

Zakończenie

Mamy w kraju podręcznik dotyczący prowizorycznego wzmocnienia i odbudowy zniszczonych obiektów mostowych. Do korzystania z niego są zobligowane cywilne i wojskowe służby mostowe. Jeżeli nakład podręcznika został wyczerpany, to Ministerstwo Infrastruktury powinno spowodować drugie jego wydanie, ewentualnie zamieszczenie w Internecie oraz zobowiązać służby mostowe i administratorów obiektów mostowych na drogach publicznych do korzy-

stania z podręcznika. Ułatwi to minimalizowanie uciążliwości dla społeczeństwa konsekwencji zniszczenia obiektów mostowych.

Warto, aby w przypadku nowej edycji podręcznika uzupełnić go rozwiązaniami umożliwiającymi przez nowe materiały i urządzenia np.: bloki styropianowe i wiotkie pojemniki z tworzywa sztucznego wypełniane upłynnionym gruntem; o efektywności tego drugiego rozwiązania świadczy użycie takich pojemników do wykonania w zatoce morskiej tymczasowej drogi w celu zbudowania mostu Incheon w Korei Południowej. ■



SŁAWOMIR KARAS

Politechnika Lubelska
s.karas@pollub.pl



RAFAŁ MIŚKIEWICZ

Budimex S.A.
rafal.miskiewicz@budimex.pl

Ocena wytrzymałości betonu według normy PN-EN 13791

Zmiany w ocenach wytrzymałości betonu na ściskanie

Od ponad roku weszła do praktycznego stosowania norma PN-EN 13791 [1]. Jest ona wynikiem aktualizacji poprzednich norm tj: PN-88/B-06250 Beton zwykły oraz PN-EN 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

Norma PN-EN 13791:2008 w sensie logicznym nie wprowadza istotnych zmian, jednakże w zakresie rachunkowym zalecane wzory są inne.

W dalszym ciągu stosuje się relacje wynikające z przyjęcia, że wartości wytrzymałości podlegają rozkładowi normalnemu i dotyczy to 'Przypadku A', tj. wtedy gdy liczba próbek jest ≥ 15 . Zmianie ulega wartość współczynnika przy wyznaczeniu wartości minimalnej z prawdopodobieństwem przekroczenia 95%, a mianowicie w miejsce stosowanej do tej pory wartości 1,64 [2] lub 1,65 [3] zaleca się stosować $k_2 = 1,48$; ($1,64/1,48 \approx 1,11 \rightarrow 11\%$).

Zmiana wartości k_2 wynika z różnych wariantów wnioskowania statystycznego. Stosowanie wzoru (1.1) (numeracja w normie [1])

$$f_{ck, is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n), is} - k_2 \times s \\ f_{is, lowest} + 4 \end{array} \right\} \quad (1.1-2)$$

obejmuje jeszcze jedną niewielką, ale znaczącą poprawkę. Odchylenie standardowe $s = \max(s; 2,0)$, $[s] = [MPa]$. Zmiana jest istotna z tego względu, że wartość 2,0 nie jest

zależna od wartości wytrzymałości $f_{ck, is}$, przy czym, jeśli chodzi o wartość wytrzymałości, jest to na pewno sytuacja po 'stronie bezpiecznej'. Znaczącą zmianą jest wprowadzenie alternatywnego warunku (2), który polega na powiększeniu o 4 MPa najniższej wartości z badanego zbioru. Wartość 4,0 jest bez wątpienia prawidłowa w przypadkach 'zwyczajnych', może jednak stanowić poważne zakłócenie analizy wyników badań. Wyrazem prawdopodobnych wahań autorów normy PN-EN 13791 jest p. 7.3.2 zawierający UWAGĘ 1, w której napisano: „ aby określenie charakterystycznej wytrzymałości wynikało z przekonania”. Zwrot „wynikało z przekonania” jest trudny do zinterpretowania w sensie technicznym.

Dodatkowo wzory (1) i (2) w normie są rozdzielone, co wskazuje na ich niezależne źródła i brak korelacji między nimi, a tak przecież nie jest. Dlatego tu wzory zapisano jako związane.

Podobnie, jak powyżej, zgrupowano wzory oznaczone w normie jako (3) i (4), dotyczące 'Przypadku B' tj. wtedy gdy liczba rdzeni jest mniejsza niż 15. W omawianej normie wprowadzono warunek:

$$f_{ck, is} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(n), is} - k \\ f_{is, lowest} + 4 \end{array} \right\}, \quad (2.1-2)$$

w którym k przyjmuje wartość od 7 do 5 w sposób dyskretny, w zależności od przedziału zdefiniowanej liczby próbek w zakresie od min. 3 do max. 14. Także w tym przypadku zastosowano uproszczenie w sposób świadomy, czego wyrazem jest rozbudowana UWAGA w punkcie 7.3.3.

Trzeba kilka zdań poświęcić faktowi, że normy PN-EN są tłumaczeniami oryginałów EN w języku angielskim. Od razu należy stwierdzić, że tłumaczenie [1] oryginału jest, zdaniem

autorów artykułu, zgodne i właściwe pod każdym względem. Jak się okazuje na pośrednim etapie, jakim jest tłumaczenie, mogą powstawać liczne pomyłki lub nieścisłości, czego przykładami są podstawowe normy mostowe. Istnieje wymóg zastosowania wiernego tłumaczenia, który jest u nas przestrzegany. Trzeba jednak dodać, że nie jest to kryterium konieczne. W wersjach niemieckojęzycznych zastosowano tradycyjne nazwy i terminy związane z pojęciami mechaniki, a także odstępstwa w tych miejscach, które w oryginałach są niejasne, patrz np. [4]. Także i w przypadku analizowanego tłumaczenia EN 13791 niezbędna jest refleksja i dyscyplina w stosowaniu wprowadzonych pojęć. W szczególności dotyczy to dwóch definicji:

- (p. 3.1) znormalizowanych próbek do badania (ang. *standard test specimens*) i w konsekwencji wyznaczonych na nich wytrzymałości, oraz
- (p. 3.2) odwiertów rdzeniowych (ang. *core*) i stowarzyszonej z nimi wytrzymałości betonu na ściskanie oznaczonej na odwiertach rdzeniowych.

Poza tym (p. 3.3) mamy jeszcze wytrzymałość betonu na ściskanie w konstrukcji równoważną z wytrzymałością na próbkach znormalizowanych (ang. *equivalent strength of a standard cube or cylinder specimen*).

Mamy zawsze odniesienie do wyników z próbek znormalizowanych, przy czym występują dwie sytuacje:

- może to być bezpośredni wynik ściskania próbek znormalizowanych, bądź
- sytuacja przeliczeniowa odniesiona do próbek znormalizowanych.

W p. 3.3 polskiej wersji normy EN 13791 zastosowano definicję „wytrzymałość betonu na ściskanie w konstrukcji”, przy czym w oryginale mamy: „*in-situ compressive strength*”. Tak przyjęto i tak już zostanie, ale ściskanie betonu w konstrukcji wiąże się raczej ze złożonym stanem wyężenia materiału w objętości materiału konstrukcji, co zostało podniesione w normie PN-EN 1992-1, p. 3.1.9 poprzez wprowadzenie pojęcia „beton skrapowany” (ang. *confined concrete*). Niewielka modyfikacja oddawałaby tu istotę problemu, np.: „wytrzymałość na ściskanie betonu pobranego z konstrukcji”.

Zdefiniowana w p. 3.2 normy PN-EN 13791 wytrzymałość betonu na ściskanie na odwiertach rdzeniowych zalicza się do sytuacji przeliczeniowej.

Mamy tu wyraźną zmianę porównania do stosowanej do tej pory oceny betonu w istniejących kilkudziesięcioletnich obiektach mostowych. Dotychczas jako miarodajną ocenę stanu faktycznej (w chwili pomiaru) wytrzymałości betonu stosowano wyniki na odwiertach rdzeniowych. Dodatkowo, jeśli odwiert miał wymiary walca $h = \phi = 150$ mm lub $h = 2\phi = 300$ mm uznawano, że jest to wynik, który poprzez sprowadzenie za pomocą związków analitycznych do wytrzymałości po 28 dniach może być utożsamiany z klasą wytrzymałości betonu. Jednocześnie różnice względne pomiędzy wytrzymałością sprowadzoną a szczęśliwie znaną klasą betonu zakładaną w projekcie były miarami degradacji bądź poprawności starzenia betonu. W przypadkach braku dokumentacji projektowej lub wykonawczej wytrzymałość sprowadzona służyła do oszacowania klasy betonu w sposób przybliżony.

Obecnie tak postępować nie można lub takie postępowanie musi być oznaczone jako nienormatywne.

Nie znajdujemy w normie PN-EN 13791 tego, co zostało wprowadzone w komentarzach do niej [5], [6], a mianowicie zestawienia na zasadzie kontrapozycji wyników pomiaru wytrzymałości na próbkach znormalizowanych do wyników na odwiertach rdzeniowych. W bardzo kompetentnym i czytelnym, z racji dostępności *via net*, artykule [5] czytamy o w pełni racjonalnym wyróżnieniu próbek znormalizowanych. Jest oczywiste, że wytrzymałości ściskania próbek wykonanych i pielęgnowanych w laboratoriach powinny być wyższe niż te, które uzyskuje się na próbkach wykonanych na budowie i pielęgnowanych w laboratorium na budowie czy też na odwiertach rdzeniowych z konstrukcji.

Analizowana norma nie przewiduje wariantu, z racji wstępnych założeń, że pielęgnacja próbek mogłaby się odbywać na budowie w warunkach identycznych z pielęgnacją twardniejącego betonu wykonywanej konstrukcji. Zamiast tego pobrane porcje mieszanki betonowej są ukształtowane w próbki normowe zgodnie z: PN-EN 12350-1 [7], PN-EN 12390-2 [8] oraz PN-EN 12390-3 [9], następnie przechowywane w warunkach pielęgnacji laboratoryjnej.

O ile próbki laboratoryjne z powodzeniem służą do badań eksperymentalnych oceniających np. poprawność receptur czy ogólnie mówiąc naukowych, to próbki wykonane na budowie i pielęgnowane na budowie, tudzież odwierty rdzeniowe dają o wiele lepszy obraz stanu faktycznego twardniejącego betonu niż odpowiadające im próbki wykonane w laboratorium. Przy odbiorach prac betonowych jest istotne to, aby oceniać beton tworzący konstrukcję. W tym kontekście próbki rdzeniowe są jakościowo lepszym materiałem niż te z laboratorium, gdyż zawierają wszystkie potencjalne wady wynikające z różnych sytuacji technologicznych, transportowych czy klimatycznych. Określenie klasy betonu w ten sposób jest miarodajne tak dla wykonawcy, jak i inwestora, a wytrzymałości na próbkach laboratoryjnych, nie muszą, ale mogą generować wytrzymałości niezwiązane ze stanem faktycznym.

Norma [1] w ogóle nie dotyczy próbek wycinanych z betonu, np. o kształcie sześciennym. Tym samym tak potencjalnie pobrany materiał będzie badany w sposób pozanormatywny, a szkoda, bo jest to często łatwy i efektywny sposób oceny betonu

Przejdźmy teraz do *novum* w normie [1], jakim jest kolumna 2. w tabeli 1.

O tabeli, która daje nam więcej niż mamy

W p. 6. normy PN-EN 13791 zamieszczono tabelę 1, w której druga kolumna składa się z powtórzonej 16 razy liczby 0,85. Już ten wyraz graficzny „przypiera do muru”, z drugiej strony jest to silny znak graficzny [10] sygnalizujący bardzo istotną zmianę jakościową, ale przede wszystkim ilościową. Nadmienmy, że w komentarzach [6] tę kolumnę pominięto chcąc prawdopodobnie oszczędzić czytelnikom stresu.

Istnienie kolumny dzielników 0,85 oznacza, że przyjmowane do tej pory wyniki wytrzymałości na ściskanie na odwiertach rdzeniowych jako miarodajne do określenia klasy badanego betonu, czy też wyniki wytrzymałości do określenia wytrzymałości w chwili badania należy podzielić przez 0,85 i dopiero tak powiększoną wartość stosować do szacowania klasy bądź wytrzymałości faktycznej.

Dzielenie przez 0,85 zmienia nam stopień klasy betonu o jeden w górę. To dużo, a czasem to decydująco dużo, co zostanie wykazane przy okazji zamieszczonych dalej rachunków.

W już cytowanej pozycji [5] autor relacjonuje normę [1] i poświęca kilka zdań komentarza temu problemowi, powołując się jednocześnie na istotne pozycje bibliograficzne.

Podstawowym kryterium wprowadzenia dzielnika 0,85 jest zaobserwowany fakt obniżenia wytrzymałości betonu z odwiertów rdzeniowych w porównaniu z wytrzymałościami z próbek znormalizowanych, patrz Załącznik C [1].

Dopuszczmy subiektywną ocenę autorów artykułu, że jednak cytowane pozycje bibliograficzne nie są w Polsce dostatecznie zweryfikowane, dodatkowo, w pamięci jednego ze współautorów, tkwi test sprzed wielu lat nowo zakupionej wiertnicy polegający na wykonaniu próbek walcowych $h=\phi=150$ mm w formach i odwiertów rdzeniowych $\phi=150$ z wykonanej specjalnie płyty o wysokości 150 mm, z tej samej mieszanki betonowej. Wyniki ściskania były co najmniej zbieżne. Niestety nie zachowały się żadne zapiski i stąd waga tego argumentu jest niska.

Zważywszy powyższe może się pojawić brak zaufania co do konieczności wprowadzenia dzielnika 0,85.

Zapisana w normie PN-EN 13791 równoważność pomiędzy walcem $h=\phi=100$ mm oraz sześcianem o boku $a=150$ mm sprawi, że w praktyce, z oczywistych względów, nie będą stosowane rdzenie o średnicy 150 mm. Szkoda, gdyż właśnie ten wymiar był mało wrażliwy na zakłócenia geometryczne poboczniczy odwiertu i uziarnienie kruszywa w betonach mostów. Dodajmy, że w niektórych obiektach z pierwszej połowy XX w. zastosowano tzw. kamloty, tj. kruszywo o min. wymiarze ~ 5 cm.

Bez wątpliwości należy stosować przepisy normowe, jednakże w tej sytuacji wszystkie wcześniej wykonane oceny betonu winny być do nich dostosowane. Tabela 1 dotyczy klasy wytrzymałości betonu, a w konsekwencji sprowadzenie do klasy jest także objęte tym wymaganiami. Powstanie „zamieszanie” ze względu na utrwaloną do tej pory czytelność stosowanego procesu ocen przez projektantów, wykonawców i administrację drogowych obiektów inżynierskich. Tego typu oceny są podstawą do prowadzenia przebudowy istniejących mostów przy jednoczesnym podniesieniu ich klasy nośności. Są to bardzo ważne i odpowiedzialne decyzje. Do tej pory prowadzone oceny prowadziły do bezpiecznych działań. Powstaje zatem pytanie: czy powiększenie granicznych wartości charakterystycznych i obliczeniowych o ca 17% będzie w przypadkach starych mostów właściwe?

Całe szczęście, że *Prawo budowlane* daje projektantowi znaczne uprawnienia przy podejmowaniu decyzji w zakresie projektowania i że mamy wielu doświadczonych projektantów, którzy w sytuacjach przejściowych mogą bazować na swej nagromadzonej wiedzy. Niestety z drugiej strony zaczyna dominować automatyzm programów komputerowych, literalnie wypełniających warunki normowe, które w omawianych przypadkach mogą prowadzić do rozwiązań od strony niebezpiecznej.

Ilościowo problem został pięknie zilustrowany w komentarzu [6] do normy [1]. Na str. 166–167 mamy dwa przykłady rachunkowe wg norm: PN-88/B-06250 oraz nowej, tu analizowanej.

W pierwszym ocenia się beton na podstawie 8 rdzeni i otrzymujemy odpowiednio:

- wg starej normy $f_{ck,cube} = \min \left\{ \begin{matrix} 38,0 \\ 36,2 \end{matrix} \right\} \text{MPa} \rightarrow \text{C25/37}$,

- wg nowej normy

$$f_{ck,cube} = \left(\min \left\{ \begin{matrix} 39,5 \\ 42,0 \end{matrix} \right\} \right) \frac{1}{0,85} = \left\{ \begin{matrix} 46,5 \\ 49,0 \end{matrix} \right\} \text{MPa} \rightarrow \text{C35/45};$$

- wyznaczmy błąd względny:

$$\Delta_B = \frac{46,5 - 36,2}{\sqrt{46,5 \cdot 36,2}} = 0,25 \rightarrow 25\%$$

W przykładzie drugim wynik określono na 15 próbkach i otrzymano:

- wg starej normy $f_{ck,cube} = 37,6 \text{MPa} \rightarrow \text{C30/37}$,

- wg nowej normy

$$f_{ck,cube} = \left(\min \left\{ \begin{matrix} 38,2 \\ 42,0 \end{matrix} \right\} \right) \frac{1}{0,85} = \left\{ \begin{matrix} 45,0 \\ 49,0 \end{matrix} \right\} \text{MPa} \rightarrow \text{C35/45};$$

- błąd względny:

$$\Delta_A = \frac{45,0 - 37,6}{\sqrt{45,0 \cdot 37,6}} = 0,18 \rightarrow 18\%$$

Lakoniczny komentarz z [6] cytuje się w skrócie: „*nowe przepisy normowe są bardziej 'tolerancyjne' przy ocenie klasy betonu w istniejących konstrukcjach*”.

W nowej normie podano ostre kryteria wiążące metody pośrednie tj. sklerometrię, pomiar prędkości fali ultradźwiękowej oraz *pull-out* z wytrzymałością wyznaczoną na odwiertach rdzeniowych w celu wyznaczenia krzywej korelacji. W zalecanych dwóch wariantach liczba pobieranych rdzeni jest duża i wynosi odpowiednio:

- w wariantcie 1 – 18 szt., a

- w wariantcie 2 – 9 szt.

Nowa norma nie obejmuje w swym zakresie badań pośrednich bez skalowania wyników pośrednich do wyników ściskania próbek rdzeniowych. Na zasadzie „*co autorzy normy mieli na myśli*” widzimy w zapisach, że wariantom 1 i 2 poświęcono dwa podpunkty, odpowiednio 8.2 oraz 8.3. Jednakże ostatnie zdanie w p. 8.1.1, w rzeczywistości, podsuwa 3. wariant, będący odejściem od konieczności pobierania znacznej liczby rdzeni, tj. 9 lub 18, a to zmienia sposób badania w zakresie ilościowym.

Waga tego zdania jest tak znaczna, że powinno być oznaczone jako zasada (ang. *Principle*) – no ale nie jest. Przywołajmy je w całości:

„*W przypadku gdy metoda pośrednia jest oparta albo skalowana tylko na jednym lub dwóch wynikach badań odwiertów, interpretacja wyników powinna się opierać na postanowieniach przyjętych w miejscu stosowania*”.

Mamy zatem podstawę do stosowania w szczególności nieniszczącej sklerometrii, która przy wszystkich swych wadach jest szybką, taną i nieinwazyjną metodą. Konieczność skalowania z jednym lub dwoma wynikami rdzeniowymi wydaje się być racjonalna.

Współczynniki sprowadzające do próbki $h = \phi = 100$ mm

W obu grupach wzorów charakterystyczna wytrzymałość betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$, w zależności od kształtu badanej próbki betonu, może być odpowiednio:

$$f_{ck, is} = \begin{cases} f_{ck, is, cube} \\ \text{lub} \\ f_{ck, is, cyl} \end{cases} \quad (3)$$

przy czym w omawianej normie mamy wyraźnie wyspecyfikowane (p. 7.1), że odwiert o długości równej nominalnej średnicy 100 mm odpowiada próbce sześcienniej o boku 150 mm. Jednakże dalej znajdujemy treść dającą wolne pole do analiz, a dotyczące przeliczania wyników badań odwiertów. Tak więc sytuacja w tym zakresie jest niezmienna od samego początku żelbetu, czyli od czasów, gdy podstawą takich przeliczeń były prace Saligera, Bacha, Paszkowskiego, Roša, Empergera, Gwozdiewa i innych. Jest to zagadnienie szczególnie wrażliwe w sytuacjach, gdy proporcje pomiędzy wysokością h a średnicą ϕ próbek są inne niż 1:1 lub 2:1. Dodajmy, że dawniej mówiono o próbce, że jest walcowa gdy $h/\phi = 1$, podczas gdy próbkę o proporcji $h/\phi = 2$ nazywano słupową. W obecnej nomenklaturze występują jedynie próbki walcowe (ang. *cylinder*).

Poza proporcjami liniowych wymiarów w przypadku betonu ważne jest by uwzględnić jego objętość, gdyż na ogół wytrzymałość spada przy wzroście objętości badanej próbki betonu, co jak wynika z teorii pęknięcia Griffitha jest związane z proporcjonalnością średniej ilości rys do objętości próbki, a o zniszczeniu decyduje rozwój największej z rys [11].

Zatem na zasadach określonych normą [1] wyznaczmy korelację pomiędzy wymiarami próbek, przyjmując jako odniesienie próbkę walcową $h/\phi = 1$ i $h=100$ mm. Wykorzystamy dane empiryczne z już wcześniej przywoływanej monografii [2],

$$R_{16} = 0,85 \quad R_8 = 1,1 \quad R_{19,6} \quad (4)$$

w której jako wielkość odniesienia przyjmowano próbkę walcową $h/\phi = 1$ i $h=120$ mm, o polu podstawy walca ~ 100 cm²; przez R oznaczono tu wytrzymałość betonu na ściskanie. Warto nadmienić, że relacja (4) była stosowana w „starych” Polskich Normach. Rachunki wykonano w arkuszu kalkulacyjnym, a wyniki zawarto w tabeli 1. W rezultacie przeliczeń wyznaczono krzywą korelacji spełniającą warunek (4). W ostatniej kolumnie tabeli 1 mamy wyznaczone współczynniki sprowadzające do próbki o $h = \phi = 100$ mm. Wykres na rysunku 1 jest wizualizacją rachunków z tabeli 1.

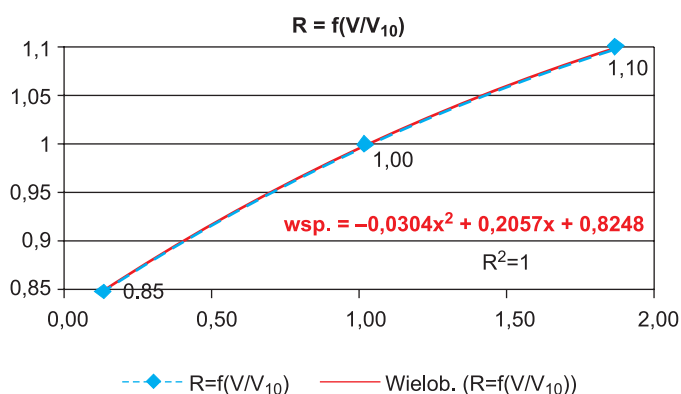
Wykorzystamy teraz wyznaczoną korelację do oceny próbek betonu pobieranego z obiektu 4 w ciągu obwodnicy Kraśnika.

Obwodnica Kraśnika

Kraśnik obejmuje skrótową nazwą dwa różne miasta tj. Kraśnik, nazywany potocznie Starym Kraśnikiem oraz Kraśnik Fabryczny zbudowany razem z Fabryką Łożysk Toczo-

Tabela 1. Wyznaczenie korelacji sprowadzającej do próbki $h = \phi = 100$ mm

$h = \phi$ [cm]	V [cm ³]	v/v_{16} [1]	wsp. sprow. do ϕ_{16}	Spr. wg krz. korelacji	wsp. sprow. do ϕ_{10}
8	402,12	0,13	0,85	0,850	0,973
16	3216,99	1,00	1,00	1,000	1,145
19,6	5913,68	1,84	1,10	1,100	1,260
10	785,40	0,24		0,873	1,000



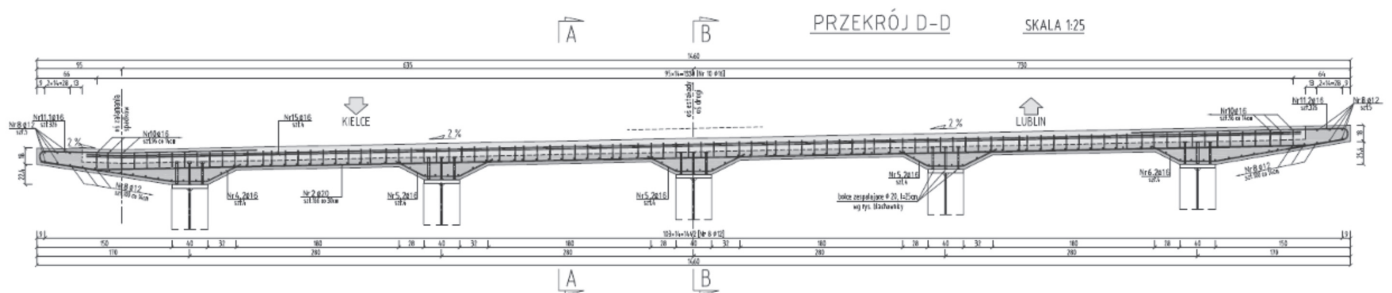
Rys. 1. Krzywa korelacji wytrzymałości do względnej miary objętości



Fot. 1-2. Ciężki ruch samochodowy w centrum Kraśnika (fot. S.Karaś, R.Miśkiewicz)



Fot. 3-4. Budowa obiektu nr 4 w ciągu obwodnicy Kraśnika (fot. S.Karaś, R. Miśkiewicz)



Rys. 2. Przekrój poprzeczny płyty ustroju nośnego¹⁾ obiektu nr 4 w ciągu obwodnicy Kraśnika

nych. Przez Kraśnik biegnie (i to dosłownie) droga krajowa nr 74 Kielce – Kraśnik. Kierujący się na most w Anopolu cały ruch samochodowy przejeżdża przez stare centrum, które mimo różnych skutecznych w swoim zakresie rozwiązań inżynierii ruchu, jest przeciążone ruchem autobusów i samochodów ciężarowych, w tym w szczególności TIR’ów.

Dodatkowo stan tłoku na jezdniach potęguje położenie miasta na wzgórzach oraz liczne zakręty wynikające z historycznej zabudowy. Od wielu lat planowano budowę objazdu (nazwanego obwodnicą) centrum Kraśnika. W 2007 r. w Drogi Moście Lubelskim zakończono prace projektowe (projektant: inż. Stanisław Kitliński). Podstawą projektowania była wówczas norma PN-EN 206-1:2003, która również posłużyła do sporządzenia specyfikacji szczegółowych dotyczących betonu. Obecnie prace budowlane wchodzi w końcową fazę. Wybrany, spośród trzech, wariant trasy przebiega przez malownicze pagórkowate tereny charakterystyczne dla Lubelszczyzny. Występujące liczne i głębokie wąwozy były przyczyną zastosowania przejść mostowych, przy czym są to: 1 wiadukt łukowy żelbetowy, 2 estakady stalowe zespolone z żelbetową płytą pomostu oraz 5 przepustów ze blach falistych typu SuperCor.

Obiekt nr 4 to wiadukt z ustrojem nośnym zespolonym typu stal-beton o długości 49,0 m i szerokości 14,6 m. Płyta żelbetowa o grubości pomiędzy dźwigarami 25 cm oparta jest na pięciu stalowych dźwigarach blachownicowych (fot. 3-4, rys. 2).

Badania betonu z obiektu nr 4 w ciągu obwodnicy Kraśnika

W dokumentacji projektowej przyjęto, że beton płyty ustroju nośnego będzie klasy C35/45. Układanie mieszanki betonowej wykonano w dniu 12 kwietnia 2010 r., wtedy również pobrano materiał do uformowania znormalizowanych próbek, sześcianów o boku $a = 150$ mm.

Po 28 dniach dojrzewania w dniu 17 maja 2010 r. przeprowadzono próby ściskania 9 próbek w Laboratorium GDDKiA Oddziału w Lublinie, uzyskując:

$$f_{ck, cube} = \min \left\{ \begin{matrix} 36,2 \\ 42,0 \end{matrix} \right\} \rightarrow 37 \text{ MPa} \rightarrow C30/37 < \text{proj. C35/45.}$$

Wobec niekorzystnego wyniku tj. niższej klasy betonu niż założona w projekcie, przeprowadzono dwa inne badania.

Producent betonu zlecił Instytutowi Badawczemu Dróg i Mostów (IBDiM) badania, które objęły pobranie 3 rdzeni $h=102$ mm, $\phi=99$ mm i poddanie ich ściskaniu w dniu 19 maja 2010 r. (dwa dni po 28 dniach dojrzewania). Uzyskano wówczas:

$$f_{ck, is} = \min \left\{ \begin{matrix} 55,6 - 7 \\ 51,4 + 4 \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 48,6 \\ 55,4 \end{matrix} \right\} = 48,5 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\rightarrow C45/55 > \text{proj. C35/45}$$

¹⁾ za zgodą DrogMostu Lubelskiego

tu zgodnie z najnowszą normą [1] stosowano dzielnik 0,85. Przy pominięciu dzielnika mamy:

$$f_{ck, cube} = 48,5 \text{ MPa} \rightarrow C^* 40 / 50 > \text{proj. C35 / 45,}$$

przy czym przez $C^* = 0,85 \cdot C$ oznaczono quasi-klasę odpowiadającą wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji.

Jednocześnie wykonawca pobrał 8 rdzeni i na nich przeprowadzono badania w Laboratorium GDDKiA Oddział w Lublinie, w dniu 21 maja 2010 r. (4 dni po 28 dniach dojrzewania). Pomierzono średnice, które zawierały się w przedziale ~98 do 99 mm przy wysokościach ~100 mm. Po sprowadzeniu do wymiarów próbki $h = \phi = 100 \text{ mm}$ obliczono:

$$k = 6, \quad f_{m(8),is} = 47,48 \text{ MPa}, \quad f_{is,lowest} = 36,89 \text{ MPa}, \quad \beta_{cc(t)} = 1,03$$

$$f_{ck, is, 28, cube} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{m(8), 28, is} - 6 = 40,27 \\ f_{is, 28, lowest} + 4 = 39,94 \end{array} \right\} = 40 \text{ MPa} \rightarrow C^*_{n.n.} 32 / 40 < \text{proj. C35 / 45}$$

Przez skrót – n.n – oznaczono nienormalatywne oznaczenie klasy. Zastosowanie dzielnika 0,85 powoduje następujący wynik:

$$f_{ck, 28, cube} = \frac{40}{0,85} = 47,0 \text{ MPa} \rightarrow C35 / 45 = \text{proj. C35 / 45.}$$

Pomimo teoretycznie poprawnych wyników w dalszym ciągu istniały wątpliwości co do faktycznej wytrzymałości betonu po 28 dniach, pochodzące między innymi stąd, że zastosowano w rzeczywistości spekulacje wynikające z nowych możliwości normowych. Dlatego przeprowadzono ponowne pobranie 8 rdzeni i ich badania w Laboratorium Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej. Testy ściskania miały miejsce w dniu 10 czerwca 2010 r. (24 dni po 28 dniach dojrzewania). Uzyskano:

$$\beta_{cc(t)} = 1,06 \quad f_{m(8),is} = 58,99 \text{ MPa}, \quad f_{is,lowest} = 54,33 \text{ MPa}$$

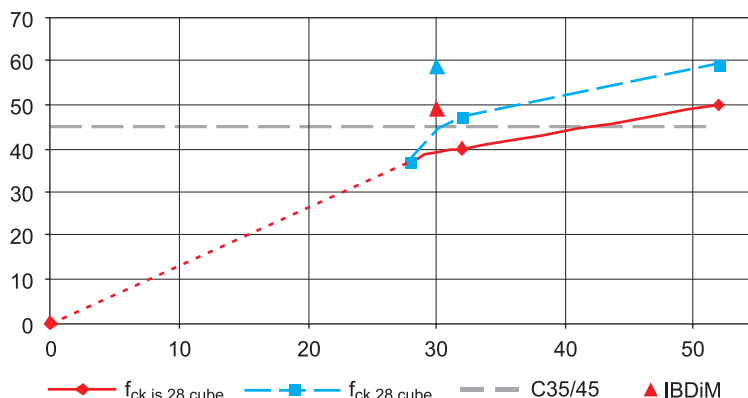
$$f_{ck, is, 28} = \min \left\{ \begin{array}{l} 49,85 \\ 55,44 \end{array} \right\} = 50,0 \text{ MPa} \rightarrow C^* 40 / 50 > \text{proj. C35 / 45,}$$

jednocześnie przy stosowaniu dzielnika 0,85 otrzymujemy

$$f_{ck, cube} = 59,0 \text{ MPa} \rightarrow C50 / 60.$$

t [doby]	$f_{ck, is, 28, cube}$ MPa	$f_{ck, 28, cube}$ MPa
0	0	0
28	37,0	37,0
32	40,0	47,0
52	50,0	59,0
30	49,0	59,0

Rys. 3. Zmienność wytrzymałości w czasie (opis w tekście)



Pomierzony przebieg wzrostu wytrzymałości

Zbieg okoliczności sprawił, że uzyskano możliwość zestawienia wyznaczanych wytrzymałości w czasie i można było narysować wykres ich zmienności. Na osi odciętych odłożono czas w dobach, podczas gdy na osi rzędnych podano wartości $f_{ck, is}$ w MPa tj. wytrzymałości charakterystyczne betonu w konstrukcji, prowadzące do wprowadzonej tu quasi-klasy C^* . W zmienności wytrzymałości nie uwzględniono wyniku IBDiM, podając go jednak w postaci dodatkowych punktów. Graficzny obraz zmienności wytrzymałości zawiera wykres na rysunku 3.

Komentując krótko wykres na rysunku 3, stwierdzamy, że w analizowanym przypadku miarodajne są wielkości wyznaczone jako wytrzymałość charakterystyczna w konstrukcji $f_{ck, is, 28, cube}$, przy czym w analizie zastosowano wartości sprowadzone do 28 dnia twardnienia betonu. Zastosowanie dzielnika 0,85 w rozpatrywanym przypadku znacznie zaciemnia interpretację.

Nowe betony stosowane w mostownictwie

Współczesna chemia betonu stwarza bardzo szerokie możliwości w osiąganiu wybranych cech mieszanki betonowej. Dzięki temu można wydłużać czas transportu mieszanki betonowej z wytwórni do miejsca budowy.

W przypadku obwodnicy Kraśnika, mieszanka betonowa była wytwarzana w Lublinie odległym od placu budowy o ~50 km. Przejazd samochodu na tym dystansie w ciągu dnia, na drodze krajowej nr 19 nie był krótszy niż 1h, a jako przeciętny czas można z powodzeniem przyjmować podwojoną wartość tj. ~2h.

W omawianym tu problemie koincydencja możliwości interpretacyjnych wynikających z nowej normy [1] oraz opisanego stanu zanizonej wytrzymałości jest przypadkowa, ale i szczęśliwa, gdyż pokazuje niedostatki tej normy.

Zdaniem autorów przyczyną opóźnienia osiągania żądanych w projekcie wytrzymałości mogły być stosowane do mieszanki betonowej opóźniacze, niezbędne do wydłużonego czasu dowozu.

Wpływ opóźniaczy jest rozpoznany i na ogół traktowany w ten sposób, że domieszki opóźniaczy podnoszą 28-dniową wytrzymałość betonu. Podniesienie końcowej wytrzymałości wynika

z uspokojonego procesu krystalizacji, występującego równomiernie i systematycznie obejmującego wszystkie pory. Jednakże istnieje zawsze niebezpieczeństwo „przedawkowania” w przyjętej recepturze betonu, a to może implikować stany analogiczne do mających miejsce na obwodnicy Kraśnika. Wyrazem takich potencjalnych zagrożeń są zastrzeżenia producentów chemii do betonów zamieszczane w kartach technicznych.

Wnioski

1. W artykule rozpatrzono kilka ważnych problemów interpretacyjnych związanych z wprowadzeniem nowej normy PN-EN 13791:2008 w kontekście stosowanych w mostownictwie oszacowań charakterystyk betonu, sygnalizując ich jakościowe i ilościowe aspekty. Wskazano, na przykładzie badań betonu ustroju nośnego obiektu nr 4 w obwodnicy Kraśnika, że wprowadzony w normie dzielnik 0,85 może prowadzić do błędnych interpretacji.

2. Podczas badania betonu z ww. obiektu odnotowane opóźnienia w osiągnięciu właściwej wytrzymałości mogły być spowodowane dozowaniem środków spowalniających wstępne procesy wiązania mieszanki betonowej.

3. Dla każdego mostowca jest rzeczą bolesną „robienie dziury w moście”. W opisywanym przypadku pobierano próbki aż 3 razy, przy czym ich łączna liczba wynosi $3 + 8 + 8 = 21$ szt. o łącznej objętości $0,016 \text{ m}^3$. Jest to sytuacja wyjątkowa, ale i tu można wyciągnąć naukę – może należy wykonywać w bezpośrednim sąsiedztwie mostu płytę świadka np. o wymiarach $1,0 \times 1,0 \times 0,15$, zaizolowaną od góry, która byłaby miejscem potencjalnych pobrań rdzeni do badań w przyszłości bądź w sytuacjach awaryjnych, bez konieczności naruszania elementów konstrukcyjnych. Dodatkowo, pobranie piętnastu rdzeni z betonu np. C70/85 stwarza utrudnienia techniczne w porównaniu do analogicznego zadania lecz w przypadku betonu C25/30.

4. Przeliczanie wyników badań odwiertów rdzeniowych o różnych proporcjach wysokości do średnicy powinno być oparte na wiarygodnych współczynnikach przeliczeniowych. Takie ujęcie stwarza możliwość stosowania różnych wiarygodnych metod. Do tej pory najczęściej wykorzystywano przeliczenia zawarte w monografii Neville [12]. W niniejszym

artykule zastosowano krzywą korelacji przedstawioną na rysunku 1. Wydaje się, że istnieje potrzeba opracowania zbioru krzywych korelacyjnych do różnych typowych grup betonów, podobnie, jak ma to miejsce w przypadku sklerometrii. Przy czym nie chodzi tu o to, by narzucać pewne rozwiązania, ale by stworzyć bazę do studiów porównawczych.

5. Widoczne na zdjęciach wiaduktu podpory tymczasowe usunięto po 45 dniach twardnienia betonu, tj. w czasie, gdy na pewno osiągnięto wytrzymałość sprowadzoną (bez stosowania dzielnika 0,85) odpowiadającą projektowanej klasie C35/45.

Autorzy wyrażają podziękowanie Polskiemu Komitetowi Normalizacyjnemu, w osobie Pani Joanny Roguszka, za możliwość studiowania Norm Europejskich w ich oryginalnych wersjach językowych.

Bibliografia

- [1] PN-EN 13791:2008 *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych*; EN 13791:2007 *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*
- [2] Olszak W., Kauffman S., Eimer Cz., Bychawski Z. – *Teoria konstrukcji sprężonych*, str. 210, PWN, Warszawa 1961 r.
- [3] Biliszczuk J., i inni – *Podręcznik inspektora mostowego*. Politechnika Wroclawska, Wrocław 1995
- [4] Eurocode 1: EN 1991-2 *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*
- [5] Moczko A., *Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach na podstawie badania odwiertów rdzeniowych w świetle nowej normy europejskiej EN-13791:2007*, http://www.polskicement.com.pl/3/1/artykuly/2008_1_50,51,52,53,54,55.pdf
- [6] *Beton według normy PN-EN 206-1-komentarz*, praca zbiorowa pod kierunkiem Lecha Czarneckiego, PKN, Cement polski, Kraków, 2004
- [7] PN-EN 12350-1 *Badania mieszanki betonowej. Część 1: Pobieranie próbek*
- [8] PN-EN 12390-2 *Badania betonu. Część 2: Wykonywanie i pielęgnacja próbek do badań wytrzymałościowych*
- [9] PN-EN 12390-3 *Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania*
- [10] Szymgin B. – *Semiotyka w analizie zabytków architektury*, TeKa Komisji Urbanistyki i Architektury PAN” t.XXVIII, Kraków 1996, ss.141-145
- [11] Zihai Shi – *Crack analysis in structural concrete: theory and applications*, Butterworth Heinemann, 2009
- [12] Neville A.M., *Właściwości betonu*. Polski Cement, Kraków 2000 ■

Uprzejmie informujemy Szanownych Prenumeratorów, że zgodnie z ustawą wprowadzającą 5% stawkę podatku VAT na czasopisma, cena 1 egzemplarza „Drogownictwa” od 1 stycznia 2011 roku wynosi **17,85 zł** (w tym 5% VAT).

Prenumerata roczna wynosi **214,20 zł**.

Faktury będą wysyłane po wpłaceniu należnej kwoty na nasze konto:

38 1160 2202 0000 0000 2741 3872

Zapraszamy do prenumerowania

Redakcja