

Aspekty trwałości w projektowaniu konstrukcji sprężonych



Dr hab. inż. prof. nadzw. Marta Kosior-Kazberuk, dr hab. inż. Jolanta Anna Prusiel,
Politechnika Białostocka

1. Wprowadzenie

Technologia wstępnego sprężenia jest często stosowana do wznoszenia odpowiedzialnych konstrukcji o założonym co najmniej 100-letnim okresie użytkowania (tab. 2.1 [1]). Obecnie trwałość, obok bezpieczeństwa i użyteczności, jest analizowana jako jeden z trzech filarów niezawodności konstrukcji. Ostatnie dziesięciolecie pokazały, że klasyczne procedury projektowania i zalecenia dotyczące trwałości często nie zapewniały niezawodnej, długotrwałej eksploatacji konstrukcji sprężonych w środowisku agresywnym [2, 3, 4]. Te doświadczenia doprowadziły do podjęcia prac nad nowymi podejściami do projektowania na trwałość w celu zapewnienia narzędzi odpowiadających aktualnym potrzebom związanym z projektowaniem. Nowe narzędzia projektowe pozwalają na zastąpienie uproszczonych metod według tradycyjnych norm, racjonalnymi, naukowo uzasadnionymi metodami projektowania na trwałość przy użyciu tych samych metod, opartych na niezawodności, jakie są stosowane od dziesięcioleci w projektowaniu konstrukcyjnym. Te nowe podejścia do projektowania zawarto, między innymi, w dokumencie *fib Model Code for Service Life Design* [5].

Poprawnie zaprojektowane, wykonane i użytkowane konstrukcje sprężone są z zasady bardziej trwałe niż analogiczne konstrukcje żelbetowe. Wzrasta jednak rola nienaganego wykonawstwa. Wpływ niewłaściwego otulenia, nieuszczelnności powierzchni betonu lub usterek lokalnych (odpryski, raki, rysy) jest tu o wiele bardziej niekorzystny, ze względu na mniejsze wymiary przekroju betonowego i mniejsze średnice zbrojenia w porównaniu do elementów żelbetowych. Uszkodzenia i awarie konstrukcji sprężonych są przedmiotem szczegółowych analiz, których efekty znajdują odzwierciedlenie w przepisach normowych i zaleceniach technicznych.

Celem pracy była identyfikacja najważniejszych przyczyn uszkodzeń elementów i konstrukcji sprężonych oraz analiza aktualnych koncepcji projektowania z uwzględnieniem wymogów trwałości.

2. Przyczyny uszkodzeń elementów i konstrukcji sprężonych

Konstrukcje sprężone wymagają staranniejszej ochrony przed korozją niż konstrukcje żelbetowe. Spowodowane jest to przede wszystkim:

- wrażliwością tych konstrukcji na lokalne uszkodzenia, prowadzące najczęściej do katastrofy budowlanej,

- podatnością stali sprężającej na korozję naprężeniową, objawiającą się gwałtownym zerwaniem w zakresie sprężystym. Przypadki awaryjne konstrukcji sprężonych były zwykle spowodowane niedopełnieniem wymagań, zwłaszcza w zakresie ochrony przed korozją [2]. W okresie ostatnich dziesięcioleci dotyczyły różnego typu obiektów. Poniżej przedstawiono kilka przykładów.

W przypadku zbiorników i silosów sprężanych obwodowo, korozja cięgien należy do typowych i najczęstszych uszkodzeń [6]. Oddziaływania środowiskowe (temperatura, wilgotność otoczenia), a zwłaszcza środowisko agresywne chemicznie przyspiesza procesy korozyjne i zwiększa ryzyko awarii konstrukcji. Brak właściwego zabezpieczenia przed korozją całej konstrukcji, a szczególnie zbrojenia sprężającego, może spowodować wyeliminowanie zbiornika, czy silosu z eksploatacji. Lokalna korozja wżerowa cięgien czy zakotwień zbrojenia sprężającego może doprowadzić nawet do katastrofy budowlanej. Zagrożenie awarią jest większe w przypadku zbiorników czy silosów sprężonych, w których ściany wykonano z elementów prefabrykowanych.

Produkcję kablobetonowych dźwigarów dachowych rozpoczęto w Polsce w połowie lat 50. ub. wieku. W ówczesnych latach były to rozwiązania bardzo nowoczesne, cieszyły się dobrą opinią i były powszechnie stosowane w budownictwie przemysłowym, ogólnym, specjalnym oraz rolniczym. Nowoczesnym rozwiązaniom konstrukcyjnym nie zawsze towarzyszyła praktyka wykonawcza na odpowiednio wysokim poziomie, co przyczyniło się do licznych awarii tych dźwigarów. Z przeprowadzonych badań i analiz wynika, że podstawową przyczyną takiego stanu był brak właściwego zabezpieczenia konstrukcji tych obiektów przed korozją, przy czym uszkodzenia tym spowodowane powstawały w wyniku wad projektowych (założeń obliczeniowych, obliczeń statycznych), błędów i usterek konstrukcyjnych, niewłaściwej produkcji elementów, wadliwego składowania, transportu i przeładunku, wad montażu, niedociągnięć przy scalaniu dźwigarów i sprężaniu, źle wykonanych robót wykończeniowych. Odrębną grupę stanowiły problemy eksploatacyjne: przeciążenia konstrukcji, niedokładność wykonania pokrycia dachowego i wszystkich jego elementów oraz brak konserwacji, wpływy dynamiczne, adaptowanie typowych dźwigarów wyłącznie na podstawie kart katalogowych, bez rozpoznania warunków eksploatacji, przy braku obliczeń uzupełniających i braku opracowania wielu szczegółów konstrukcyjnych. Zagadnienia te były przedmiotem wielu publikacji [2, 7, 8].

Zarysowanie prefabrykowanych słupów sprężonych w części głowicowej oraz nad otworem technologicznym było wynikiem błędu projektowego. Były to słupy środkowe w hali produkcyjnej dwunawowej o konstrukcji mieszanej stalowo-żelbetowej [9]. Na podstawie przeprowadzonych badań obiektu i analizy numerycznej (MES) stwierdzono, że przyczyną zarysowania słupów była zbyt mała powierzchnia zbrojenia poprzecznego zdolnego do przeniesienia naprężeń rozciągających prostopadłych do osi słupa. Charakter uszkodzeń odpowiadał zjawisku, jakie występuje w przypadku rozszczepienia strefy zakotwienia elementów sprężonych [7]. Jest to związane z występowaniem w strefie zakotwienia znacznych sił poprzecznych od sprężenia.

Inny przykład uszkodzenia, który może doprowadzić do stanu awaryjnego elementu nośnego, a w nawet całej konstrukcji, to rozwarstwienie płyty dolnej w dźwigarze skrzynkowym mostu sprężonego [10]. Przyczyną uszkodzenia były wykonawcze imperfekcje geometryczne w ułożeniu kanałów kablowych w płycie oraz błąd konstrukcyjny – brak połączenia za pomocą strzemion (tzw. „strzemion zszywających”) górnej i dolnej siatki zbrojenia płyty. W tej sytuacji, nawet przy niewielkich imperfekcjach geometrycznych kabli sprężających powstają duże siły rozwarstwiający w przekroju dźwigara.

Obszerny opis problemów związanych ze stanem technicznym wstępnie sprężonych obiektów mostowych można znaleźć w pracy Świta [3]. Istotną część europejskiej infrastruktury transportu, energetyki konwencjonalnej i nuklearnej oraz budownictwa wodnego i przemysłowego stanowią również konstrukcje betonowe wstępnie sprężone. Naturalne starzenie materiału, wpływ środowiska, a w przypadku mostów znaczny wzrost obciążenia, przyspieszyły procesy destrukcyjne oraz przyczyniły się do zwiększenia liczby katastrof tych konstrukcji. W efekcie w Wielkiej Brytanii w 2005 roku czasowo zakazano budowy wstępnie sprężonych mostów betonowych. Informacje o coraz częstszych awariach i katastrofach obiektów mostowych oraz wysokie i nieprzewidziane koszty, jakie ponoszone są w związku z naprawami tych konstrukcji, stworzyły pilną potrzebę badań nad oceną ich trwałości i nośności [3]. Obecnie problemem w Polsce, jak i w Europie są obiekty wybudowane w II połowie ubiegłego wieku. Wynika to z faktu wzrostu ich obciążenia oraz naturalnego starzenia. Degradacja obiektów postępuje nie tylko ze względu na ich przeciążenie, proces starzenia czy korozję, lecz głównie spowodowana jest ograniczonymi funduszami przeznaczonymi na ich remonty i rewitalizację. W rezultacie obiekty te w szybkim tempie ulegają niszczeniu.

3. Normowe zasady zapewnienia trwałości konstrukcji sprężonych

W celu zwiększenia trwałości konstrukcji sprężonych wprowadzono w PN-EN 1992-1-1 [11] dodatkowe, w stosunku do konstrukcji żelbetowych, zalecenia odnośnie określania wartości minimalnego otulenia betonem cięgien sprężających. W elementach kablobetonowych wartość otulenia ze względu na przyczepność jest uzależniona od wymiarów kanału. W przypadku kanału okrągłego jest to co najmniej wymiar jego

średnicy, a gdy kanał jest prostokątny należy przyjąć większą wartość z dwóch: mniejszy wymiar kanału lub pół większego wymiaru, przy czym otulenie większe niż 80 mm uznaje się za wystarczające dla obu typów kanałów. W elementach strunobetonowych zaleca się przyjmować – dla cięgien 1,5 średnicy splotu lub drutu i 2,5 średnicy drutu nagiętanego. Również z uwagi na zarysowanie w stanie granicznym użytkowalności, które może wpłynąć na znaczne obniżenie trwałości konstrukcji sprężonej wymaga się, aby wszystkie części cięgien lub ich kanałów były otoczone warstwą betonu ścisłanego o grubości przynajmniej 25 mm.

Podobne wytyczne odnośnie otuliny ze względu na bezpieczne przekazanie sił przyczepności w konstrukcjach sprężonych podaje Model Code 2010, tom 2 [12], a ponadto zaleca zwiększyć grubość otuliny betonem z uwagi na trwałość. Wartości otuliny betonem dotyczące elementów sprężonych projektowanych na 50 lat użytkowania podano w tabeli 1. Natomiast w przypadku konstrukcji sprężonych projektowanych na 100 lat, grubość otuliny należy zwiększyć o około 30%.

Wymienione normy podkreślają znaczenie jakości betonu otuliny dla trwałości konstrukcji, stawiając wymagania odnośnie do doboru składników betonu i ich proporcji, a także minimalnej klasy wytrzymałości, odpowiednio dla konstrukcji strunobetonowych i kablobetonowych.

Tabela 1. Minimalna otulina ze względu na trwałość konstrukcji dla okresu użytkowania 50 lat [12]

Klasa ekspozycji	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
Konstrukcje żelbetowe	10	15	25	30	35	40	45
Konstrukcje sprężone	10	25	35	40	45	50	55

W Model Code 2010, tom 1 [13], szczególną uwagę poświęcono ochronie cięgien przed korozją, która jest jedną z najczęstszych przyczyn awarii konstrukcji sprężonych. Rozróżnia się tymczasową i trwałą ochronę cięgien. Ochrona tymczasowa polega na zastosowaniu odpowiednich olejów rozpuszczalnych w wodzie. W zakresie trwałej ochrony stali sprężającej wprowadzono trzy poziomy ochrony (PL1, PL2 i PL3), dla których zaproponowano wymagania (oddzielnie dla kablobetonów i strunobetonów), jakie należy zapewnić, aby cięgna i zakotwienia miały zabezpieczenie przed korozją odpowiednio do wymaganego okresu użytkowania konstrukcji sprężonej oraz do warunków środowiska i ekspozycji. Zalecane rozwiązanie ochrony trwałej w elemencie kablobetonowym polega na zastosowaniu osłony (wypełnionej smarem antykorozyjnym) pojedynczego cięgna (poziom PL1) lub wiązki cięgien na całej długości razem z zakotwieniem (poziom PL2). Na poziomie PL3 należy dodatkowo zapewnić możliwość monitorowania lub kontroli cięgien i osłony. W przypadku cięgien w strunobetonie na poziomie PL1 zaleca się, aby cięgno miało dostateczną otulinę betonową, odpowiednią do warunków środowiska i ekspozycji, a na poziomie PL2 należy jeszcze dodatkowo zastosować trwałą powłokę i specjalną ochronę końców cięgna. Natomiast na poziomie PL3, podobnie jak w kablobetonach, należy zapewnić system monitoringu korozji cięgien.

W Biuletynie 33 *fib* [14] opisano szerzej wymagania oraz procedury badania i kryteria akceptacji dla odpowiednich poziomów ochrony stali sprężającej.

O trwałości konstrukcji sprężonych decydują również stany graniczne użytkowalności w zakresie ograniczenia naprężeń oraz zarysowania. W wyniku przekroczenia naprężeń ściskających w betonie powstają podłużne rysy, które mogą doprowadzić do lokalnego uszkodzenia elementu. Ponadto przekroczenie naprężeń ściskających może powodować dość duże pękanie betonu z niekorzystnymi skutkami dla strat siły sprężającej. Stąd, norma [12] w przypadku konstrukcji w klasach ekspozycji XD, XS i XF zaleca ograniczenie naprężeń ściskających w betonie do wartości $0,6f_{ck}(t)$, przy której te niekorzystne efekty zostaną wyeliminowane. Natomiast tych ograniczeń można nie stosować do naprężeń pod łożyskami i zakotwieniami.

Odnosnie zarysowania w elementach sprężonych, zgodnie z normą [12] należy ograniczyć szerokość rozwarcia rys do wartości podanych w tabeli 2, w zależności od poziomu ochrony cięgien przed korozją.

Tabela 2. Ograniczenia szerokości rozwarcia rysy (mm) dla elementów żelbetowych i sprężonych (z przyczepnością) [12]

Klasy ekspozycji	RC	PL1	PL2	PL3
X0	0,3	0,2	0,3	0,3
XC	0,3	0,2	0,3	0,3
XD	0,2	$\sigma_c < 0^*$	0,2	0,2
XS	0,2	$\sigma_c < 0^*$	0,2	0,2
XF	0,2	$\sigma_c < 0^*$	0,2	0,2

Oznaczenia:

PL1, PL2, PL3 – poziomy ochrony cięgien przed korozją,

$\sigma_c < 0^*$ – naprężenia w betonie na poziomie zbrojenia sprężającego.

Ponadto dla zginanych elementów sprężonych pracujących w klasie ekspozycji XD, XF i XS, wprowadzono dodatkowe ograniczenia odnośnie zarysowania [12], które należy zapewnić już na etapie projektowania konstrukcji sprężonej. Mianowicie, w pobliżu kanału kablowego lub obwodu zbrojenia sprężającego nie dopuszcza się wystąpienia rozciągania w odległości 100 mm, mierzonej w kierunku powierzchni rozciąganej. W przypadku, gdy wymiar elementu sprężonego jest mniejszy niż 400 mm, odległość ta może być zmniejszona do 25 mm.

Odrębną grupę konstrukcji sprężonych, dla której należy spełnić specjalne wymagania z uwagi na trwałość, stanowią zbiorniki cylindryczne na ciecze z betonu sprężonego. Częściej są stosowane rozwiązania konstrukcyjne ściany zbiornika z elementów prefabrykowanych, ale również realizowane są zbiorniki w wersji monolitycznej. Zagadnienia związane z projektowaniem i konstrukcją zbiornika, technologią i realizacją sprężania, a także warunkami eksploatacji tych konstrukcji opisał szeroko Seruga [15].

W zbiornikach na ciecze zagadnienie trwałości wiąże się bezpośrednio z zapewnieniem szczelności zbiornika. Norma Eurokod 2, część 3 [16] wprowadziła dla zbiorników na ciecze i ośrodki sypkie cztery klasy szczelności („0”, „1”, „2” i „3”),

którym przypisane są odpowiednie wymagania do spełnienia na etapie projektowania, wykonawstwa i eksploatacji. Zgodnie z normą [16] szerokość rysy w zbiornikach, w których przecieki są ograniczone, wynosi od 0,05 mm do 0,20 mm, a jej wartość zależy od ciśnienia cieczy i grubości ściany. W przypadku niedopuszczenia w zbiorniku rysy przez cały przekrój ściany (klasa „2” i „3”), już na etapie projektowania należy zapewnić, że strefa ściskana będzie miała wysokość co najmniej 50 mm i 0,2 wysokości przekroju elementu. Podobne zalecenia odnośnie ograniczenia rys w konstrukcji przy wymaganej szczelności na cieczy zawarte są w Model Code 2010 [12]. Dodatkowo norma [16] zaleca minimalne grubości ściany w zależności od klasy szczelności zbiornika, tj. 150 mm – klasa „1” i „2” oraz 120 mm – klasa „0”. A w przypadku sprężenia ściany kablami, średnica kanałów kablowych umieszczonych wewnątrz ściany nie może przekraczać 0,25 grubości ściany. Szczegółowe zalecenia dla zbiorników cylindrycznych z betonu sprężonego zawierają wytyczne Komitetów PCI [17] i ACI [18], opisane w [15]. Ze względu na zapewnienie szczelności zbiornika i ochronę przed korozją podane są dopuszczalne wartości naprężeń w betonie i maksymalne pionowe naprężenia rozciągające na etapie początkowego sprężenia ściany i w końcowym etapie eksploatacyjnym zbiornika. Również w zaleceniach ACI [18] określono minimalne grubości ściany zbiornika sprężonego w zależności od konstrukcji i technologii wykonania:

- 250 mm – ściany monolityczne z wewnętrznymi obwodowymi cięgnami oraz ze zbrojeniem zwykłym przy zewnętrznej lub wewnętrznej powierzchni ściany; mogą też być zastosowane pionowe cięgna sprężające,
 - 230 mm – ściany monolityczne z wewnętrznymi obwodowymi cięgnami i pionowymi cięgnami oraz ze zbrojeniem zwykłym umieszczonym w osi lub blisko osi ściany;
 - 200 mm – ściany prefabrykowane z wewnętrznymi obwodowymi i pionowymi cięgnami lub w kierunku pionowym zbrojenie zwykłe w postaci siatek,
 - 180 mm – ściany z elementów prefabrykowanych strunobetonowych, sprężone wewnętrznymi obwodowymi cięgnami,
 - 130 mm – ściany z elementów prefabrykowanych strunobetonowych, sprężone zewnętrznymi obwodowymi cięgnami.
- Podobne zalecenia odnośnie minimalnej grubości ściany występują w wytycznych Komitetu PCI [17]. Przykładowo dla ściany z elementów prefabrykowanych strunobetonowych, sprężonej zewnętrznymi obwodowymi cięgnami zalecana jest taka sama grubość jak w wytycznych ACI [18]. Natomiast w przypadku ściany z elementów kablabetonowych, sprężonej wewnętrznymi cięgnami należy przyjąć grubość ściany nie mniejszą niż 180 mm, a jeśli ściana jest wykonana z elementów strunobetonowych lub żelbetowych – nie mniej niż 150 mm.

4. Podejście do projektowania konstrukcji z uwzględnieniem trwałości

Szerzej, w stosunku do EC2 [11], w sposób umożliwiający różny stopień uszczegółowienia podejścia do trwałości, ujęto problem projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych w normie wzorcowej *fib* Model Code for Service Life

Design [5]. Główne założenia tej normy zostały włączone do *fib Model Code* [12, 13]. Zamierzeniem tego dokumentu jest określenie modeli przydatnych w ocenie zjawisk związanych z trwałością i przygotowanie podstaw do normalizacji projektowania konstrukcji z betonu z uwagi na okres użytkowania. Uwarunkowania związane z okresem użytkowania, w którym powinny być zachowane wymagane cechy przydatności konstrukcji, brane są pod uwagę w dwojaki sposób:

- projektowy okres użytkowania – w odniesieniu do projektowanych konstrukcji,
 - pozostały okres użytkowania – w odniesieniu do istniejących konstrukcji, ocenianych, naprawianych lub modyfikowanych.
- Norma zakłada możliwość stosowania, w zależności od badawczego rozpoznania problemów trwałości, czterech sposobów podejścia do projektowania konstrukcji z betonu na okres użytkowania:
- pełne probabilistyczne (*fullprobabilistic*),
 - półprobabilistyczne (*semi-probabilistic*) – metoda częściowych współczynników,
 - uznane za wystarczające (*deem-to-satisfy*) – znana z norm projektowania konstrukcyjnego przybliżona metoda zapewnienia wymaganego okresu użytkowania,
 - unikanie zniszczenia (*avoidance of deterioration*) – realizacja wskazań ograniczających zagrożenia.

Zróznicowane podejścia mogą być stosowane przy projektowaniu różnych elementów tej samej konstrukcji w zależności od klasy ekspozycji na warunki środowiska.

Metoda w pełni probabilistyczna polega na sprawdzeniu każdego stanu granicznego konstrukcji poprzez oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia zniszczenia w określonym czasie porównawczym i sprawdzeniu konstrukcji pod względem wymagań niezawodności. Podejście uwzględnia losową naturę agresywnych oddziaływań środowiska, procesów degradacji, a także właściwości zastosowanych materiałów. Ze względu na brak modeli, a zwłaszcza brak danych statystycznych do kalibracji modeli, podejście probabilistyczne, jak dotąd, było rzadko wykorzystywane, głównie w przypadku projektowania wymagających konstrukcji takich jak: mosty, tunele, obiekty hydrotechniczne, których projektowany okres użytkowania przekraczał 100 lat [19, 20]. Częściej ta metoda jest wykorzystywana do oceny przydatności istniejących konstrukcji, w przypadku zakończenia okresu ich użytkowania, wykrycia błędów projektowych lub wykonawczych albo planowanej zmiany sposobu użytkowania obiektu [13]. W dokumencie *fib Model Code for Service Life Design* [5] wyszczególniono następujące mechanizmy niszczenia konstrukcji żelbetowych i sprężonych:

- korozja zbrojenia w wyniku karbonatyzacji betonu,
- korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki,
- niszczenie mrozowe,

dla których istnieją ogólnie przyjęte modele zniszczenia.

Analiza warunków stanów granicznych według [5] pozwala ocenić, jakie czynniki uznano za decydujące o trwałości konstrukcji w warunkach oddziaływania agresywnego środowiska. Wybrane z nich z uwagi na warunki eksploatacji konstrukcji sprężonych przedstawiono w dalszej części.

Probabilistyczne podejście do modelowania korozji w wyniku

karbonatyzacji betonu bazuje na porównaniu grubości otuliny zbrojenia a z głębokością karbonatyzacji $x_c(t)$ w chwili t według wzoru:

$$g(a, x_c(t)) = a - x_c(t) = a - \sqrt{(2k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-D} + \varepsilon_t) \cdot C_s) \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)}, \quad (1)$$

gdzie:

k_e – funkcja uwzględniająca wpływ poziomu wilgotności na proces dyfuzji CO_2 w betonie,

k_c – współczynnik uwzględniający wpływ pielęgnacji,

k_t – współczynnik regresji,

$R_{ACC,0}^{-1}$ – odwrotność współczynnika odporności na karbonatyzację, określonego w teście przyspieszonym,

ε_t – błąd pomiaru,

C_s – stężenie CO_2 w powietrzu,

$W(t)$ – współczynnik uwzględniający warunki pogodowe (opady deszczu) powodujące okresowe zwilżanie powierzchni betonu. Zakłada się, że dominującym mechanizmem transportu CO_2 w betonie jest dyfuzja zgodnie z pierwszym prawem Ficka. Współczynnik dyfuzji CO_2 traktuje się jako stałą materiałową, pomimo, że jego wartość może być funkcją różnych zmiennych w trakcie całego okresu użytkowania konstrukcji.

W przypadku korozji zbrojenia inicjowanej przez chlorki w niezarysowanym betonie, ocena stanu granicznego polega na porównaniu krytycznej zawartości chlorków C_{crit} z rzeczywistym stężeniem jonów chlorkowych w sąsiedztwie prętów zbrojeniowych $C(x = a, t)$ w chwili t , zgodnie ze wzorem:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{\sqrt{2} \sqrt{D_{app,C} \cdot t}} \right], \quad (2)$$

gdzie:

C_0 – początkowa zawartość chlorków w betonie,

$C_{S,\Delta x}$ – zawartość chlorków na głębokości Δx w chwili t ,

a – grubość otuliny,

Δx – strefa konwekcji (grubość warstwy betonu, w której proces penetracji chlorków nie można opisać za pomocą drugiego prawa dyfuzji Ficka, ponieważ proces migracji chlorków w tej strefie nie jest powodowany dyfuzją),

$D_{app,C}$ – pozorny współczynnik dyfuzji chlorków w betonie, uwzględniający ustalony eksperymentalnie współczynnik dyfuzji chlorków w betonie,

erf – funkcja błędu.

Model bazuje na drugim prawie dyfuzji Ficka z uwzględnieniem strefy konwekcji w pobliżu powierzchni betonu, gdzie transport chlorków jest determinowany przez częste zwilżanie i odparowywanie wody.

Proces uszkodzenia elementu pod wpływem wewnętrznego niszczenia betonu wskutek cyklicznego zamrażania i rozmrażania opisano w następujący sposób:

$$g(S_{CR}, S_{ACT}(t < t_{sl})) = S_{CR} - S_{ACT}(t - t_{sl}). \quad (3)$$

Równanie (3) opiera się na porównaniu wartości krytycznego stopnia nasycenia betonu wodą S_{CR} z realnym (bieżącym)

stopniem nasycenia $S_{ACT}(t)$ w chwili t , w założonym projektowanym czasie użytkowania t_{SL} . Przy czym, zakłada się, że pochłanianie wody przez system pustek powietrznych jest dominującym mechanizmem przemieszczania się wody w kapilarno-porowatej mikrostrukturze betonu. Krytyczny stopień nasycenia betonu S_{CR} traktuje się jako stałą materiałową, pomimo, że jego wartość może być funkcją różnych czynników w trakcie całego okresu użytkowania konstrukcji. Wartość S_{CR} określa się dla każdego betonu oddzielnie, na podstawie badań laboratoryjnych.

Metoda częściowych współczynników (półprobabilistyczna) opiera się na wartościach obliczeniowych oddziaływań, odporności i charakterystyk geometrycznych oraz na deterministycznych wartościach częściowych współczynników bezpieczeństwa. Dotyczy przede wszystkim, projektowania konstrukcyjnego i nie wyróżnia problematyki trwałości. Sprężenie traktuje się jako oddziaływanie zmienne na konstrukcję. Problematyka zapewnienia trwałości szerzej ujęta jest w niżej opisanych podejściach do projektowania.

Podejście „uznane za wystarczające” jest zbiorem reguł do wymiarowania, doboru materiałów i produktów oraz procedur wykonawczych. W większości norm, projektowanie dotyczące trwałości opiera się na tym podejściu. Najbardziej powszechne zalecenia dotyczące trwałości zawierają wymagania odnośnie wykonawstwa, składu betonu, wskaźnika w/c mieszanki betonowej, potrzebnego napowietrzenia, grubości otuliny zbrojenia, ograniczenia rozwarcia rys i pielęgnacji betonu. Przykład kalibracji kryteriów dla podejścia „uznanego za wystarczające” podano w normie [5]. W tym podejściu mieści się również uwzględnianie klas ekspozycji na warunki środowiska. Jednakże, w praktyce spełnienie wymagań normowych nie gwarantuje zakładanej trwałości przez okres minimum 50 lat [2, 4, 20].

Tradycyjne projektowanie na trwałość metodą unikania lub redukcji zagrożeń polega na takich działaniach jak odseparowanie oddziaływań środowiska na konstrukcję lub jej część, stosowanie niereaktywnych materiałów (np. stali nierdzewnej lub kruszyw nie reagujących z alkaliom), utrzymywanie konstrukcji poniżej krytycznego stopnia wilgotności, eliminowanie szkodliwych reakcji np. metodami elektrochemicznymi. W ramach tej metody projektowania z uwzględnieniem trwałości mieści się również stosowanie betonów z dodatkiem włókien do wykonywania konstrukcji sprężonych [20]. Przy czym, włókna mogą zastępować część zbrojenia zwykłego. Ogólne zasady projektowania konstrukcji i technologie wznoszenia obiektów w większości pozostają niezmiennicze. W dokumencie [5] wiele uwagi poświęcono zarządzaniu jakością i powiązaniu kryteriów użyteczności z klasami niezawodności konstrukcji. Odpowiednie środki zarządzania jakością powinny obejmować zdefiniowanie wymagań niezawodności, środki organizacyjne oraz kontrole na etapie projektowania, wznoszenia, użytkowania i konserwacji obiektów budowlanych. Różne poziomy niezawodności mogą być przyjmowane dla nośności i użyteczności, a także dla stanów pośrednich, decydujących o trwałości konstrukcji sprężonych [19].

5. Podsumowanie

Przegląd różnorodnych uszkodzeń elementów i konstrukcji sprężonych, spowodowanych najczęściej korozją stali wysokiej wytrzymałości, stał się powodem do przeanalizowania zaleceń normowych dotyczących zapewnienia trwałości konstrukcji, a także propozycji kompleksowych podejść do projektowania konstrukcji na okres użytkowania.

Ze względu na szerokie wykorzystanie technologii wstępnego sprężania do wznoszenia złożonych, odpowiedzialnych budowli, którym stawiane są indywidualne wymagania obejmujące wszystkie kryteria niezawodności i dla których projektowany okres użytkowania wynosi co najmniej 100 lat, należy oczekiwać rozwoju narzędzi do efektywnego projektowania konstrukcji z uwzględnieniem trwałości, na bazie wyników doświadczeń eksperymentalnych, a także z wykorzystaniem metod probabilistycznych. Podstawy trwałościowego projektowania konstrukcji zawarto w dokumencie *fib Model Code for Service Life Design*.

Badania zostały zrealizowane w ramach pracy S/WBiŚ/2/2017 i sfinansowane ze środków MNiSW

Referat był prezentowany na konferencji Konstrukcje Sprężone 2018

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1990:2004/A1:2008 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
- [2] Kuś S., Trwałość konstrukcji sprężonych – aktualne poglądy, *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2005, str. 147–153
- [3] Świt G., Metoda emisji akustycznej w analizie uszkodzeń konstrukcji betonowych wstępnie sprężonych, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 2008
- [4] Van der Wegen G., Polder R.B., Van Breugel K., Guidelines for service life design of structural concrete – a performance based approach with regard to chloride induced corrosion. *HERON*, 57/2012, str. 153–167
- [5] Model Code for Service Life Design. *Bulletin 34 fib*, Lausanne, 2006
- [6] Runkiewicz L., Lewiński P., Diagnostyka, wzmocnienie i monitorowanie żelbetowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i ciecze, *Przegląd Budowlany*, 10/2014, str. 25–32
- [7] Ajdukiewicz A., Mames J., Konstrukcje z betonu sprężonego, *Polski Cement*, Kraków, 2008
- [8] Cao D.F., Qin X.C., Meng S.P., Tu Y.M., Elfgrén L., Sabourova N., Grip N., Ohlsson U., Blanksvard T., Evaluation of prestress losses in prestressed concrete specimens subjected to freeze-thaw cycles, *Structure and Infrastructure Engineering*, 12/2016, str. 159–170
- [9] Bator T., Stan awaryjny żelbetowych słupów sprężonych, XXVII Konferencja Awarie Budowlane, str. 575–584, Szczecin-Międzyzdroje, 2015
- [10] Biliszczuk J., Obszary „wrażliwe” w mostowych przęsłach z betonu sprężonego, *Monografia 511*, Aktualne kierunki rozwoju teorii i praktyki w konstrukcjach sprężonych, str. 137–149, Kraków, 2015
- [11] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [12] Pre-norma Konstrukcji Betonowych. *fib Model Code 2010*. Tom 2. Kraków, 2014
- [13] Pre-norma Konstrukcji Betonowych, *fib Model Code 2010*. Tom 1. Kraków, 2014
- [14] Biuletyn 33 *fib*: Durability of post-tensioning tendons, 2005
- [15] Seruga A., Sprężone betonowe zbiorniki na ciecze o ścianie z prefabrykowanych elementów, Wydawnictwo PK, Kraków, 2015
- [16] PN-EN 1992-3:2008 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 3: Silosy i zbiorniki na ciecze
- [17] PCI Committee on Precast Prestressed Concrete Storage Tanks: Recommended practice for precast prestressed concrete circular storage tanks, *PCI Journal*, 32(4)/1987, str. 80–125
- [18] ACI Committee 373 Report, 1997 (Reapproved 2010): Design and construction of circular prestressed concrete structures with circumferential tendons, 1–25, 2010
- [19] Ajdukiewicz A., Aspekty trwałości i wpływu na środowisko w projektowaniu konstrukcji betonowych, *Przegląd Budowlany* 2/2011, str. 20–29
- [20] Evarsdén C., The consultant's view on service life design. W: *Proceedings of 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure*, 4-6: 249-264, Delft, October 2010