



Politechnika
Śląska



UCZELNIA
BADAWCZA
INICJATYWA ODSKONALDŹCI

Politechnika Śląska
Katedra Inżynierii Budowlanej

ANALIZA WYKORZYSTANIA STALI B500SP W PRODUKCJI KRATOWNIC DO ZBROJENIA PREFABRYKATÓW BUDOWLANYCH

Praca U-760/RB-6/2020

Autorzy:

prof. dr hab. inż. Jan KUBICA

dr hab. inż. Jacek HULIMKA prof. PŚ

RZECZOZNAWCA BUDOWLANY
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej
Centralny Rejestr Rzeczoznawców Budowlanych
Nr 1030177/C

dr hab. inż. Jacek HULIMKA
44-121 Gliwice, ul. Gwardii Ludowej 6/12

Politechnika Śląska
Wydział Budownictwa
Katedra Inżynierii Budowlanej

ul. Akademicka 5, pok. 205, 44-100 Gliwice
+48 32 237 22 88
rb6@polsl.pl



WYDZIAŁ BUDOWNICTWA

NIP 631 020 07 36
ING Bank Śląski S.A. o/Gliwice 60 1050 1230 1000 0002 0211 3056



1. PODSTAWY OPRACOWANIA

Podstawę formalną opracowania stanowi zlecenie z dnia 23 kwietnia 2020 r., skierowane do Katedry Inżynierii Budowlanej Politechniki Śląskiej przez Zakład Elementów Konstrukcyjnych Sp. z o.o., ul Wita Stwosza 59/2, 02-661 Warszawa.

Podstawy merytoryczne stanowią:

- 1.1. PN-EN 1990:2004. Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji. Ponadto Załącznik Krajowy NA oraz zmiany i poprawki.
- 1.2. PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Ponadto Załącznik Krajowy NA oraz zmiany i poprawki.
- 1.3. PN-EN 1992-1-2:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe. Ponadto Załącznik Krajowy NA oraz zmiany i poprawki.
- 1.4. PN-EN 10080:2007. Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne.
- 1.5. Aprobata techniczna ITB AT-15-9480/2015. Stal żebrzana B500A w kręgach i prętach do zbrojenia betonu.
- 1.6. PN-H-93220:2018-02. Stal do zbrojenia betonu. Spajalna stal zbrojeniowa B500SP. Pręty i walcówka żebrzana.
- 1.7. PN-H-93247-1:2008. Spajalna stal B500A do zbrojenia betonu. Cz. 1. Drut żebrzany.
- 1.8. PN-EN 1998-1-1:2005 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym – Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków). *(Nietłumaczona na język polski. Przyjęta w wersji angielskiej. Brak załącznika krajowego).*
- 1.9. PN-EN 1998-3:2005 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym – Część 3: Ocena i rewaloryzacja budynków). *(Nietłumaczona na język polski. Przyjęta w wersji angielskiej. Brak załącznika krajowego).*
- 1.10. PN-B-02170P:2016-12. Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Podstawowym celem opracowania jest ocena zasadności stosowania stali zbrojeniowej B500SP (w miejsce powszechnie stosowanej B500A) do produkcji prefabrykowanych szkieletów zbrojeniowych stosowanych w stropach typu Filigran oraz w stropach gęstożebranych typu Teriva, a także ocena korzyści płynących z zastosowania stali B500SP w takich elementach.

W zakres opracowania wchodzi zagadnienia związane z użyciem stali B500SP w następujących aspektach:

- możliwości projektowania konstrukcji w stanie granicznym nośności,
- zachowanie się konstrukcji po zniszczeniu, rozumianym jako wyczerpanie nośności obliczeniowej,

- zachowanie się konstrukcji w warunkach pożaru,
- zachowanie się konstrukcji pod wpływem obciążeń sejsmicznych i parasejsmicznych (w tym występowania poziomych sił bezwładności),
- zachowanie się konstrukcji pod wpływem obciążeń dynamicznych,
- wyjaśnienie, czy stal B500SP spełnia wszystkie wymagania stali klasy A-IIIIN i czy może zastępować stal B500A – z określeniem dodatkowych korzyści wynikających z jej zastosowania.

3. OGÓLNE DANE W ZAKRESIE ROZPATRYWANYCH STALI

Podstawową obecnie normą regulującą zasady projektowania konstrukcji jest PN-EN 1990:2004 [1.1] wraz z załącznikiem krajowym, poprawkami i zmianami. W aspekcie niniejszego opracowania norma ta precyzuje sytuacje obliczeniowe, pojęcie stanów granicznych oraz właściwości materiałów konstrukcyjnych.

W szczególności istotne jest pojęcie stanu granicznego nośności, sprecyzowanego jako stanu odnoszącego się do bezpieczeństwa ludzi i/lub bezpieczeństwa konstrukcji. W aspekcie niniejszej pracy istotna jest kontrola stanu granicznego nośności, które może wystąpić w wyniku zniszczenia materiałowego.

W aspekcie materiałowym, norma [1.1] wymaga ustalania właściwości materiału zgodnie z normowymi procedurami badań. Wartości charakterystyczne powinny być określone metodami statystycznymi, jako kwantyl 5%. Wartości obliczeniowe właściwości materiału należy wyznaczyć ze wzoru

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

gdzie:

- X_d – wartość obliczeniowa właściwości materiału,
- X_k – wartość charakterystyczna właściwości materiału,
- η – wartość średnia współczynnika konwersji,
- γ_m – współczynnik częściowy dla właściwości materiału lub wyrobu uwzględniający niekorzystne odchyłki od wartości charakterystycznej.

W zakresie projektowania konstrukcji żelbetowych zastosowanie ma norma PN-EN 1992-1-1:2008 [1.2] wraz z załącznikiem krajowym, poprawkami i zmianami. Precyzuje ona powyższy wzór, wprowadzając do niego następujące ustalenia:

- przepisy normy znajdują zastosowanie do stali zbrojeniowych o granicy plastyczności f_{yk} z zakresu od 400 do 600 MPa,
- częściowy współczynnik materiałowy dla stali zbrojeniowej zgodnie z podstawowym tekstem normy przyjmuje wartość $\gamma_s = 1,15$ w sytuacji trwałej i przejściowej oraz $\gamma_s = 1,0$ w sytuacji wyjątkowej; wartości te powtórzone są w załączniku krajowym NA,
- w przypadku odporności ogniowej wartości współczynnika materiałowego zaleca się przyjmować wg EN 1992-1-2 [1.3],

- wartości charakterystyczna właściwości stali zbrojeniowych należy przyjąć zgodnie z p. 3.2.2. normy [1.2], przy zachowaniu zaleceń normy PN-EN 10080:2007 [1.4].

Z formalnego punktu widzenia, jeśli badanie danej właściwości stali zbrojeniowej wykonywane jest zgodnie z obowiązującymi normami, wartość średnią współczynnika konwersji należy przyjąć jako $\eta = 1,0$.

W punkcie 3.2.4 normy [1.2] zdefiniowana została ciągliwość stali zbrojeniowej, jako stosunek wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności $(f_t/f_y)_k$ i wydłużenie przy maksymalnej sile ϵ_{uk} . W tym ujęciu stale zbrojeniove klasyfikowane są jako A, B i C.

Najistotniejsze z punktu widzenia niniejszego opracowania dane wynikają z Załącznika C (normatywnego) do normy [1.2]. Zgodnie z zawartymi tam zapisami dla prętów prostych oraz rozwijanych z kręgów, przy zachowaniu sygnalizowanego już zakresu stosowalności normy, ciągliwość stali zbrojeniowej w poszczególnych klasach musi być zgodna z wartościami podanymi w tablicy poniżej.

Klasa	A	B	C
Skrajne wartości stosunku $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
Charakterystyczne odkształcenie przy maksymalnej sile ϵ_{uk} [%]	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

W powyższej tablicy podano wartości charakterystyczne z kwantylem 10%.

Stal B500A, zgodnie ze swoim oznaczeniem, to stal do zbrojenia betonu, o minimalnej granicy plastyczności wynoszącej 500 MPa, o klasie ciągliwości A. Została ona opisana w Aprobacie [1.5] oraz PN-H-93247-1:2008 [1.7], która określa wymagania dla tego gatunku, jako stali o małej ciągliwości.

Stal B500SP, zgodnie ze swoim oznaczeniem, to stal do zbrojenia betonu, o minimalnej granicy plastyczności wynoszącej 500 MPa, spawalna, o podwyższonej ciągliwości. Została ona szczegółowo ujęta w normie PN-H-93220:2018-02 [1.6]. W tym ujęciu deklarowane w normie wartości charakterystyczne są w pełni zgodne z przedstawionymi wcześniej wymaganiami stawianymi w normie [1.2]. W szczególności wartość współczynnika k mieści się w przedziale od 1,15 do 1,35, wartość wydłużenia procentowego $A_5 \geq 16\%$, a wartość wydłużenia całkowitego przy maksymalnej sile $A_{gt} \geq 8\%$. Tym samym stal ta spełnia wymogi stawiane klasie C. Minimalna wartość granicy plastyczności wynosi 500, a maksymalna 625 MPa.

4. ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ KONSTRUKCJI W STANIE PROJEKTOWANYM

Projektowanie konstrukcji żelbetowych zgodnie z cytowanymi już normami projektowania (Eurokodami) wymaga obliczeniowego wykazania, że spełnione są warunki stanów granicznych nośności i użyteczności. W pierwszym przypadku (ważniejszym, bowiem decydującym o bezpieczeństwie) należy udowodnić, że efekty kombinacji oddziaływań obliczeniowych nie są większe od obliczeniowej nośności. W drugim, w przypadku konstrukcji żelbetowych, należy udowodnić, że ugięcia oraz zarysowania obliczone dla kombinacji oddziaływań charakterystycznych nie przekraczają normowych wartości dopuszczalnych. W opracowaniu skupiono się jedynie na stanach granicznych nośności, bowiem – w przypadku wszystkich praktycznie stali żebrowanych –

zarówno ugięcia, jak i zarysowania są zależne wyłącznie od ilości zbrojenia oraz jego rozkładu i średnicy prętów. Tymczasem, co zostanie opisane niżej, w ujęciu czysto projektowym ilość zbrojenia ze stali B500A i B500SP będzie taka sama przy identyczności pozostałych wielkości ujętych w projektowaniu.

W przypadku projektowania konstrukcji żelbetowej w stanie granicznym nośności, warunkiem granicznym jest osiągnięcie naprężeń równych wytrzymałości obliczeniowej stali zbrojeniowej lub betonu. W tym aspekcie, z czysto projektowego punktu widzenia, konstrukcje zbrojone jakąkolwiek stalą B500 zachowują się identycznie, bowiem z obliczeń uzyskuje się identyczną powierzchnię zbrojenia (oczywiście przy takich samych wartościach wszystkich wielkości wpływających na obliczenia).

Niemniej, w porównaniu z konstrukcją zbrojoną stalą B500A, elementy identycznie zbrojone przy użyciu stali B500SP wykazują wyraźną zaletę – jeśli mamy do czynienia z konstrukcją statycznie niewyznaczalną, np. ciągłą lub uciążloną płytą stropową. W przypadku stropów (bowiem głównie tych elementów konstrukcyjnych dotyczy niniejsze opracowanie) statyczna niewyznaczalność jest charakterystyczna dla konstrukcji wieloprzęsłowych ze zbrojeniem uciążlonym nad podporami. W opisanym typie konstrukcji największe momenty zginające występują nad podporami i najczęściej w tych miejscach dochodzi do wyczerpania nośności. Jeśli warunkiem granicznym jest osiągnięcie obliczeniowej nośności zbrojenia nadpodporowego (w analizie liniowo-sprężystej), zapisy normy [1.2] pozwalają na dalsze zwiększanie obciążenia elementu pod warunkiem zastosowania analizy liniowo-sprężystej z ograniczoną redystrybucją lub analizy plastycznej. U podstaw obydwu tych metod leży założenie, że w przekrojach w których doszło do uplastycznienia zbrojenia na skutek zginania, dochodzi do powstania przegubów plastycznych. Tym samym zmienia się schemat statyczny elementu konstrukcyjnego, a dalsze obciążenia działają w nowoutworzonym schemacie konstrukcyjnym (z przegubami). Analizę tego typu można kontynuować tak długo, dopóki powstanie kolejnego przegubu plastycznego nie zamieni konstrukcji, lub jej części w mechanizm.

W przypadku analizy liniowo-sprężystej z ograniczoną redystrybucją możliwe jest zastosowanie stali dowolnej klasy, jednak przy pewnych ograniczeniach. Mianowicie, w metodzie tej w większości przypadków nie ma potrzeby sprawdzania zdolności do obrotu w przegubach plastycznych, pod warunkiem jednak odpowiedniego stosunku momentu zginającego po redystrybucji do momentu obliczonego przy założeniu sprężystości. W przypadku zastosowania zbrojenia klasy B i C odpowiednie wartości graniczne są w tej sytuacji znacznie korzystniejsze, niż w przypadku zbrojenia klasy A (o niskiej ciągliwości).

W przypadku prowadzenia analizy plastycznej (pozwalającej na ekonomiczniejsze projektowanie) wprost zapisany jest w normie warunek zapewnienia w przekrojach krytycznych ciągliwości wystarczającej do utworzenia przewidywanego mechanizmu utraty nośności. W przypadku kontroli stanu granicznego nośności bez sprawdzania zdolności do obrotu w przegubie plastycznym, jednym z warunków koniecznych jest zastosowanie stali zbrojeniowej klasy B lub C (co eliminuje stal klasy A z zastosowania w tak projektowanych elementach lub konstrukcjach). W przypadku projektowania z kontrolą zdolności do obrotu istnieje identyczny zapis co do klasy stali zbrojeniowej. Dodatkowo, maksymalny dopuszczalny kąt obrotu w przegubie plastycznym w konstrukcji zbrojonej stalą klasy C określony jest jako 32 mrad, podczas gdy przy zbrojeniu stalą klasy B jest to zaledwie 13 mrad.

W podsumowaniu tego punktu należy stwierdzić, że zastosowanie stali klasy C w zbrojeniu elementów statycznie niewyznaczalnych pozwala na wyraźne podniesienie nośności konstrukcji wskutek możliwości wykorzystania zjawiska redystrybucji momentów zginających. W przypadku niewykorzystania takiej możliwości zapas nośności konstrukcji zaprojektowanej na podstawie analizy liniowo-sprężystej jest większy.

5. ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ KONSTRUKCJI W FAZIE PO PRZEKROCZENIU STANU GRANICZNEGO NOŚNOŚCI

W normalnej praktyce projektowej element konstrukcyjny musi być zaprojektowany tak, aby był w stanie bezpiecznie przenieść efekty normowych kombinacji oddziaływań, co oznacza spełnienie warunków stanów granicznych nośności i użyteczności. Niemniej, należy zastanowić się nad sytuacją przekroczenia warunków stanu granicznego nośności – w aspekcie bezpieczeństwa obiektu i przebywających w nim osób. Stan taki wykracza oczywiście poza praktykę projektową, jednak może wystąpić jako skutek oddziaływań niemożliwych do przewidzenia podczas projektowania – przykładowo ponadnormatywnego obciążenia użytkowego stropu. W przypadku typowego stropu, w którym największe znaczenie mają momenty zginające, opisana sytuacja prowadzi do przekroczenia obliczeniowej nośności przekroju na zginanie (moment wyliczony od kombinacji niekorzystnych oddziaływań obliczeniowych jest większy od obliczeniowej nośności na zginanie, wyliczonej dla obliczeniowych parametrów stali i betonu).

W przypadku niewielkich przekroczeń nośności obliczeniowej konstrukcja w praktyce wciąż zachowuje odpowiednią nośność, bowiem istnieją zapasy bezpieczeństwa zarówno po stronie oddziaływań, jak i wytrzymałości materiałów (wynikające z przeliczenia wartości charakterystycznych na obliczeniowe). Ten ukryty w obliczeniach zapas bezpieczeństwa działa jednak tylko do czasu, kiedy naprężenia od rzeczywistej wartości oddziaływań przekroczą rzeczywiste parametry materiałowe – w przypadku stali zbrojeniowej – jej granicę plastyczności. W takim stanie przyrost siły w prętach zbrojeniowych zostaje zatrzymany (pomijając drobne rezerwy wynikające ze wzmocnienia materiału), a uplastyczniająca się stal zaczyna "płynąć", co prowadzi do powstania przegubu plastycznego. W przypadku konstrukcji statycznie wyznaczalnej dochodzi wówczas do rzeczywistego zniszczenia konstrukcji; zachowanie się konstrukcji statycznie niewyznaczalnych opisano w rozdziale 4, jednak i tu kolejny przegub prowadzi do zniszczenia konstrukcji.

W tym miejscu należy zastanowić się nad przebiegiem samego zniszczenia. Jest ono możliwe na dwa sposoby – wskutek zerwania wkładek zbrojeniowych lub zmiążdżenia betonu w strefie ściskanej. Sam schemat zależy głównie od stopnia zbrojenia przekroju zginanego – w przekrojach słabo zbrojonych dochodzi do zerwania wkładek, a w silnie zbrojonych do zmiążdżenia betonu. Wpływ na schemat zniszczenia mają oczywiście i inne czynniki, w tym wytrzymałość betonu.

Poza dość nietypowym przypadkiem bardzo silnie zbrojonego elementu wykonanego ze słabego betonu, ostateczne zniszczenie zginanego elementu żelbetowego poprzedzone jest fazą "płynięcia" uplastycznionego zbrojenia. I właśnie tu pojawia się wyraźna przewaga stali klasy C nad stalą klasy A – znacznie (około trzykrotnie) wyższa odkształcalność tej pierwszej powoduje wyraźne wydłużenie w czasie samego procesu zniszczenia elementu. Zwiększona odkształcalność stali zbrojeniowej skutkuje w fazie zniszczenia większymi ugięciami i zarysowaniami konstrukcji żelbetowej – a to pozwala na wcześniejsze wyłapanie symptomów awarii/katastrofy i jej

powstrzymanie. W skrajnym przypadku braku możliwości zabezpieczenia konstrukcji przed awarią/katastrofą opisane symptomy pozwalają na przeprowadzenie ewakuacji obiektu.

W podsumowaniu tego punktu należy stwierdzić, że zastosowanie stali zbrojeniowej klasy C zmienia (wydłuża) fazę ostatecznego zniszczenia zginanych elementów żelbetowych i powoduje powstanie widocznych symptomów ostrzegających przed awarią/katastrofą, w efekcie pozwalając na podjęcie działań zaradczych lub ewakuację.

6. ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ KONSTRUKCJI W WARUNKACH POŻARU

W przypadku pożaru zachowanie się konstrukcji żelbetowej, znacznie upraszczając zagadnienie, zależy od spadku wytrzymałości zbrojenia rozciąganego na skutek wysokiej temperatury. W przypadku dwóch konstrukcji o identycznych parametrach geometrycznych, wykonanych z takiego samego betonu i zbrojonych w identyczny sposób wkładkami ze stali B500A lub B500SP – w takich samych warunkach pożarowych pręty zbrojeniowe po tym samym czasie trwania pożaru osiągną identyczną temperaturę. W tym aspekcie przewagi elementów zbrojonych stalą B500SP upatrywać należy w dwóch aspektach.

Po pierwsze, przy działaniu pożaru na konstrukcję stropu "od dołu" (a jest to najbardziej typowa sytuacja), w normie PN-EN 1992-1-2:2008 [1.3] dopuszcza się projektowanie elementów ciągłych (statycznie niewyznaczalnych) z redystrybucją momentów – dość specyficzną, bowiem z przęsła na podpory (co wynika z bezpośredniego działania pożaru na dolne, przęsłowe fragmenty stropu, a zatem szybkiego przyrostu temperatury dolnego zbrojenia przęsłowego).

W tym przypadku zbrojenie o wysokiej ciągliwości pozwala na powstanie przegubów plastycznych – co już szerzej opisano w punkcie 4.

Druga przewaga elementu zbrojonego stalą B500SP wynika z samego zachowania się stali w podwyższonej temperaturze. Pręty zbrojeniowe ze stali B500SP produkowane są metodą walcowania na gorąco przy kontrolowanym chłodzeniu (intensywne spryskiwanie pręta wodą pod wysokim ciśnieniem w ostatniej fazie walcowania), co pozwala na uzyskanie wysokiej wytrzymałości bez zwiększania zawartości węgla – a zatem przy zachowaniu wysokiej ciągliwości. W przypadku stali B500A w Aprobacie technicznej [1.5] jest zapis o wykonaniu jej z drutów okrągłych gładkich walcowanych na gorąco, jednak w większości przypadków ostatecznie jest ona obrabiana na zimno – co powoduje obniżenie jej ciągliwości.

Opisane wyżej procesy technologiczne mają bezpośrednie odniesienie do zachowania się prętów zbrojeniowych w warunkach pożaru. Zgodnie z danymi zawartymi w normie PN-EN 1992-1-2:2008 [1.3] spadek wytrzymałości charakterystycznej stali w warunkach podwyższonej temperatury jest inny w przypadku prętów walcowanych na gorąco i obrabianych na zimno. W zakresie temperatur od 400°C do 700°C jest wyraźnie widoczna przewaga stali walcowanej na gorąco – w temperaturach 400°C, 500°C, 600°C i 700°C zachowuje ona, odpowiednio, 100%, 78%, 47% i 23% pierwotnej wartości, podczas gdy dla stali obrabianej na zimno jest to, odpowiednio, 94%, 67%, 40% i 12%. W temperaturze 800°C parametr ten ulega wyrównaniu (11%), a w wyższych temperaturach nieco lepsze parametry wykazuje stal obrabiana na zimno – lecz mowa jest tu o wielkościach poniżej 10%, a zatem o znikomej już nośności konstrukcji. Jeszcze wyraźniejsza jest przewaga stali walcowanej na gorąco w zakresie wartości modułu sprężystości (mającego wpływ na ugięcie

elementu w warunkach pożaru) – tu ma ona lepsze lub równe parametry w całym zakresie rozpatrywanych temperatur pożarowych.

Efektom cytowanych wyżej wielkości jest wolniejsza degradacja nośności i sztywności elementów zbrojonych stalą B500SP (w porównaniu do B500A) w warunkach pożarowych. Ma to bezpośredni wpływ na rzeczywistą odporność pożarową – w aspekcie ograniczenia uszkodzeń oraz wydłużenia czasu na ewakuację obiektu.

7. ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ KONSTRUKCJI W WARUNKACH OBCIĄŻEŃ SEJSMICZNYCH LUB PARASEJSMICZNYCH

Problem zachowania się konstrukcji żelbetowych w warunkach wystąpienia obciążeń sejsmicznych i/lub parasejsmicznych, np. będących skutkiem eksploatacji górniczej zarówno węglowej, jak i miedziowej, ściśle wiąże się z ciągłością konstrukcji, która warunkuje właściwą dyssypację energii, co w efekcie przekłada się na odpowiedni poziom bezpieczeństwa danej konstrukcji, a także obiektu jako całości. Wstrząsy parasejsmiczne, o magnitudach nawet dochodzących do M5,3 występują w Polsce głównie w rejonach górniczych: Górnośląskiego Zagłębia Węglowego, Legnicko-Głogowskiego Zagłębia Miedziowego oraz Lubelskiego Zagłębia Węglowego (rejon eksploatacji KWK Bogdanka). Trzeba także pamiętać, że poza wpływami parasejsmicznymi, w kraju występują także wstrząsy związane z naturalną sejsmiką, mimo iż oficjalnie Polska nie jest krajem sejsmicznym. Dotyczy to głównie pogórza karpackiego (np. wstrząs tektoniczny o epicentrum w rejonie Czarnego Dunajca z 2004 roku) oraz rejonów północno-wschodniej Polski (dość silny wstrząs z epicentrum w okolicach Kaliningradu z 2004 roku). Oba powyższe wstrząsy miały magnitudę powyżej M4,7. Oznacza to, że także w kraju należy przy projektowaniu obiektów stosować zasady, materiały i rozwiązania konstrukcyjne odpowiednie dla terenów sejsmicznych.

Projektowanie obiektów i konstrukcji na tego typu wpływy opiera się na zapisach Eurokodu 8, a w szczególności dwóch jego części, mianowicie PN-EN 1998-1-1:2008 [1.8], która obejmuje podstawowe zasady obliczania i projektowania konstrukcji na terenach sejsmicznych (rozdziały 2-4), w tym reguły i zasady ogólne dla konstrukcji żelbetowych (rozdział 5) oraz PN-EN 1998-1-3:2005 [1.9], zawierającej szczegółowe prowadzenia obliczeń w oparciu o różne kryteria związane z odpowiednią dokładnością analiz obliczeniowych oraz zasady oceny odporności sejsmicznej, napraw i wzmocnienia konstrukcji, gdzie konstrukcji żelbetowych dotyczy Załącznik A. Mimo, że Eurokod 8 (wszystkie części) jest przyjęty do stosowania w kraju, nie został przetłumaczony na język polski, tylko przyjęty w oryginalnej wersji angielskiej. Dodatkowo należy mieć na uwadze to, że brak krajowej, narodowej wersji tej normy pociąga za sobą brak Załączników Krajowych ze szczegółowymi danymi i wartościami zalecanymi w projektowaniu, obowiązującymi dla Polski. Głównie pozostaje zatem stosowanie zaleceń ogólnych, a w szczególności wymagań materiałowo-konstrukcyjnych.

Podstawową zasadą poprawnego projektowania budynków oraz konstrukcji na wpływy sejsmiczne, zgodnie z zaleceniami normy [1.8], podobnie jak i pozostałych norm z grupy Eurokodów, jest zapewnienie odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa, tzn. zabezpieczenie budynku/konstrukcji przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej lub wystąpienia stanu zniszczenia podstawowych elementów konstrukcji nośnej. Wpływy dynamiczne o charakterze sejsmicznym oraz parasejsmicznym powodują generowanie w konstrukcji budynków i obiektów dodatkowych, wzbudzonych dynamicznie, masowych sił bezwładności. Siły te spowodowane są głównie poziomymi

i pionowymi składowymi drgań podłoża. W efekcie powstają w obiektach poziome siły ścinające (dla obydwu kierunków ortogonalnych), działające głównie na ściany, słupy, rygle itp. oraz pionowe siły masowe oddziałujące głównie na elementy poziome, jak stropy, szczególnie o znacznych rozpiętościach, balkony, nadwieszane części budynków itp. Siły poziome bardzo silnie oddziałują, między innymi na połączenia stropów z pozostałymi elementami konstrukcji nośnej (wieńce, poziome rygle, ściany żelbetowe, itp.). Natomiast wzbudzone pionowe siły masowe oprócz wpływu na strefy oparcia stropów, jak powyżej, także znacznie wpływają na wartości przęsłowych momentów zginających – w tym także możliwe są sytuacje zmiany znaku momentu w środku przęsla stropu. W efekcie prowadzi to zazwyczaj do lokalnego spiętrzenia naprężeń rozciągających w przekrojach poprzecznych stropu, a tym samym, częściowego uplastycznienia się stali prętów zbrojeniowych.

Dlatego odpowiednie, bezpieczne zachowanie się konstrukcji polega na jej zdolności do dyssypacji energii poprzez zapewnienie jej elementom odpowiedniej ciągliwości, czyli przenoszenia sił i naprężeń wewnętrznych dla stanów pozasprężystych oraz pozwolenie na odkształcanie się konstrukcji przy jednoczesnym ograniczeniu zakresu tych odkształceń. Warunkiem bezpiecznej pracy konstrukcji musi być jej zdolność do wykształcenia lokalnie przegubów plastycznych lub quasiplastycznych przy jednoczesnym braku utraty ciągliwości. Należy zatem w takich sytuacjach stosować stal o wysokiej wytrzymałości na rozciągania przy jednocześnie jak największej ciągliwości.

Norma [1.8] w p.5.2.1 wyróżnia dwie klasy zdolności rozpraszania i ciągliwości konstrukcji: średnia klasa ciągliwości DCM (Ductility Class Medium) oraz wysoka klasa ciągliwości DCH (Ductility Class High) i dla każdej z nich określa zarówno odpowiednie minimalne parametry materiałowe. W przypadku konstrukcji żelbetowych, do wykonywania elementów konstrukcyjnych nośnych, określa się następujące wymagania (p.4.1.1 oraz p.5.5.1.1 normy [1.8]):

Klasa ciągliwości konstrukcji	Minimalna klasa betonu	Klasa ciągliwości stali
DCM (średnia ciągliwość)	C16/20	B oraz C
DCH (wysoka ciągliwość)	C20/25	C

Z powyższego zestawienia wynika, że warunki dla zapewnienia konstrukcji żelbetowej zarówno średnie, jak i wysokiej ciągliwości, spełnia jedynie stal B500SP. Dostępna stal B500A jako stal o niskiej ciągliwości (por. norma [1.7]) nie powinna być zatem stosowana w konstrukcjach żelbetowych na terenach sejsmicznych, a także nie powinno się zalecać jej stosowania na terenach parasejsmicznych, w tym oczywiście górniczych.

W przypadku żelbetowych stropów monolitycznych lub częściowo-prefabrykowanych, jak Teriva, czy też Filigran, właściwe zachowanie się tego typu konstrukcji polega także na tym, aby stropy po zadziałaniu obciążenia sejsmicznego/parasejsmicznego nadal tworzyły sztywną poziomą przeponę, która gwarantuje odpowiednie przekazywanie się ścinających masowych sił bezwładności (poziomych) na układy usztywniające budynku/obiektu pozwalając zachować mu odpowiednią sztywność przestrzenną. Masowe siły wzbudzone należy traktować w obliczeniach w kombinacji oddziaływań wyjątkowych, zatem w wyniku ich zadziałania konstrukcja może doznać lokalnie uszkodzeń i nadmiernych odkształceń, ale nie powinna ulec zawaleniu, nawet częściowemu. W odniesieniu do takich stropów norma [1.8] w p.5.11.3.5 dodatkowo zaleca aby minimalna grubość

warstwy nadbetonu nie była mniejsza niż 40 mm przy rozpiętości stropów do 8,0 m oraz 50 mm dla większych rozpiętości. Dodatkowo, stropy muszą być zazbrojone w obydwu kierunkach ortogonalnych oraz odpowiednio zakotwione na podporach. Zbrojenie musi oczywiście spełniać warunki ciągliwości, jak w tablicy powyżej.

Aby konstrukcja żelbetowa wykazała odpowiednie, opisane powyżej, zachowanie w przypadku obciążeń sejsmicznych, czy też parasejsmicznych, stal zbrojeniowa powinna być badana pod kątem odporności na obciążenia dynamiczne. Stal B500SP jest badana w tym aspekcie, w dwóch rodzajach testów, zgodnie z wymaganiami normy [1.6]: badanie cykliczne oraz badanie zmęczeniowe. Badanie cykliczne polega na obciążaniu próbki (cykliczne ściskanie-rozciąganie) siłą osiową w ustalonym przedziale zarówno naprężeń, jak i odkształceń. Wynik badania jest uznany za pozytywny, gdy po ustalonej liczbie cykli obciążenia próbka nie wykazuje żadnych widocznych okiem nieuzbrojonym zarysowań czy pęknięć. Podczas badania cyklicznego dla stali gatunku B500SP (zgodnie z normą [1.6]) częstotliwość cykli obciążeniowych powinna zawierać się pomiędzy 0,5 a 3 Hz, odkształcenie ϵ od 1,5% do 4% (w zależności od średnicy nominalnej próbki oraz długości pomiarowej rozumianej jako długość między uchwytami maszyny). Określona w [1.6] minimalna liczba cykli obciążeniowych wynosi trzy, co jednak wydaje się nieco zbyt niską wartością w sytuacji zadziałania obciążeń typu sejsmicznego/parasejsmicznego, gdzie liczba cykli działania wzbudzonej, masowej siły bezwładności jest, nawet w przypadku pojedynczego wstrząsu, znacznie większa. Niemniej, trzeba mieć na uwadze fakt, że jedynie stal B500SP jest badana pod kątem odporności na obciążenia cykliczne.

Oprócz odporności stali na obciążenia dynamiczne, w przypadku konieczności zapewnienia konstrukcji odpowiedniej ciągliwości bardzo ważne jest zagwarantowanie, że stal użyta jako zbrojenie głównie wykazuje odpowiednią podatność na zginanie z odginaniem. Wymaganą przez normę [1.2] podatność stali zbrojeniowej na zginanie z odginaniem w przypadku stali zbrojeniowej gatunku B500SP należy sprawdzać zgodnie z normą [1.6]. Badanie polega na zagięciu pręta o kąt 90° , a następnie odgięciu go o min. 20° , przy zachowaniu odpowiedniej, określonej normowo średnicy trzpienia. Badanie daje pozytywny wynik, gdy na powierzchni pręta nie pojawią się widoczne gołym okiem uszkodzenia czy pęknięcia.

8. ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ KONSTRUKCJI W WARUNKACH OBCIĄŻEŃ DYNAMICZNYCH

Problem zachowania się konstrukcji w sytuacji wystąpienia obciążeń dynamicznych tylko po części jest podobny do zachowania się pod wpływem obciążeń sejsmicznych/parasejsmicznych. Różnica przede wszystkim polega na typie wymuszenia, które wywołuje w budynku/budowli powstanie wzbudzonych sił bezwładności. Obciążenia dynamiczne powstają głównie na skutek przekazywania się na budynki i konstrukcje drgań podłoża wywołanych czynnikami innymi, niż związane z naturalną sejsmiką lub parasejsmiką. Drgania te pochodzą z eksploatowanych (pomierzonych) lub projektowanych (prognozowanych) źródeł wymuszeń. Można wyróżnić drgania powstałe na skutek ruchu taboru kołowego (głównie ciężkiego), szynowego (tramwaje, pociągi – w tym dużych prędkości) lub pracy urządzeń technicznych, np. młoty w kuźni, prasy, urządzenia produkcyjne z wirującymi elementami, zamontowane na stropach lub posadzkach w zakładach produkcyjnych, itp. W odróżnieniu do wstrząsów tektonicznych, wymuszenia te mają głównie charakter drgań harmonicznym regularnym lub nieregularnym (złożonym). Zwykle, nie tyle wartości szczytowe generowanych przyspieszeń podłoża są tu najistotniejsze (jak w przypadku wstrząsów typu sejsmicznego), co długotrwały charakter działania takich drgań.

Zachowanie się budynków i konstrukcji, szczególnie z materiałów krucho-pękających, jak beton czy mur, związane jest ze zmęczeniowymi charakterystykami tych materiałów. Wielocykliczne działanie wpływów drgań powoduje za każdym razem generowanie w elementach konstrukcji i połączeń, czasem niezbyt dużych, bezwładnościowych sił masowych. Statyczne lub quasi-statyczne działanie takich obciążeń nie stanowi zwykle zagrożenia dla nośności i stateczności konstrukcji, czy też obiektu jako całości. Natomiast duża liczba powtarzanych cykli obciążenie-odciążenie, nawet przy generowaniu w materiale elementów konstrukcji naprężeń wewnętrznych mniejszych od granicznych parametrów mechanicznych, z czasem powoduje powstawanie w materiale efektu zmęczenia. Takie zjawisko może już być groźne zarówno dla danego elementu konstrukcyjnego, jak i dla stateczności ogólnej lub częściowej całego obiektu, co wiąże się bezpośrednio z powstaniem stanu zagrożenia bezpieczeństwa.

Wymuszenie kinematyczne budynku wywołuje, podobnie jak w przypadku wpływów sejsmicznych/parasejsmicznych, powstanie masowych siły bezwładności działających na budynek, które należy uwzględnić w kombinacji oddziaływań przy sprawdzaniu elementów budynku w stanach granicznych użyteczności i nośności. Siły bezwładności wyznacza się przy założeniu sprężystego stanu konstrukcji. Przy analizie konstrukcji i budynków na wpływy dynamiczne można się posłkować zaleceniami podanymi w omawianej w p.7 niniejszego opracowania, normie sejsmicznej [1.8], niemniej w kraju jest ustanowiona, kolejna już edycja polskiej normy projektowania budynków w zakresie oceny szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki PN-B-02170P:2016-12 [1.10]. We wprowadzeniu do tej normy znajduje się zapis: „Przedmiotem normy jest ocena szkodliwości wpływu drgań przekazywanych z podłoża na budynki oraz na urządzenia umieszczone w budynkach. Źródłami drgań są działania zależne bezpośrednio lub pośrednio od człowieka. Źródła drgań mogą znajdować się w obrębie budynków (na oddzielnych fundamentach) lub poza nimi, w odległości stałej lub zmiennej w czasie.” Zatem zakres jest jednak nieco inny niż Eurokodu 8.

Podstawą oceny są wartości parametrów opisujących drgania przekazywane na budynki, niezależnie od sposobu ich propagacji w podłożu od źródła drgań do budynku. Zgodnie z p.4.2 normy [1.10] zarówno składowe siły bezwładności, jak i siły bezwładności stanowią dla konstrukcji budynku obciążenie charakterystyczne zmienne. Obciążenie obliczeniowe należy określać przez pomnożenie obciążeń charakterystycznych przez współczynnik obciążenia $\gamma_f = 1,5$. W obliczeniach budynku należy stosować wymagania podane w odpowiednich normach, z uwzględnieniem sił bezwładności w kombinacjach obciążeń. Dodatkowo, gdy jest to konieczne, należy uwzględnić dodatkowo wymagania ograniczenia uszkodzeń elementów niekonstrukcyjnych, wymagania technologiczne i warunki komfortu przebywania ludzi.

Zjawisko powstania uszkodzeń o charakterze zmęczeniowym jest bardzo ważne w przypadku stropów w budynkach, szczególnie stropów żelbetowych, gdzie zmianom ulegają za czasem parametry betonu oraz stali. Beton stosunkowo szybko ulega zarysowaniu i przenoszenie sił rozciągających, a także i części sił ściskających, odbywa się poprzez zbrojenie. Aby zachowanie się konstrukcji było prawidłowe, tzn. by jak najdłużej nie doszło do wystąpienia stanu zagrożenia na skutek utraty ciągłości konstrukcji lub powstania lokalnych uszkodzeń w wyniku uplastycznienia się zbrojenia, stal z której wykonane jest zbrojenie powinna się charakteryzować odpowiednią odpornością zmęczeniową. Stal B500SP jest badana w tym aspekcie, zgodnie z wymaganiami normy [1.6]. Badanie odporności tej stali na obciążenia zmęczeniowe polega na poddawaniu próbki osiowemu rozciąganiu w zakresie naprężeń od 150 do 300 MPa, zmieniających się sinusoidalnie ze

stałą częstotliwością. Częstotliwość ta nie powinna przekraczać 200 Hz. Uzyskanie pozytywnego wyniku badania oznacza brak widocznych gołym okiem uszkodzeń na powierzchni badanej próbki dla ustalonej liczby cykli. Minimalna liczba cykli wynosi 2 miliony, jest to zatem nieco inne badanie, niż opisywane wcześniej badanie na obciążenia cykliczne. Mimo, że norma [1.10] nie precyzuje ścisłych wymagań dotyczących cech i parametrów mechanicznych materiałów do wznoszenia budynków i obiektów podlegających wpływom drgań dynamicznych, wydaje się być zasadnym zalecanie stosowania w przypadku budynków i konstrukcji narażonych na obciążenia dynamiczne (szczególnie wymuszenia kinematyczne o charakterze harmonicznym) stali o wysokiej ciągliwości, odpornych na obciążenia zmęczeniowe.

9. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Podsumowując rozważania przedstawione w powyższych punktach niniejszego opracowania można stwierdzić, że stal B500SP wykazuje znacznie lepsze parametry mechaniczne, a w szczególności większą ciągliwość oraz odporność na obciążenia cykliczne i zmęczeniowe, niż dotychczas szeroko dostępna na rynku stal B500A o takiej samej wytrzymałości na rozciąganie, ale znacznie gorszych parametrach odkształceniowych. Dotyczy to praktycznie wszystkich omawianych przypadków zachowania się konstrukcji pod różnymi wpływami i obciążeniami.

Biorąc pod uwagę powyższe rozważania można sformułować następujące wnioski określające przewagę stosowania stali B500SP w porównaniu ze stalą B500A:

1. Stal B500SP w porównaniu ze stalą B500A charakteryzują się znacznie większą ciągliwością, przy takiej samej wytrzymałości na rozciąganie. Dodatkowo, jest stalą spajalną oraz badaną na obciążenia cykliczne oraz zmęczeniowe.
2. W odniesieniu do stanów projektowanych, zastosowanie stali klasy C (B500SP) zamiast klasy A (B500A) w zbrojeniu elementów statycznie niewyznaczalnych pozwala na wyraźne podniesienie nośności konstrukcji wskutek możliwości wykorzystania zjawiska redystrybucji momentów zginających. W przypadku niewykorzystania takiej możliwości zapas nośności konstrukcji zaprojektowanej na podstawie analizy liniowo-sprężystej jest większy.
3. Zwiększona odkształcalność stali zbrojeniowej B500SP skutkuje w fazie zniszczenia większymi ugięciami i zarysowaniami konstrukcji żelbetowej, co pozwala na wcześniejsze wyłapanie symptomów awarii/katastrofy i jej powstrzymanie. W skrajnym przypadku braku możliwości zabezpieczenia konstrukcji przed awarią/katastrofą opisane symptomy pozwalają na przeprowadzenie ewakuacji obiektu.
4. W warunkach pożarowych, efektem większej ciągliwości (odkształcalności) stali B500SP jest wolniejsza (w porównaniu do B500A) degradacja nośności i sztywności elementów zbrojonych tą stalą, co ma bezpośredni wpływ na rzeczywistą odporność pożarową – w aspekcie ograniczenia uszkodzeń oraz wydłużenia czasu na ewakuację obiektu.
5. Stosowanie w budynkach i konstrukcjach poddanych wpływom sejsmicznym lub parasejsmicznym stali B500SP pozwala na zapewnienie większej ciągliwości konstrukcji, a tym samym na odpowiednią dyssypację energii. W efekcie pozwala to na powstawanie rejonów uplastycznionych przy zachowaniu ciągłości konstrukcyjnej, co podnosi poziom

bezpieczeństwa, a w skrajnych przypadkach – daje wymagany czas na podjęcie działań zabezpieczających bądź ewakuację obiektu. Dodatkowo, trzeba mieć na uwadze fakt, że jedynie stal B500SP jest badana pod kątem odporności na obciążenia cykliczne.

6. W przypadku budynków i budowli poddanych wpływom dynamicznym drgań podłoża (w tym wymuszeniom kinematycznym o charakterze harmonicznym) pomimo tego, że norma [1.10] nie precyzuje ścisłych wymagań dotyczących cech i parametrów mechanicznych materiałów do wznoszenia budynków i obiektów podlegających takim wpływom, wydaje się być zasadnym zalecanie stosowania stali o wysokiej ciągliwości, odpornych na obciążenia zmęczeniowe. Istotnym jest tu fakt badania stali B500SP pod kątem odporności na obciążenia cykliczne.