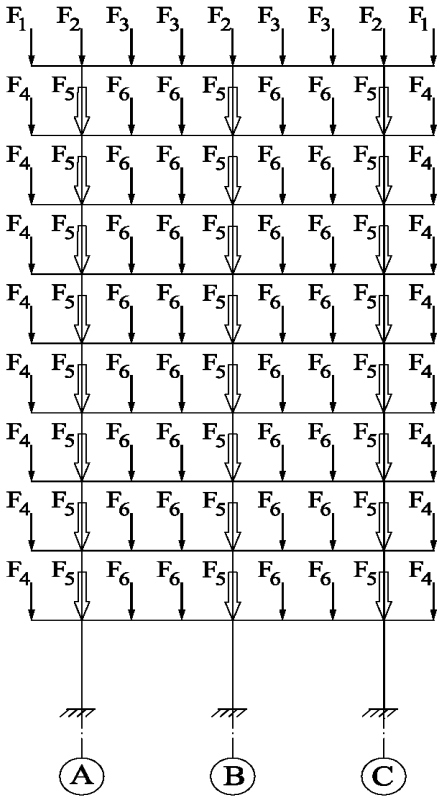


Rys. 3. Analizowany 9. kondygnacyjny budynek B1

Fig. 3. Analysed 9-story building B1

Założono, że ramy podłużne szkieletu są ramami o węzłach nominalnie sztywnych. Sztywność węzłów analizowanej ramy poprzecznej w osi 2-2 zmieniano w trakcie prowadzonych obliczeń. Pionowe układy płaskie budynku połączone były sztywnymi żelbetowymi tarczami stropowymi, zaś obudowę szkieletu stanowiły lekkie ściany osłonowe. Budynek został zaprojektowany według normy PN-B-03200:1990 [7], przy uwzględnieniu wartości obciążeń klimatycznych oraz technologicznych występujących w budownictwie miejskim, zgodnych z odpowiednimi normami polskimi (jako lokalizację budynku przyjęto Kraków).

Układ nielosowych obciążeń pionowych działających na analizowany układ płaski pokazano na rys. 4.



Obciążenie ramy w osi 2-2	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6
stałe G + zmienne Q [kN]	57	97	92	78	126	114

Rys. 4. Nielosowe obciążenia pionowe ramy poprzecznej 2-2 budynku B1

Fig. 4. Non-random vertical loads of building B1 transversal frame

Jako kryterium wyznaczenia wyznaczania zastępczego losowego przechyłu wstępnego całego szkieletu $\underline{\phi}^{EF}$ w zakresie analizy sprężysto-plastycznej przyjęto warunek zachowania przyrostu pracy obciążeń imperfekcyjnych układu z węzłami o zadanej sztywności odpowiadającej obciążeniu granicznemu. W tym celu przeanalizowano zachowanie przykładowej ramy poprzecznej w osi 2-2 pod działaniem nielosowych obciążeń pionowych (stałych i technologicznych) oraz losowych zastępczych obciążeń poziomych, odpowiadających losowym zastępczym przechyłom wstępnym pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$.

W trakcie analizy zmieniano sztywność połączeń między ryglami ramy a słupami (połączenie wsporników ze słupami w każdym przypadku przyjęto jako nominalnie sztywne) Początkową sztywność k_p p-tego węzła rozpatrywanego rygla ramy wyznaczano w zależności od zdefiniowanej w [4] umownej sztywności procentowej połączenia

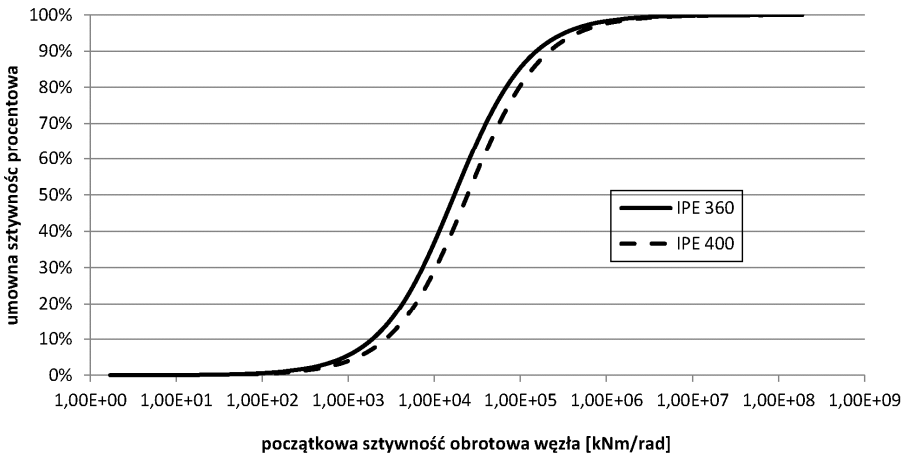
$$k_p = \frac{3\,E\,I_y\,v_p}{(1-v_p)\,L} \tag{5}$$

gdzie: v_p – współczynnik zamocowania, reprezentujący umowną sztywność procentową ($v_p = 0$ – połączenie przegubowe, $v_p = 1$ – połączenie sztywne),

I_y – moment bezwładności rygla,

L – rozpiętość rygla.

Rozpatrzono cztery wartości współczynnika zamocowania: $v_{p1} = 0{,}25$, $v_{p2} = 0{,}50$, $v_{p3} = 0{,}25$ (połączenia podatne zgodnie z klasyfikacją PN-EN-1993-1-8 [9] oraz $v_{p4} = 1{,}0$ (połączenia sztywne). Zależność między początkową sztywnością obrotową i umowną sztywnością procentową połączenia dla rozpatrywanych rygli pokazano na rys. 5.

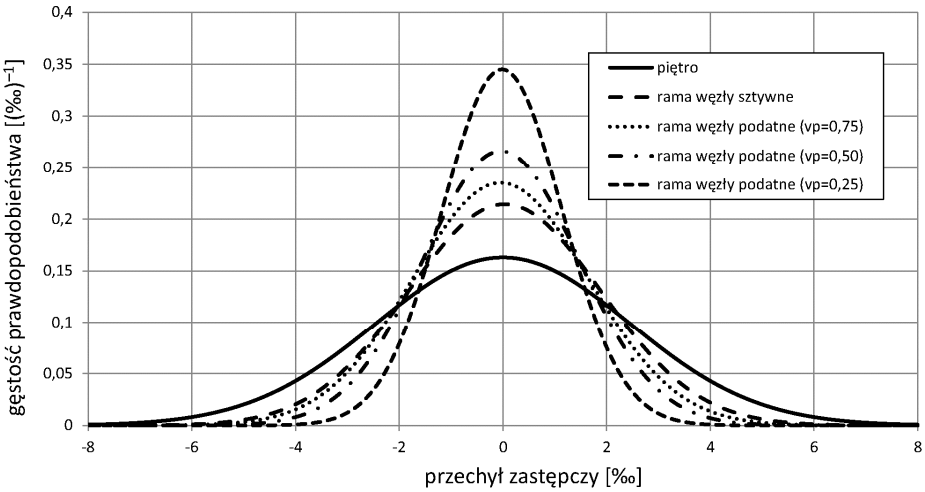


Rys. 5. Zależność między sztywnością obrotową a umowną sztywnością procentową połączenia
Fig. 5. Relationship between rotational spring stiffness and connection percentage

Dla każdego z 5. rozpatrywanych modeli ramy wygenerowano 450 realizacji ciągu losowych zastępczych przechyłów wstępnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$ wg (2), a następnie wyznaczono odpowiadające im losowe zastępcze obciążenia imperfekcyjne. W obliczeniach założono stałą wartość współczynnika redukcyjnego $k_{c,i} = k_c = 1.0$ dla wszystkich kondygnacji rozpatrywanej ramy, pominięto również słabe zależności korelacyjne pomiędzy przechyłami wstępnymi pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$. Zgodnie z przyjętą procedurą dla każdej realizacji układu zastępczych obciążeń imperfekcyjnych wyznaczano przebieg ścieżki równowagi statycznej, a dla obciążeń granicznych określono wartość przyrostu pracy od losowych obciążeń imperfekcyjnych. Następnie z warunku zachowania tej pracy dobrano wartość zastępczego przechyłu wstępnego całej ramy $\underline{\phi}^{EF}$. Znak globalnego przechyłu zastępczego $\underline{\phi}^{EF}$ przyjęto na podstawie kierunku przesuwu układu odpowiadającego nośności granicznej ramy: dodatni przy przesuwie w prawo, ujemny przy przesuwie w lewo. Dodatkowo sprawdzano czy przyjęta wartość przechyłu zastępczego ramy $\underline{\phi}^{EF}$ pozwala na bezpieczne oszacowanie nośności ramy (nośność graniczna ramy z ciągiem przechyłów losowych $\underline{\phi}_i^{ef}$ nie mniejsza niż ramy z odpowiadającym globalnym przechyłem zastępczym $\underline{\phi}^{EF}$). Obliczenia prowadzone były przy założeniu obciążeń jednoparametrowych.

Zaawansowaną analizę konstrukcji w zakresie sprężysto-plastycznym przeprowadzono wykorzystując program komputerowy ANSYS 12.0, oparty na przemieszczeniowej wersji metody elementów skończonych. Przyjęto dwuwymiarowy prętowy model konstrukcji o regularnej siatce dyskretyzacji. Zastosowano ramowy element skończony typu BEAM23, którego długość uzależniono od wysokości przekroju dyskretyzowanego elementu konstrukcji. Do obliczeń wprowadzono biliniowy sprężysto-plastyczny model materiału, którego opis w stanie uplastycznienia oparto na: kryterium plastyczności Hubera-Misesa-Hencky'ego, stowarzyszonym prawie plastycznego płynięcia oraz prawie wzmocnienia kinematycznego. Wartość współczynnika sprężystości podłużnej stali E przyjęto zgodnie z PN-EN-1993-1-1 [8] równą 210 GPa. W fazie płynięcia zastosowano współczynnik wzmocnienia równy $E/10000$. Rozwój skończonych stref plastycznych uwzględniono wprowadzając 3 punkty całkowania Gaussa na długości elementu z 5 punktami całkowania na wysokości przekroju w każdym z punktów Gaussa. Geometrię przekroju poprzecznego definiowano podając wysokość przekroju oraz zastępcze elementarne pola A_i, reprezentujące zespół włókien zlokalizowanych pomiędzy punktami całkowania wzdłuż wysokości przekroju. Macierz sztywności elementu pracującego w stanie plastycznym wyznaczono pomijając pracę sił poprzecznych (przyjęto model pręta Bernoulliego zakładający, że po odkształceniu przekrój poprzeczny pozostaje płaski i prostopadły do odkształconej osi belki). W przyjętym modelu płaskiej konstrukcji ramowej, oprócz wspomnianej wyżej nieliniowości materiałowej uwzględniono również nieliniowości geometryczne w postaci: dużych przemieszczeń (tj. dużych translacji i dużych obrotów) oraz efekt wzmocnienia naprężeniowego. Model nie uwzględniał dużych odkształceń, w obliczeniach stosowano „inżynierską" miarę odkształceń Cauchy'ego.

Na rys. 6 przedstawiono funkcje gęstości prawdopodobieństwa zmiennych losowych $\underline{\phi}^{EF}$ w zależności od wprowadzonej do obliczeń sztywności węzłów rozpatrywanej ramy. Linią ciągłą zaznaczono gęstość wyjściowego rozkładu normalnego N(0, $\sigma_{\phi i}$) losowych zastępczych przechyłów wstępnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$, natomiast liniami przerywanymi gęstości rozkładów normalnych N($\bar{\phi}^{EF}$, $\sigma_{\phi EF}$) o parametrach wyznaczonych na podstawie analizy statystycznej losowych zastępczych przechyłów wstępnych ramy $\underline{\phi}^{EF}$ (tabl. 1).



Rys. 6. Porównanie rozkładu prawdopodobieństw przechyłów wstępnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$ i przechyłów zastępczych ramy $\underline{\phi}^{EF}$ dla różnych wartości współczynników zamocowania v_p

Fig. 6. Comparison of probability distributions of story initial tilts $\underline{\phi}_i^{ef}$ and frame equivalent tilts for different value of fixity factors

Tablica 1. Parametry rozkładu normalnego losowych zastępczych przechyłów wstępnych ram o różnych współczynnikach zamocowania v_p

Table 1. Parameters of normal distribution random equivalent initial tilts of frames with different fixity factors v_p

Węzły ramy	**Wartość średnia** $\bar{\phi}^{EF}$ [‰]	**Odchylenie standardowe** $\sigma_{\phi EF}$ [‰]
Sztywne	0,035	1,884
Podatne – v_p = 0,75	-0,043	1,695
Podatne – v_p = 0,50	-0,036	1,498
Podatne – v_p = 0,25	-0,015	1,156

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz obliczono wartości współczynnika redukcyjnego k_s (por. wzór (1)) dla przykładowej ramy poprzecznej z imperfekcjami w postaci losowych zastępczych przechyłów wstępnych pięter i zadanymi sztywnościami węzłów

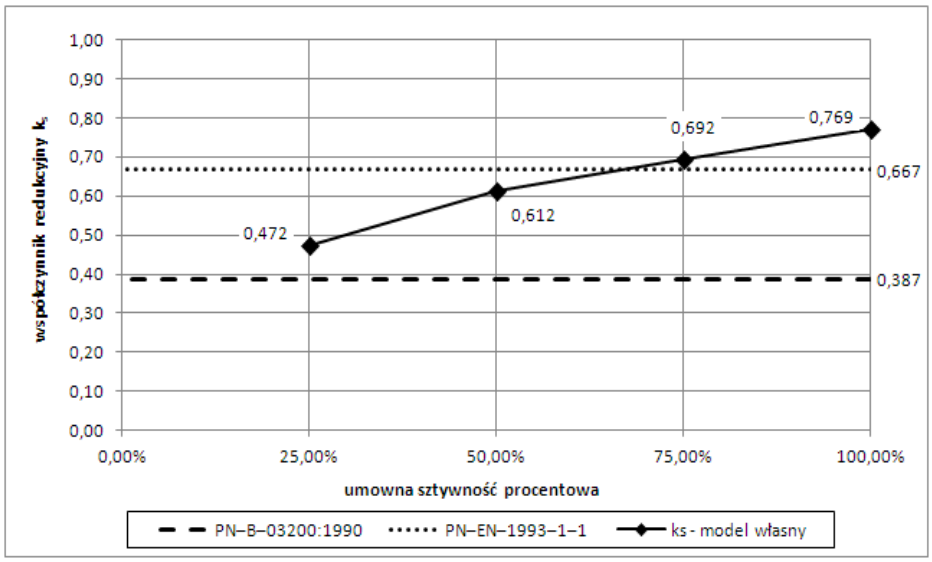
$$k_s = \frac{\sigma_{\phi EF}}{\sigma_{\phi i}} \tag{6}$$

gdzie: $\sigma_{\phi EF}$ – wyznaczone na podstawie analiz numerycznych odchylenie standardowe losowego zastępczego przechyłu wstępnego ramy $\underline{\phi}^{EF}$ zastępującego ciąg losowych zastępczych przechyłów wstępnych pięter $\underline{\phi}_i^{ef}$,

$\sigma_{\phi i}$ – odchylenie standardowe losowego zastępczego przechyłu wstępnego piętra $\underline{\phi}_i^{ef}$ (por. (2)).

Zgodnie z p. 2 i 3 niniejszej pracy do wyznaczania współczynnika redukcyjnego k_s przyjęto $\sigma_{\phi i} = \sqrt{6}$ ‰.

Wartości współczynnika redukcyjnego k_s wyznaczone ze wzoru (6) na podstawie analizy zaawansowanej przykładowej ramy płaskiej 9-cio kondygnacyjnego szkieletu stalowego nie są wartościami stałymi, lecz zmieniają się w zakresie od 0,472 do 0,769 wraz ze wzrostem umownej sztywności procentowej węzłów rozpatrywanej ramy, co pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Zależność współczynnika redukcyjnego k_s od umownej sztywności procentowej węzłów na podstawie analizy sprężysto-plastycznej oraz według zaleceń normowych

Fig. 7. Dependence of reduction coefficient k_s on connection percentage on the basis of elastic-plastic analysis and according to Standard recommendations

Wartości współczynnika k_s wynikające z zaleceń normowych są stałe i nie zależą od podatności węzłów analizowanego układu, a jedynie od jego wysokości: według PN-EN 1993-1-1 [8]: $2/3 \le k_s = 2/\sqrt{h} \le 1$, a zgodnie z PN-B-03200 [7]:1990 $k_s = \sqrt{5/h} \le 1$ (gdzie h – wysokość szkieletu).

W przypadku rozpatrywanych przykładowych ram 9. kondygnacyjnych i umownej sztywności węzłów w zakresie do ok. 70%, bezpieczne oszacowania współczynnika redukcyjnego $k_s(n)$ podaje jedynie norma PN-1993-1-1. W przedziale wartości umownej sztywności węzłów powyżej 70%, redukcja zastępczego przechyłu wstępnego, zależna od wysokości szkieletu, przeprowadzona na podstawie zaleceń normowych jest większa niż wynika to z przeprowadzonej analizy zaawansowanej.

Otrzymane wyniki wskazują na celowość bliższego zbadania potrzeby zróżnicowania wartości imperfekcji zastępczej w zależności od sztywności węzłów rozpatrywanego układu. W tym celu należałoby przeprowadzić szczegółowe analizy obejmujące m.in. wpływ wysokości, schematu statycznego, rodzaju układu stężającego oraz sztywności węzłów szkieletu na wartość statystycznie uzasadnionego zastępczego przechyłu wstępnego. Porównanie uzyskanych wyników z zaleceniami normowymi (w szczególności w kontekście obniżenia wymaganej nośności lub sztywności układu) mogłoby być podstawą do sformułowania wniosków modyfikujących zalecenia normowe dotyczące redukcji zastępczego przechyłu wstępnego ramy.

Literatura

[1] De Luca A. & Mele E.: Analysis of steel frames in the light of Eurocode 3 and new research results, [w:]: Plastic hinge based methods for advanced analysis and design of steel frames ed. by D.W. White and W.F. Chen. SSRC, Lehigh Univ. Bethlehem, PA USA 1993, pp.97-152.

[2] DIN 18800:1990. Teil 2: Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Staben und Stabwerken.

[3] European specifications for steel structures. 1st ed, ECCS, 1993.

[4] Kartal M.E., Başağa H.B., Bayraktar A., Muvafik M.: Effects of semi–rigid connection on structural responses, Electronic Journal of structural Engineering, (10) 2010, pp. 22-34, http://www.ejse.org

[5] Machowski A.: Zagadnienia stanów granicznych i niezawodności szkieletów stalowych budynków wielokondygnacyjnych, Monografia 262, Seria Inżynieria Lądowa, Politechnika Krakowska, Kraków 1999.

[6] Machowski A., Tylek I.: Conceptions of equivalent imperfections in analysis of steel frames, Advanced Steel Construction, Vol.4, No.1 (2008), pp. 13-25.

[7] PN-B-03200:1990: Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[8] PN-EN 1993-1-1:2005: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

[9] PN-EN 1993-1-8:2006: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
[10] Vogel U: Calibrating frames, Stahlbau, No.10/1985, pp. 295-301.

INFLUENCE OF JOINTS RIGIDITY ON STEEL BUILDING FRAMES EQUIVALENT TILT IN POST-ELASTIC ANALYSIS

S u m m a r y

According to contemporary standard recommendations for design of steel structures imperfections are taking into account in the stage of static analysis. Most often these are equivalent geometrical imperfections in the form of equivalent initial tilt of frame as a whole and equivalent initial bow of compressed bar which indirectly allow to take into consideration also imperfections other than geometrical. In this paper imperfection problems were analyzed with the use of statistical approach, utilizing bar-disk model of multistory building frame and statistically based geometrical imperfections. Model of effective random equivalent initial tilt formulated by Machowski on the basis of steel skeleton column initial tilts statistical analysis was used.

The aim of this paper was analysis influence of joints rigidity on statistically based frame equivalent initial tilt value in the context of Polish standards currently in force. Comparative calculations were conducted for exemplary 9-story steel building frame. Two-dimensional bar structure model with regular mesh and elastic-plastic (bilinear) model of material was assumed. Large displacements (translations and rotations) and effect of stress stiffening were take into account. Random initial tilts of column or whole structure were introduced in the form of random horizontal equivalent forces. Random equivalent initial tilt for frame as a whole was determined according to criterion of imperfectional forces work increase for limit point on equilibrium path. In analyzed case values of frame random equivalent initial tilts turned out to be dependent on joint rigidity what indicates need of further analysis of described phenomenon.

Keywords: equivalent tilt, steel skeletons, post-elastic analysis, semi-rigid joints

DOI: 10.7862/rb.2013.32

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.
Przyjęto do druku: w sierpniu 2013 r.

I n f o r m a c j e d o d a t k o w e

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 60(4/13) oraz na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   (dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
   oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorów/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorów/
   oraz
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
   w zakładce „Instrukcja dla autorów”
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
   www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/

Nakład 100 egz. Ark. wyd. 19,61. Ark. druk. 18,75. Papier offset. 70g B1.
Oddano do druku w sierpniu 2013 r. Wydrukowano we wrześniu 2013 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 103/13