

Spełnienie warunków zarysowania dotyczących zbrojenia zapewniają zazwyczaj przedstawione w normach i literaturze technicznej wymagania konstrukcyjne i zasady rozmieszczania prętów zbrojeniowych (minimalne i maksymalne rozstawy, średnice prętów, zasady kotwienia i połączeń prętów).

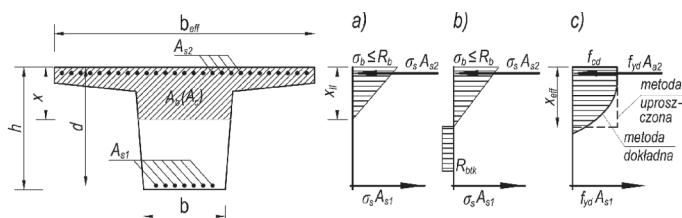
Zarysowanie wywołane twarzeniem betonu i skurczem ograniczyć można poprzez prawidłowo zaprojektowany skład mieszanki betonowej i pielęgnację betonu. Wzrost skurczu ponad zakładane wartości „projektowe” może być wywołany domieszkami chemicznymi do betonu (uplastyczniającymi, upłynniającymi, opóźniającymi lub przyspieszającymi wiązanie, napowietrzającymi, przeciwmrozowymi, uszczelniającymi itp.). W celu ograniczenia tych efektów skurczu stosuje się obniżenie wskaźnika w/c lub ograniczenie wymiany wilgoci z otoczeniem [1, 4]. Tego typu zabiegi technologiczne leżą jednak po stronie wykonawców a nie projektantów konstrukcji. Efekty skurczu w schematach statycznie niewyznaczalnych powodują powstawanie dodatkowych (wzbudzonych) sił wewnętrznych. Może to prowadzić do niekontrolowanego zarysowania i zmiany fazy pracy przekroju żelbetowego, która nie była uwzględniona na etapie projektu.

Zarysowanie wywołane oddziaływaniami statycznym można ograniczyć w procesie projektowania i wymiarowania przekrojów poprzez dobór odpowiedniej średnicy i rozstawu prętów zbrojeniowych oraz przyjęciu minimalnych ilości zbrojenia w strefach rozciąganych. Zmniejszenie szerokości rys od efektów skurczowych osiąga się poprzez zastosowanie dodatkowego zbrojenia przypowierzchniowego [1, 2, 6, 9].

Z zarysowaniem konstrukcji mostowych wiąże się aspekt ich trwałości (szerokość rysy), jak również degradacji sztywności przekrojów. Ugięcia rzeczywistych obiektów przyjmują wartości pośrednie pomiędzy tymi, które uzyskuje się w przypadku przekrojów niezarysowanych (faza I) i w pełni zarysowanych (faza II). Wynika stąd, że bez dokładnej analizy stanu zarysowania utrudnione jest prognozowanie przemieszczeń mostów żelbetowych. W niektórych przypadkach (np. ustroje mieszane zbudowane z belek prefabrykowanych i betonu monolitycznego, układy ramowe) różnice (spadki) sztywności przekrojów warto uwzględnić w modelach obliczeniowych w analizie statycznej. Umożliwia to ilościową i jakościową ocenę redystrybucji sił wewnętrznych.

Uwagi dotyczące procedur wymiarowania

Aktualnie, w okresie wdrażania systemu norm europejskich do projektowania obiektów mostowych, widoczne jest marginalne traktowanie przez normy PN-EN zagadnień dotyczących podstaw projektowania przekrojów żelbetowych. Oparte są one na teorii nośności granicznej, która zastąpić ma powszechnie stosowaną do niedawna metodę naprężeń liniowych (rys. 1a, b). Większość reguł dotyczących wymiarowania przekrojów żelbetowych zawarta jest w różnego rodzaju publikacjach i opracowaniach stanowiących komentarze zaleceń europejskich [3, 6, 7, 13]. Wynika to z pominięcia w tekście norm PN-EN istotnych wzorów umożliwiających wykorzystanie przedstawionych w PN-EN reguł i zaleceń w praktyce inżynierskiej. Projektanci zmuszeni są do wspo-



Rys. 1. Schematy rozkładów naprężeń w przekrojach żelbetowych: a) rozkład naprężeń w fazie II, b) rozkład naprężeń w fazie II z uwzględnieniem strefy rozciąganej betonu, c) rozkład naprężeń w fazie III wg metody dokładnej i uproszczonej

magania się literaturą techniczną w większym zakresie, niż miało to miejsce dotychczas.

Ogólnie rzecz ujmując, wymiarowanie przekrojów żelbetowych konstrukcji mostowych polega na sprawdzeniu stanów granicznych nośności (dawniej SGN, obecnie ULS) oraz stanów granicznych użyteczności (dawniej SGU, obecnie SLS), które obejmują istotne w konstrukcjach żelbetowych zagadnienia zarysowania i ugięcia. Według PN-EN wymiarowanie belek mostowych ze względu na nośność dotyczy teorii III fazy pracy przekrojów żelbetowych, w których analizuje się rozkład sił wewnętrznych belki w stanie uplastycznienia (rys. 1c). Jest to założenie metody stanów granicznych, w myśl której, w najbardziej wyężonym przekroju „obliczeniowo” powstaje przegub plastyczny (w rzeczywistych konstrukcjach stan ten jest oczywiście niedopuszczalny).

Uwarunkowania środowiskowe eksploatacji obiektów mostowych (wpływ chlorków, cykle zamrażania-rozmrażania) powodują, że w tych ustrojach szczególnie ważne jest spełnienie warunków dopuszczalnego zarysowania. Analiza tego zagadnienia wymaga dobrej znajomości reguł wymiarowania przekrojów żelbetowych pracujących w fazie I i fazie II. Odnosi się więc do metody naprężeń liniowych w betonie (NL). Metoda naprężeń liniowych opiera się na założeniach, które w świetle współczesnych badań betonu są ściśle tylko w przypadku naprężeń w betonie nieprzekraczających 60% jego wytrzymałości charakterystycznej [6, 7, 9]. Fakt ten uwzględniono m.in. w Eurokodach ograniczając zakres naprężeń w betonie do $0.6 \cdot f_{ck}$. Powyżej tej wartości należałoby analizować konstrukcje wyłącznie w zakresie nieliniowym.

Istotne jest to, że w projektowaniu obiektów mostowych, ze względu na nośność metody naprężeń liniowych, NL i metody stanów granicznych nie można używać zamiennie nawet przy założeniu tych samych współczynników bezpieczeństwa. W obu metodach otrzymuje się inne wartości globalnej rezerwy bezpieczeństwa konstrukcji. Z tego względu, w różnego rodzaju publikacjach, silnie akcentowany jest postulat projektowania opierając się o jeden kompletny zestaw norm i „nie mieszanie” różnych zaleceń. Wynika on w głównej mierze z różnic współczynników obciążeniowych i materiałowych, które są skalibrowane z normowymi metodami wymiarowania przekrojów. W obowiązującej do niedawna normie PN-S-10042:1991 (PN-91) [12] zawarto reguły projektowania mostów według metody stanów granicznych, ale w nieściśłym jej znaczeniu. Wprowadzono zasadę rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa, ale przy

projektowaniu przekrojów ze względu na nośność pozostawiono zasadę naprężeń liniowych (wymiarowanie przekrojów wg teorii fazy II).

W konstrukcjach mostowych z betonu zbrojonego niejednokrotnie decydujący jest stan zarysowania przekrojów. Ten stan pracy zarówno w normach PN-91, jak i PN-EN analizuje się na podstawie teorii II fazy pracy przekrojów żelbetowych, co zdaniem autora w Normach Europejskich nie zostało wyraźnie zaakcentowane. Szeregu wzorów i zasad ich konstruowania nie przedstawiono w tekście normy. Podobnie, większość współczesnych opracowań dotyczących konstrukcji żelbetowych nie zawiera reguł obliczania zarysowania szerszej klasy przekrojów (np. kołowych, trapezowych, owalnych) pracujących w fazie II, skupiając się na metodach wymiarowania ze względu na nośność dla fazy III.

W referacie przedstawiono tok postępowania i podstawowe zależności, jakie można stosować w sprawdzeniu zarysowania najbardziej popularnych przekrojów „obliczeniowych” konstrukcji mostowych (teowy i prostokątny) pracujących w stanie „czystego zginania”. Porównano i skomentowano algorytm obliczeń z nieaktualnej już normy mostowej PN-91 oraz metodykę prezentowaną przez PN-EN. Przedstawiono porównawcze obliczenia zarysowania dla kilku przekrojów o zróżnicowanych gabarytach i różnych wartościach granicznej szerokości rysy (0,2 i 0,3 mm).

Dopuszczalna szerokość rysy

Etap analizy zarysowania konstrukcji dotyczy określenia maksymalnej granicznej szerokości rysy $w_k \leq w_{k,lim}$ oraz rozstawu rys s_{rm} . W obowiązującej do niedawna normie PN-91 jako graniczną szerokość rysy przyjmowano wartość $w_{k,lim} = 0,2$ mm przy tzw. „wymaganiach normalnych” oraz $w_{k,lim} = 0,1$ mm przy „wymaganiach wysokich”. Z tego względu w belkach mostowych o ilości zastosowanego zbrojenia najczęściej decydował stan zarysowania. W normie PN-EN nie nałożono na typowe mostowe konstrukcje żelbetowe tak wysokich wymagań. W przypadku klasy ekspozycji XD3, która odpowiada środowisku eksploatacji mostów, zalecaną wartością granicznej szerokości rysy jest $w_{k,lim} = 0,3$ mm w prawie stałej kombinacji obciążeń (występują wszystkie obciążenia stałe i użytkowe) [11]. Warto wspomnieć, że dla tej klasy ekspozycji do niedawna obowiązująca norma ogólnobudowlana PN-B-03264:2002 (PN-2002) [8] zalecała przyjmowanie granicznej szerokości rysy $w_{k,lim} = 0,2$ mm lub stosownie do wymagań inwestora. W poz. 7.3.1. PN-EN 1992-1-1 podano ogólną wskazówkę, iż w przypadku elementów narażonych na działanie środowiska klasy XD3 może być konieczne podjęcie „specjalnych kroków”, w domyśle zapewniających akceptowalną trwałość, wygląd i funkcjonalność konstrukcji. Zwrócono uwagę na koszty ograniczenia zarysowania (przezbieranie przekrojów ze względu na rysy). W mostownictwie do „specjalnych kroków” zaliczyć można powszechnie stosowane zabezpieczanie elementów betonowych za pomocą hydrofobizacji powierzchniowej, impregnacji konstrukcji betonowych, powłok malarskich przenoszących zarysowanie (szczelność) i izolacji płyt pomostowych. W tym celu stosuje się powłoki gruntujące na bazie epoksydów, żele do hydrofobizacji, emulsje wodne polimerów, sztywne powło-

ki antykorozyjne na bazie żywicy akrylowej. Materiały te stanowią ochronę betonu przed szkodliwym działaniem jonów chlorkowych, alkaliów i wody.

W zaleceniach dotyczących konstrukcji żelbetowych podejście do wartości granicznych szerokości rys, odnoszących się do środowiska eksploatacji obiektów mostowych, nie jest jednolite. Problem rozsądnego określenia dopuszczalnej szerokości rys w tych konstrukcjach jest szczególnie istotny, gdyż o ilości zbrojenia decyduje głównie stan zarysowania.

Sztywność przekrojów zarysowanych – faza I i II

Ocena zarysowania konstrukcji żelbetowych poprzedzona jest obliczeniami ich sztywności i wyężenia, których celem jest identyfikacja stanu naprężeń normalnych w przekrojach. Rzeczywiste ustroje pracują w stanie pośrednim pomiędzy fazą I i fazą II. Uznaje się, że przekrój znajduje się w fazie I, jeżeli charakterystyczne naprężenia w betonie rozciągającym nie przekraczają jego średniej wytrzymałości na rozciąganie $f_{ctm} (R_{btk0,50})$ [14]. W zaleceniach opartych na Eurokodach zakłada się, że przy większych obciążeniach następuje zarysowanie i przekrój pracuje w „czystej” fazie II, tj. w wymiarowaniu nie uwzględnia się naprężeń rozciągających w betonie. W praktyce takie założenie przyjmowano dotychczas w projektowaniu przekrojów mostowych, mimo iż pewne nieprecyzyjne zapisy zawarte w PN-91 [13] sugerują konieczność uwzględniania strefy rozciąganej betonu (model przekroju częściowo zarysowanego). Generalnie „pełne” zarysowanie (faza II) dotyczy przekrojów najbardziej wyężonych, w których wartość charakterystycznego momentu zginającego przekracza moment rysujący i nie występuje na całej długości konstrukcji [6, 7, 14]. Przy obliczaniu naprężeń w betonie należy uwzględnić naddatek wynikający z efektów skurczu betonu i oddziaływań termicznych w schematach przeszywnionych (hiperstatycznych), co jest czasami pomijane w „rutynowych” obliczeniach.

Identyfikacji fazy pracy przekroju żelbetowego dokonuje się na podstawie oceny wartości charakterystycznych momentów zginających, uzyskanych z kombinacji obciążeń w stosunku do momentów rysujących M_{cr} . Ich wartości według nieaktualnej normy PN-91 określa się wykorzystując wytrzymałość charakterystyczną betonu na rozciąganie z 5% prawdopodobieństwem przekroczenia ($R_{btk0,05}$). Z kolei według norm PN-EN, jako podstawę oceny możliwości powstania rys, przyjmuje się średnią charakterystyczną wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ctm} (50% prawdopodobieństwo przekroczenia). Z tego powodu wartości momentów rysujących obliczone według PN-EN będą o około 29÷44% większe niż określone zgodnie z PN-91. Warto wspomnieć, że w konstrukcjach żelbetowych moment rysujący M_{cr} powinno się obliczać z uwzględnieniem dolnej (A_{s1}) i górnej (A_{s2}) warstwy zbrojenia (przekrój sprowadzony).

Moment rysujący należy określić uwzględniając przyjęte wstępnie zbrojenie ze względu na SGN na podstawie wzoru:

$$M_{cr} = f_{ct} \cdot \frac{J_{cs1}}{h - x_1} \quad (1)$$

w którym: f_{ct} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie przyjmowana zgodnie z PN-EN jako wartość średnia (f_{ctm}), natomiast według PN-91 z 5% prawdopodobieństwem przekroczenia ($R_{dtk0,05}$), J_{csI} – sprowadzony moment bezwładności zbrojonego przekroju betonowego względem osi obojętnej w fazie I, x_I – położenie osi obojętnej przekroju nie zarysowanego.

Sztywności przekrojów pracujących przy założeniu pełnej fazy I (B_I) lub II (B_{II}) można określić według poniższych zależności:

$$B_I = E_b \cdot J_{csI} \quad (2)$$

$$B_{II} = E_b \cdot J_{csII} \quad (3)$$

W rzeczywistych konstrukcjach przekroje nie pracują na całej długości elementu w jednej fazie [6, 7, 9, 14, 15]. Moment charakterystyczny nie przekracza momentu rysującego w każdym przekroju. Efekt *tension stiffening*, który oznacza nie- pełne zarysowanie z uwagi na współpracę zbrojenia pomiędzy rysami powoduje, że odkształcenia elementów po zarysowaniu przyjmują wartości pośrednie pomiędzy odkształceniami elementów pracujących w fazie I (brak zarysowania) oraz elementów pracujących w fazie II (pełne zarysowanie). Dodatkowo, może zdarzyć się sytuacja, że konstrukcja nie ulega zarysowaniu na skutek oddziaływania obciążeń stałych, natomiast w wyniku dodatkowych obciążeń eksploatacyjnych (obc. ruchome, termiczne i inne), najbardziej wyężone przekroje ulegną zarysowaniu. W PN-EN wpływ sztywności pośredniej pomiędzy fazami I i II uwzględnia się za pomocą korekty wartości rozpatrywanej charakterystyki odkształcalności (np. ugięcia, odkształcenia, krzywizny) na podstawie współczynnika dystrybucji ζ . Można tego dokonać także według wzoru (4) na sztywność „pośrednią”, który co prawda nie pojawia się w tekście normy PN-EN w sposób jawny, ale jest przytaczany w wielu opracowaniach podejmujących problematykę projektowania konstrukcji żelbetowych na podstawie Eurokodów [7, 14]. Jest on wyprowadzony na podstawie normowego wzoru dotyczącego krzywizn (opisano je dokładnie w [7]). Sztywność pośrednią elementu można określić z zależności:

$$B_{I-II} = \frac{1}{\frac{\zeta}{B_{II}} + \frac{1-\zeta}{B_I}} \quad (4)$$

w której: B_I , B_{II} – odpowiednio sztywności przekrojów niezarysowanych i w pełni zarysowanych, ζ – współczynnik dystrybucji uwzględniający usztywnienie przy rozciąganiu (*tension stiffening*) określany zgodnie ze wzorem:

$$\zeta = \begin{cases} \zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 & \Leftrightarrow \text{faza II} \\ \zeta = 0 & \Leftrightarrow \text{faza I} \end{cases} \quad (5)$$

w którym: β – współczynnik wpływu czasu trwania obciążenia lub wpływu obciążeń powtarzalnych na średnie odkształcenie ($\beta = 1,0$ dla pojedynczego obc. krótkotrwałego, $\beta = 0,5$ dla obciążeń długotrwałych i wielokrotnie powtarzalnych – przypadek spotykany w mostownictwie), σ_{sr} – naprężenia w zbrojeniu rozciągającym przy zarysowaniu obliczone

przy założeniu pełnej fazy II, σ_s – naprężenia charakterystyczne w zbrojeniu rozciągającym obliczone przy założeniu pełnej fazy II, przy czystym zginaniu można przyjąć $\sigma_{sr}/\sigma_s = M_{cr}/M_{char}$.

Średnią sztywność elementu określać można również na podstawie nieco innej formy wzoru (4), która występowała we wcześniejszych przepisach opartych na Eurokodach:

$$B_{I-II} = \frac{B_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \left(1 - \frac{B_{II}}{B_I} \right)} \quad (6)$$

w którym: β_1 – współczynnik wpływu przyczepności prętów ($\beta_1 = 1,0$ – pręty żebrowane, $\beta_1 = 0,5$ – pręty gładkie), β_2 – jak β we wzorze (5).

Niektóre przepisy w przedstawionych wzorach zalecały różnicować wartość modułu sprężystości betonu (E_b , E_{bp}) w zależności od tego czy zarysowanie wywołane jest przez obciążenia długotrwałe czy krótkotrwałe. W obecnej formie przepisów PN-EN [10, 11] nie jest to powiedziane wprost. Czas trwania obciążenia uwzględniany jest w wartości współczynnika dystrybucji ζ . Podano także zalecenie, że przy obciążeniach długotrwałych odkształcenia uwzględniające pełzanie można określać stosując efektywny moduł sprężystości betonu $E_{c,eff} = E_c(\varphi)$ (odpowiednik E_{bp}). W przypadku oddziaływania obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych o zbliżonych proporcjach, racjonalne wydaje się przyjmowanie wartości pośrednich pomiędzy E_b a E_{bp} .

Zarysowanie przekrojów wg PN-S-10042:1991

Zgodnie z nieaktualną już normą projektowania betonowych konstrukcji mostowych PN-91 [13], wymiarowanie pręseł ze względu na nośność i zarysowanie oparto na tym samym modelu pracy przekroju żelbetowego, tj. na podstawie teorii fazy II. Założono liniowy rozkład odkształceń i naprężeń w betonie z pominięciem strefy rozciąganej. Różnicowanie SGN w stosunku do SGU wynika jedynie ze współczynnika globalnego zapasu bezpieczeństwa ulokowanego w obliczeniowych wartościach sił wewnętrznych.

W poz. 10.3.3 podano dość nieprecyzyjnie informację, że wartość maksymalnych naprężeń w stali zbrojeniowej należy wyznaczać przy modelu przekroju częściowo zarysowanego (praca przekroju pomiędzy fazą Ib i IIa). Wysokość strefy rozciąganej o stałym wykresie naprężeń w betonie równym wytrzymałości charakterystycznej na rozciąganie R_{dtk} zalecono zmniejszyć o wysokość strefy betonu współpracującej z prętami zbrojeniowymi w przenoszeniu naprężeń rozciągających h_{ef} . Takie założenie znacznie komplikuje procedury wymiarowania (obliczanie położenia osi obojętnej i sprowadzonych momentów bezwładności) i z tego, co wiadomo autorowi, nie jest powszechnie stosowane w praktyce projektowej. Sprawdzenie zarysowania wykonuje się najczęściej z założeniem pominięcia strefy rozciąganej betonu, a więc na podstawie teorii „czystej” fazy II.

Dopuszczalną szerokość rys sprawdza się metodą pośrednią. Podstawą obliczeń jest porównanie maksymalnych naprężeń w stali zbrojeniowej, od kombinacji obciążeń charak-

terystycznych $\sigma_{s,max}$, z naprężeniami zastępczymi $\sigma_{s,red}$, uzależnionymi od rozkładu zbrojenia i przyjętej granicznej szerokości rysy, zgodnie z zależnością:

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,red} \quad (7)$$

Przystępując do wymiarowania przekrojów ze względu na zarysowanie należy rozpocząć od obliczenia położenia osi obojętnej przekroju niezarysowanego x_I (faza I) i zarysowanego x_{II} (faza II). Przy ich wykorzystaniu określa się wysokość strefy współdziałania betonu ze zbrojeniem przy przenoszeniu naprężeń rozciągających:

$$h_{ef} = \min \begin{cases} 7.5 \cdot \varphi_{s1} + a_{s1} + \varphi_{s1} \\ h - x_I \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (8)$$

w której: φ_{s1} – średnica prętów zbrojenia, a_{s1} – odległość środka ciężkości zbrojenia od krawędzi przekroju, h – wysokość przekroju.

Na tej podstawie oblicza się współczynnik szerokości rysy i minimum zbrojenia:

$$\chi = 1 - 0,5 \frac{h_{ef}}{h - x_I} \quad (9)$$

W przypadku prętów żebrowanych o założonym rozstawie s_r , które są obecnie powszechnie stosowane, średni rozstaw rys określa się z zależności:

$$s_R = 1,27 \cdot \chi \cdot s_1 + 60 \text{ mm} \quad (10)$$

Naprężenie zastępcze w prętach zbrojenia podłużnego, proporcjonalne do charakterystycznej wartości granicznego rozwarcia rysy i modułu sprężystości stali, wyraża się wzorem:

$$\sigma_{s,red} = \frac{w_{k,lim} \cdot E_s}{s_R} \quad (11)$$

Naprężenie zastępcze stanowi górne ograniczenie charakterystycznych naprężeń w zbrojeniu, z powodu stanu zarysowania przekroju. Z uwagi na odwrotną proporcjonalność naprężenia zastępczego w stosunku do średniego rozstawu rys, liniowo zależnego od rozstawu prętów, zagęszczenie rozstawu prętów powoduje możliwość zwiększenia charakterystycznych naprężeń w zbrojeniu rozciągającym.

Zarysowanie przekrojów według PN-EN 1991-1-1 i PN-EN 1991-2

Sprawdzanie stanu zarysowania można prowadzić zgodnie z PN-EN opierając się na metodzie pośredniej (uproszczonej) lub zalecanej metodzie bezpośredniej (ogólnej). Metoda uproszczona polega na ograniczeniu średnicy i rozstawu prętów zbrojeniowych w celu spełnienia warunków założonych rozwarości rys przy określonych naprężeniach w stali zbrojeniowej. W normie PN-EN została przedstawiona w postaci tablic maksymalnych średnic prętów i ich dopuszczalnych rozstawów. W wielu przypadkach jest mało dokład-

na i prowadzi do błędnych wyników, które znacznie odbiegają od rozwiązań uzyskiwanych według metody ogólnej [6]. Z tych względów sensowne wydaje się wymiarowanie przekrojów ze względu na stan graniczny zarysowania w oparciu o dokładniejszą metodę bezpośrednią (ogólną). Jej większa pracochłonność rachunkowa, wobec powszechności korzystania z różnego rodzaju arkuszy kalkulacyjnych wspomagających obliczenia, nie stanowi problemu.

W myśl metody ogólnej, szerokość rys oblicza się na podstawie charakterystycznych naprężeń w zbrojeniu rozciągającym, określonych przy założeniu przekroju w pełni zarysowanego (faza II). Właściwe obliczenie szerokości rysy poprzedzone jest koniecznością wyznaczenia szeregu współczynników korekcyjnych (pomocniczych) zależnych od proporcji wymiarów przekrojów, wpływu siły podłużnej, nierównomiernych samorównoważących się naprężeń oraz czasu trwania obciążenia. Syntetyczne zestawienie parametrów pomocniczych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Współczynniki korekcyjne do oceny zarysowania według PN-EN 1991-1-1 i PN-EN 1991-2

L.p.	Rodzaj współczynnika korekcyjnego i podstawowe zależności
1	Współczynnik rozkładu naprężeń przed zarysowaniem
	$k = \begin{cases} 1,0 & \Leftrightarrow h \leq 300 \text{ mm} \quad b \leq 300 \text{ mm} \\ 0,65 & \Leftrightarrow h \geq 800 \text{ mm} \quad b \leq 800 \text{ mm} \end{cases}$ <p>Wartości pośrednie wyznacza się poprzez interpolację</p>
2	Współczynnik wpływu siły podłużnej na rozkład naprężeń
	$k_N = \begin{cases} 2 \cdot h^* & \Leftrightarrow N_{Ed} < 0 \\ 3 \cdot h & \\ 1,5 & \Leftrightarrow N_{Ed} > 0 \end{cases}$ <p>Uwaga: Wartość $N_{Ed} > 0$ oznacza ściskanie</p>
3	Współczynnik wpływu nierównomiernych samorównoważących się naprężeń
	$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_N \cdot \frac{h}{h^*} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1,0$ $h^* = \begin{cases} h & \Leftrightarrow h < 1,0 \text{ m} \\ 1,0 \text{ m} & \Leftrightarrow h \geq 1,0 \text{ m} \end{cases}, \quad \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}, \quad f_{ct,eff} = f_{ctm}$
4	Współczynnik wpływu czasu obciążenia
	$k_t = 0,6$ – obc. krótkotrwałe $k_t = 0,4$ – obc. długotrwałe
5	Współczynnik wpływu przyczepności zbrojenia
	$k_1 = 0,8$ – pręty o wysokiej przyczepności (żebrowane) $k_1 = 1,6$ – pręty o gładkiej powierzchni (np. sploty sprężające)
6	Współczynnik wpływu rozkładu naprężeń
	$k_2 = 0,5$ – przy zginaniu $k_2 = 1,0$ – przy czystym rozciąganiu
7	Współczynnik wpływu grubości otuliny zbrojenia
	$k_3 = 3,4$ – wartość normowa lub wg Załącznika Krajowego
8	Współczynnik przeliczeniowy z uwagi na stosunek maksymalnego do średniego rozstawu rys
	$k_4 = 0,425$ – wartość normowa lub wg Załącznika Krajowego

Naprężenia w zbrojeniu rozciągającym określa się wykorzystując o znane zależności dotyczące pracy przekrojów żelbetowych w II fazie. W przypadku przekrojów teowych i prostokątnych korzysta się ze wzoru:

$$\sigma_{s,\max} = \frac{M_k \cdot (d - x_{II}) \cdot \alpha_e}{J_{csII}} \quad (12)$$

w którym: M_k – maksymalny moment charakterystyczny z kombinacji obciążeń, d – wysokość użyteczna przekroju, x_{II} – zasięg strefy ściskanej betonu w II fazie, α_e – stosunek modułów sprężystości stali i betonu, J_{csII} – moment bezwładności przekroju sprowadzonego w fazie II względem osi obojętnej.

Różnicę średniego odkształcenia zbrojenia (uwzględniającego wpływ odkształceń wymuszonych np. skurczem i efekt usztywnienia przy rozciąganiu – *tension stiffening*) i średniego odkształcenia betonu pomiędzy rysami określa się z zależności:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (13)$$

W powyższym wzorze występuje współczynnik korekcyjny czasu trwania obciążenia. Przyjmuje wartości $k_t = 0,4$ dla obciążeń długotrwałych i $k_t = 0,6$ dla obciążeń krótkotrwałych. W rzeczywistych obiektach żelbetowych występują obciążenia pośrednie o porównywalnych proporcjach, ewentualnie z przewagą obciążeń długotrwałych, z uwagi na znaczny ciężar konstrukcji betonowych. Wobec tego sensowne wydaje się w przypadku porównywalnego wyężenia konstrukcji z uwagi na obciążenia stałe i eksploatacyjne stosowanie wartości $k_t = 0,5$, ewentualnie wyznaczenie jej poprzez interpolację liniową z uwzględnieniem proporcji obciążeń długotrwałych i krótkotrwałych.

Wysokość efektywną rozciąganego pola betonu (obszar współdziałający ze zbrojeniem w przenoszeniu naprężeń rozciągających) oblicza się z zależności:

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5 \cdot (h - d), \frac{h - x_{II}}{3}, \frac{h}{2}\right) \quad (14)$$

Na jej podstawie obliczane jest według wzoru (15) efektywne pole betonu rozciąganego i zgodnie z zależnością (16) stopień zbrojenia efektywnej strefy rozciąganej betonu (A_{s1} – pole zbrojenia rozciąganego, $A_{c,eff}$ – efektywne pole rozciągane betonu):

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} \quad (15)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} \quad (16)$$

W oszacowywaniu rozstawu rys podano wzór na końcowy, występujący w stanie ustabilizowanego zarysowania, rozstaw rys $s_{r,\max}$, przy czym założono, że wynosi on 170% rozstawu średniego. Maksymalny (a nie średni jak w PN-91), końcowy rozstaw rys oblicza się ze wzoru (c – otulina zbrojenia):

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varphi_{s1}}{\rho_{p,eff}} \quad (17)$$

Składnik wzoru $k_3 \cdot c$ ujmuje zjawisko powstawania stref odprężenia (lokalne zmniejszenie naprężeń rozciągających w betonie) wokół pierwszej powstającej rysy, wynikające z grubości otuliny skrajnych prętów. Kolejna rysa może utworzyć się tylko poza zasięgiem tej strefy. Rozstaw rys nie może być mniejszy od wartości minimalnej zależnej od grubości otuliny, która w mostach, zgodnie aktualnymi przepisami, wynosi $\sim 4,0 \div 6,5$ cm. Ostatni składnik powyższego wzoru $\varphi_{s1}/\rho_{p,eff}$ związany jest z naprężeniami przyczepności zbrojenia do betonu.

Końcowym etapem obliczeń jest porównanie założonej granicznej szerokości rysy $w_{k,lim}$ z szerokością wyznaczoną na podstawie wyężenia zbrojenia według wzoru:






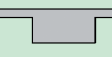
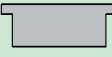
$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (18)$$

Przykłady obliczeń

W celu porównania metodyki sprawdzania stanu zarysowania zgodnie z zaleceniami PN-91 i PN-EN wykonano obliczenia siedmiu przekrojów (teowych i prostokątnych), którymi często przybliżane są kształty belek głównych mostów żelbetowych. Przyjęto stal BST500S (AIII-N), beton klasy B40 i otulinę prętów głównych 4 cm. Najistotniejsze wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 2. W celach poglądowych obliczenia przeprowadzono dla dwóch „najpopularniejszych” szerokości rys, tj. 0,2 i 0,3 mm, zarówno w odniesieniu do metodyki przedstawionej w „starej” normie PN-91, jak i w „nowej” PN-EN. Współczynniki korekcyjne zamieszczone w tabelicy 1 wykorzystano w sprawdzaniach przekrojów według PN-EN.

Przy typowych drogowych mostach żelbetowych, projektowanych na podstawie PN-S-10030:1985 (PN-85) [12], całkowity współczynnik zapasu bezpieczeństwa odniesiony do sił wewnętrznych, rozumiany jako stosunek wartości momentów obliczeniowych do charakterystycznych, oscyluje w zakresie $\gamma \approx 1,30 \div 1,40$ (zwykle $\sim 1,35$). Odpowiada to w przybliżeniu częściowym współczynnikom obciążeniowym przedstawionym w PN-EN. Dla podstawowych grup obciążeń (ciężar własny, wyposażenie, ruchome obciążenie drogowe, tłum pieszych) wynoszą $\gamma = 1,35$. Pozostałe współczynniki obciążeniowe w PN-EN przyjmują wartości: $\gamma = 1,0$ w przypadku efektów reologicznych, $\gamma = 1,2$ dla nierównomiernego osiadania podpór i $\gamma = 1,5$ w odniesieniu do oddziaływań termicznych. Oznacza to, że w przypadku sił wewnętrznych całkowity zapas bezpieczeństwa powinien być zbliżony do zakresu, który uzyskuje się obliczając konstrukcje zgodnie z nieaktualną już normą polską (PN-S-10030:1985 [12]). Należy się spodziewać, że współczynniki dostosowawcze (klasyfikacyjne), istotnych w mostownictwie obciążeń ruchomych α_{qi} , α_Q oraz β_Q zostaną tak skalibrowane, aby efekty obciążeń ruchomych według PN-EN odpowiadały w przybliżeniu efektom, które uzyskuje się wykorzystując schematy obciążeń z wycofanej normy PN-85 [12]. Z tego względu proporcje obliczeniowych i charakterystycznych sił

Tabela 2. Zestawienie wyników obliczeń przekrojów

L.p.		1	2	3	4	5	6	7	
Kształt i wymiary przekroju	Typ przekroju	Prostokątny	Prostokątny	Teowy	Teowy	Teowy	Teowy krępy	Teowy krępy	
									
	b_{eff}	[cm]	–	–	170	150	120	480	360
	b	[cm]	80	100	50	60	30	230	290
	h	[cm]	120	150	110	70	120	120	130
	h_f	[cm]	–	–	25	25	30	30	25
Momenty zginające	M_{obl}	[kNm]	2 060	3 640	2 350	1 940	1 420	7 820	8 320
	M_{char}	[kNm]	1 480	2 750	1 780	1 440	1 130	5 760	6 080
Zbrojenie górne (ściskane)	A_{s2}	[cm ²]	9,0	9,0	34,2	20,1	11,3	100,5	48,2
			8–12 co 10 cm	8–12 co 12,5 cm	17–16 co 10 cm	10–16 co 15 cm	10–12 co 12 cm	32–20 co 15 cm	24–25 co 11,2 cm
Zbrojenie dolne (rozciągane)	A_{s1}	[cm ²]	54,0	73,9	80,4	98,5	39,3	289,5	255,3
			11–25 co 7,3 cm	12–28 co 8,3 cm	2×5–32 co 10 cm	2×8–28 co 7,5 cm	2×4–25 co 7,5 cm	2×18–32 co 12,8 cm	2×26–25 co 11,2 cm
Położenie osi obojętnej w fazie I	x_I	[cm]	63,5	79,2	45,5	32,6	45,8	55,2	66,9
Położenie osi obojętnej w fazie II	x_{II}	[cm]	38,0	45,6	29,7	25,3	27,7	34,8	40,5
Moment bezwładności w fazie I	J_{csl}	[m ⁴]	0,1424	0,1425	0,1100	0,0326	0,0877	0,5524	0,6334
Moment bezwładności w fazie II	J_{csII}	[m ⁴]	0,0639	0,1425	0,0800	0,0291	0,0515	0,3342	0,3440
Moment rysujący	M_{cr}	[kNm]	731	1 387	494	253	343	2 336	2 911
Sztywność w fazie I	B_I	[MN·m ²]	5 182	12 334	4 002	1 187	3 194	19 014	23 056
Sztywność w fazie II	B_{II}	[MN·m ²]	2 324	5 188	2 899	1 058	1 875	12 166	12 520
Sztywność pośrednia	$B_{I,II}$	[MN·m ²]	2 492	5 600	2 931	1 059	1 912	12 550	13 212
Spadek sztywności ze względu na zarysowanie	η_B	[%]	55%	58%	27%	11%	40%	34%	43%
Naprężenia w zbrojeniu	σ_s	[MPa]	268	288	240	272	278	195	217
Naprężenia zredukowane	$\sigma_{s,red}$	[MPa]	301	408	245	474	288	208	229
Stopień wykorzystania przekroju ze względu na rysy – PN-91	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,red}}$	[-]	0,89	0,71	0,98	0,57	0,97	0,94	0,95
Obliczona szerokość rysy	w_k	[mm]	0,23	0,26	0,2	0,21	0,23	0,17	0,18
Graniczna szerokość rysy	$w_{k,lim}$	[mm]	0,2	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,3
Stopień wykorzystania przekroju ze względu na rysy – PN-EN	$\frac{w_k}{w_{k,lim}}$	[-]	1,17	0,87	1,0	0,69	1,14	0,83	0,91

wewnętrznych określanych według obu norm powinny być zbliżone. Umożliwia to porównanie procedur oceny zarysowania przedstawionych w PN-91 [13] i PN-EN [10, 11].

Ocena wyników obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że przy jednakowych kryteriach (wytężenie przekroju,

szerokości rysy) trudniej spełnić wymagania stanu zarysowania przekrojów prostokątnych i smukłych teowych według normy PN-EN. Różnice mogą dochodzić nawet do 32%. Odwrotna tendencja występuje w przekrojach teowych o poszerzonych środnikach, które ostatnio często wykorzystywane są, jako dźwigary nośne obiektów półpłytkowych. Wynika to między innymi z możliwości rozmieszczenia w środniku prętów zbrojenia rozciąganego w większym rozstawie. W tym przypadku trudniej spełnić wymagania PN-91. Przy zastoso-

waniu zbrojenia prętami dużych średnic, minimalne rozstawy „normowe”, wynikające z odległości w świetle pomiędzy prętami (20 mm lub ϕ), są trudne do zrealizowania w warunkach budowy (brak miejsca na zakłady prętów, utrudnienia w zagęszczaniu betonu).

Generalnie bardziej konserwatywne podejście do granicznej szerokości rysy prezentuje wycofana norma PN-91 ($w_{k,lim} = 0,1$ mm lub 0,2 mm) w stosunku do wartości jakie dopuszcza się w PN-EN ($w_{k,lim} = 0,3$ mm). W przypadku szerokości rysy 0,2 mm o ilości zbrojenia decydował stan graniczny użytkowalności (zarysowania), natomiast przy rysach 0,3 mm decydujący był stan graniczny nośności. Przy szerokości rysy $w_{k,lim} = 0,2$ mm, z uwagi na konieczność ograniczenia naprężeń w zbrojeniu do około 200÷280 MPa, nie jest możliwe racjonalne wykorzystanie właściwości stali produkowanych obecnie (granica plastyczności $f_{yd} \sim 500$ MPa).

Zaobserwowano spadek sztywności silnie wytężonych przekrojów, zaprojektowanych „optymalnie” z uwagi na SGN, na poziomie 34÷58%. Jak można się było spodziewać redukcja sztywności jest tym większa, im większe jest naprężenie w zbrojeniu i rozwartość rysy. Jest to istotne przy szacowaniu ugięć konstrukcji.

W szerszym kontekście, wpływ stanu zarysowania mostów żelbetowych według Eurokodów na wymagane ilości zbrojenia można będzie ocenić dopiero w momencie sprecyzowania wartości współczynników dostosowawczych modeli obciążenia (konieczny jest kompletny „spójny” zestaw norm). Prawdopodobnie „nowe” modele obciążeń zostaną tak skalibrowane, aby ich efekty odpowiadały w przybliżeniu oddziaływaniom obciążeń według normy PN-85 [11].

Podsumowanie

Na zarysowanie przęseł mostów żelbetowych wpływ mają czynniki statyczne od obciążeń stałych i eksploatacyjnych oraz efekty wywołane oddziaływaniami termiczno-skurczowymi związanymi z technologią wykonania konstrukcji i składem mieszanki betonowej. Obliczeniowe ujęcie drugiej grupy przyczyn jest trudne na etapie projektu z uwagi na brak dokładnej znajomości procesów technologicznych.

Zarysowanie przekrojów żelbetowych wywołane efektami statycznymi można ocenić stosując zarówno procedury przedstawione w nieaktualnej już normie PN-91, jak i zawarte w normach PN-EN. Tym bardziej, że w PN-EN 1992-2:2010 (Eurokod „mostowy” [11]) podano informację, że „szerokości rys można obliczać stosując uznane metody”. Oba przedstawione sposoby obliczeń dotyczą charakterystycznych wartości sił wewnętrznych, ich podstawą jest teoria II fazy pracy przekrojów żelbetowych. Ujęcie jakościowe zjawiska w obu normach jest więc podobne. Różnice ilościowe, przedstawione w artykule, wynikają z przyjęcia różnego rodzaju „dodatkových” współczynników korekcyjnych, których wartości ulegały modyfikacjom na etapie przygotowywania Eurokodów, w jego starszych wersjach były błędne, a w aktualnych wydaniach też są obciążone niedokładnościami [6, 7, 14]. Istotna rozbieżność występuje w podejściu do oceny możliwości powstania rysy. Według PN-EN podstawę stanowi średnia charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ctm} (50% prawdopodobieństwo przekroczenia), natomiast zgodnie

z PN-91 wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie $R_{bt0,05}$ (5% prawdopodobieństwo przekroczenia).

Aktualnie, na etapie wprowadzania Eurokodów do praktyki projektowej, warto doprecyzować wartości dopuszczalnej szerokości rys $w_{k,lim}$ (0,3, 0,2 czy 0,1 mm), które umożliwią racjonalne wykorzystanie współczesnych materiałów przy jednoczesnym zapewnieniu trwałości obiektów. Stan zarysowania decyduje *de facto* o stopniu zbrojenia przekrojów i koszcie obiektów.

Normowe metody oceny stanu zarysowania mostowych konstrukcji żelbetowych umożliwiają jedynie oszacowanie wartości szerokości i rozstawu rys. Dokładne rozpoznanie zarysowania utrudnione jest przez czynniki zwyczajowo pomijane w obliczeniach na potrzeby projektowe. Podstawową nieścisłość stanowi metoda wyznaczania sił wewnętrznych. Na etapie analizy statycznej zakłada się jednakową sztywność przekrojów betonowych brutto na całej długości konstrukcji pracujących, jako niezarysowane (faza I) w każdym stadium obciążenia. W schematach przesztywnionych (ramy i wieloprzęsłowe belki ciągłe) zmiana proporcji sztywności elementów przęseł i podpór wywołana zarysowaniem powoduje redystrybucję sił wewnętrznych w całej konstrukcji. Dodatkowe trudności sprawia technologia budowy obiektów, m.in. skład mieszanki betonowej (wpływ na skurcz), rozmieszczenie przerw technologicznych betonowania, jakość montażu zbrojenia, która może odbiegać od założeń projektowych.

Bibliografia

- [1] K. Flaga: *Wpływ ciepła hydratacji cementu na możliwość zarysowania konstrukcji żelbetowych o rozwiniętym przekroju poprzecznym*, Inżynieria i budownictwo nr 5/1998.
- [2] K. Furtak: *Ocena stanu zarysowania żelbetowych belek mostowych o poszerzonych środkach*, Inżynieria i budownictwo nr 1-2/2004.
- [3] J. Jaromska: *Obliczanie szerokości rys w zginanych elementach żelbetowych według EC2:2008 i DIN 1045-1:2008*, Budownictwo – czasopismo techniczne nr 3/2011, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej
- [4] J. Jasiczak, P. Szymański: *Wczesny skurcz betonów modyfikowanych domieszkami*, VI Sympozjum Naukowo-Techniczne „Reologia w Technologii Betonu”, Gliwice, 2004
- [5] P. Łukowski: *Domieszki do betonu*, Inżynier budownictwa nr 2/2007
- [6] M. Knauff, A. Golubińska: *O uproszczonej metodzie kontroli zarysowania według Eurokodu 2*, Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej „Budownictwo i Inżynieria Środowiska” nr 59 (3/2012/II), Oficyna Wydawnicza PRz, Rzeszów, 2012
- [7] *Knauff M.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2*, PWN, Warszawa, 2012
- [8] A. Madaj, W. Wołowicki: *Podstawy projektowania mostów betonowych*, WKŁ, Warszawa, 2010
- [9] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [10] PN-EN 1992-1-1:2008+AC:2011. Część 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [11] PN-EN 1992-2:2010. Część 2: Mosty z betonu. Obliczanie i reguły konstrukcyjne
- [12] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe obciążenia
- [13] PN-S-10042:1991 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- [14] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006
- [15] L. Suwalski: *Budownictwo betonowe. Tom II. Teoria betonu i żelbetu*, Arkady, Warszawa, 1964