

ADAM ZYBURA¹

ORCID 0000-0003-2453-6152

ANDRZEJ ŚLIWKA¹

ORCID 0000-0002-1638-7946

¹ Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology

DOI: 10.15199/40.2023.1.1

Durability limit states in the design of reinforced concrete structures

Stany graniczne związane z trwałością w projektowaniu konstrukcji żelbetowych

The Model Code for Service Life Design developed by the European FIB organization, provides a method for ensuring the durability of designed reinforced concrete structures based on meeting the conditions defining the reinforcement depassivation limit state. The article presents the principles of this design procedure for concrete carbonation and chloride-induced degradation. The required thickness of the reinforcement cover is determined according to the diffusion equation, while the characteristics of the material are included in the coefficients used in the equation. These coefficients are determined based on the results of accelerated tests, a statistical description of the behaviour of concrete in the expected environment, and climatic conditions at the location of the erected structure.

Keywords: reinforced concrete structures, design, durability, carbonation, chlorides

1. Introduction

In the process of designing structures, the durability of reinforced concrete elements is ensured by the appropriate quality of concrete, its watertightness and the proper thickness of the reinforcement concrete cover. The aforementioned features have a direct impact on the corrosion protection of steel reinforcement, which may become compromised due to environmental exposure. The quality of concrete depends on the amount of cement used, which determines the degree of alkalinity of the pore solution (moisture) and defines the degree to which the passive state of the steel surface is preserved. The tightness of the concrete structure, regulated by the ratio of water and cement in the concrete mixture (w/c ratio), limits the penetration of non-inert components from the environment. In addition, proper care of young concrete by wetting plays an important role, preventing the formation of micro-cracks during the setting and maturing process. The concrete cover seals off the steel reinforcement from direct environmental exposure, and its thickness is determined by how aggressive the environment is.

The design procedure for ensuring the required durability of the erected reinforced concrete structures is currently governed by two standards. PN-EN 206-1 [1] defines the maximum value of the

W ramach europejskiej organizacji FIB opracowano Model Code for Service Life Design, w którym opisano metodę zapewnienia trwałości projektowanym konstrukcjom żelbetowym na podstawie spełnienia warunków stanu granicznego depastywacji zbrojenia. W artykule przedstawiono zasady tego postępowania projektowego w przypadku karbonatyzacji betonu i działania chlorków. Wymaganą grubość otuliny zbrojenia określa się zgodnie z rozwiązaniem równania dyfuzji, natomiast charakterystyki materiałowe są ujęte we współczynnikach do obliczeń. Współczynniki te wyznacza się na podstawie wyników przyspieszonych badań, statystycznego opisu zachowania się betonu w przewidywanym środowisku oraz informacji o warunkach klimatycznych w miejscu lokalizacji wznoszonego obiektu.

Słowa kluczowe: konstrukcje żelbetowe, projektowanie, trwałość, karbonatyzacja, chlorki

1. Wprowadzenie

W procesie projektowania budowli trwałość konstrukcji żelbetowych zapewnia się, przyjmując odpowiednią jakość betonu, jego szczelność oraz właściwą grubość otuliny zbrojenia. Wymienione cechy mają bezpośredni wpływ na zabezpieczenie przed korozją stalowego zbrojenia zagrożonego działaniem czynników środowiskowych. Jakość betonu zależy od zastosowanej ilości cementu, która decyduje o wysokim odczynie zasadowym cieczy porowej (wilgoci) i zachowaniu stanu pasywnego powierzchni stali. Szczelność struktury betonu, regulowana stosunkiem ilości wody i cementu w mieszance betonowej (wskaźnik w/c), ogranicza wnikanie nieobojętnych składników z otoczenia. Istotną rolę odgrywa ponadto pielęgnacja młodego betonu przez zwilżanie, co zapobiega powstawaniu mikropęknięć w trakcie procesu wiązania i dojrzewania. Otulina betonowa odgradza stalowe zbrojenie od bezpośredniego działania czynników środowiskowych, przy czym jej grubość jest zależna od agresywności środowiska.

Postępowanie projektowe zapewniające wymaganą trwałość wznoszonym konstrukcjom żelbetowym obecnie regulują dwie normy. Norma PN-EN 206-1 [1] określa maksymalną wartość współczynnika woda-cement (w/c) i minimalną zawartość cementu

Professor Adam Zybura, EngD, Silesian University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, e-mail: adam.zybura@polsl.pl

Prof. dr hab. inż. Adam Zybura, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, e-mail: adam.zybura@polsl.pl

Andrzej Śliwka, EngD, Silesian University of Technology, Faculty of Civil Engineering, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, e-mail: andrzej.sliwka@polsl.pl

Dr inż. Andrzej Śliwka, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice, e-mail: andrzej.sliwka@polsl.pl

■ Otrzymano / Received: 17.11.2022. Przyjęto / Accepted: 12.12.2022

water-cement ratio (w/c) and the minimum cement content in relation to the minimum strength class of concrete depending on the environmental classification, while PN-EN 1992-1-1 [2] defines the thickness of the reinforcement cover.

The conditions contained in the aforementioned standards are overly general and do not take into account many factors that would ensure better protection of reinforced concrete structures from aggressive environmental influences. It is important to consider the actual composition of concrete, including the use of specific cement and aggregate, as well as the climatic conditions at the site where the structure will be erected. For these reasons, a long-term statistical study was conducted within the framework of the international FIB organization, on the basis of which a method was developed to ensure the durability of reinforced concrete structures over the design life according to a probabilistic safety design and using a partial safety factor (European projects DuraCrete and DARTS [3]). The procedure was presented in the FIB bulletin [4] and later included in the Model Code 2010, which constitutes a prENorm for concrete structures [3].

The required thickness of the cover is determined by the extent of penetration by aggressive substances from the environment according to diffusion equation results, and the necessary coefficients are determined by accelerated testing of concrete samples used in the designed structure and climatic data obtained from the meteorological station closest to the location of the designed structure. The article presents the principles of design treatment for the two most common environmental hazards: carbonation of concrete and chloride ingress. The problem of designing reinforced concrete structures on the basis of durability-related limit states is covered more extensively in studies on carbonation [5] and chloride environment [6].

2. Conditions of reinforcement depassivation limit state

One of the basic conditions for ensuring the durability of reinforced concrete structures is to take into account, at the design stage, the requirements limiting the possibility of corrosion of reinforcement during the design life. The requirements depend on the purpose of the structure and, according to PN-EN 1990 [7], are defined in five categories. Reinforced concrete structures are the most common structures found in buildings and other common structures, and are assigned to category 4 with a design life of 50 years. A higher, 5th category is assigned to structures of monumental buildings, bridges and other engineering structures with a 100-year design life. Lower categories include building elements or structures with a shorter design life of 10 to 30 years.

Protection against reinforcement corrosion during the design life of reinforced concrete structures is specified in the Model Code by the depassivation limit state condition [3, 4]. In the case of reinforcement corrosion risk caused by carbonation, the depassivation limit state condition for determining a partial safety factor is described by the following equation [3, 4]:

$$c_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0, \quad (1)$$

where: c_d is the design value of the concrete cover thickness, and $x_{c,d}(t_{SL})$ is the design value of the depth of concrete carbonation during the design life time (t_{SL}).

Since the actual thickness of the reinforcement cover in existing structures deviates from the designed thickness, a necessary dimensional deviation of $\Delta c = 10$ mm was statistically determined based on measurements, and it was recommended to assume the design thickness of the reinforcement cover based on the formula:

$$c_d = c_{nom} - \Delta c, \quad (2)$$

w związku z minimalną klasą wytrzymałości betonu w zależności od klasyfikacji środowiska, w normie PN-EN 1992-1-1 [2] zdefiniowano natomiast grubość otuliny zbrojenia.

Zawarte w wymienionych normach warunki są zbyt ogólnikowe i nie wzięto w nich pod uwagę wielu czynników, które w większym stopniu pozwalałyby zabezpieczyć konstrukcje żelbetowe przed agresywnymi wpływami środowiska. Istotne jest uwzględnienie rzeczywistego składu betonu, w tym zastosowanie konkretnego cementu i kruszywa, oraz warunków klimatycznych w miejscu, w którym konstrukcja zostanie wzniesiona. Z tych powodów w ramach międzynarodowej organizacji FIB podjęto długotrwałe badania statystyczne i na ich podstawie opracowano metodę zapewnienia trwałości konstrukcji żelbetowych w projektowym okresie użytkowania według probabilistycznej formacji bezpieczeństwa oraz z zastosowaniem częściowego współczynnika bezpieczeństwa (projekty europejskie DuraCrete i DARTS [3]). Sposób postępowania przedstawiono w biuletynie FIB [4], a następnie ujęto w Model Code 2010, stanowiącym prENormę dotyczącą konstrukcji betonowych [3].

Wymaganą grubość otuliny określa się na podstawie zasięgu wnikania substancji agresywnych z otoczenia według rozwiązań równania dyfuzji, a potrzebne współczynniki wyznacza się na podstawie przyspieszonych badań próbek z betonu stosowanego w projektowanej konstrukcji oraz danych klimatycznych pozyskanych ze stacji meteorologicznej położonej najbliżej miejsca lokalizacji projektowanej budowli. W artykule przedstawiono zasady postępowania projektowego w przypadku dwóch najczęściej występujących zagrożeń środowiskowych: karbonatyzacji betonu i wnikania chlorków. Szerzej problem projektowania konstrukcji żelbetowych na podstawie stanów granicznych związanych z trwałością ujęto w pracach dotyczących karbonatyzacji [5] oraz środowiska występowania chlorków [6].

2. Warunki stanu granicznego depasjacji zbrojenia

Jednym z podstawowych warunków zapewnienia trwałości konstrukcji żelbetowych jest uwzględnienie podczas projektowania wymagań ograniczających możliwość wystąpienia korozji zbrojenia w projektowym okresie użytkowania, który zależy od przeznaczenia konstrukcji i zgodnie z normą PN-EN 1990 [7] określany jest w pięciu kategoriach. Konstrukcje żelbetowe stanowią najczęściej konstrukcje budynków i inne konstrukcje powszechne, które są zaliczane do 4. kategorii z projektowym okresem użytkowania wynoszącym 50 lat. Wyższą, 5. kategorię przypisano konstrukcjom budynków monumentalnych, mostom i innym obiektom inżynierskim o 100-letnim projektowym okresie użytkowania. Niższe kategorie obejmują elementy budowli lub obiekty o krótszym projektowym okresie użytkowania – od 10 do 30 lat.

Zabezpieczenie przed wystąpieniem korozji zbrojenia w projektowym okresie użytkowania konstrukcji żelbetowej Model Code określa warunkiem stanu granicznego depasjacji [3, 4]. W wypadku zagrożenia zbrojenia korozją spowodowaną karbonatyzacją betonu warunek stanu granicznego depasjacji w formacji częściowego współczynnika bezpieczeństwa jest opisany zależnością [3, 4]:

$$c_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0, \quad (1)$$

gdzie: c_d jest wartością obliczeniową grubości otuliny, a $x_{c,d}(t_{SL})$ – wartością obliczeniową głębokości karbonatyzacji betonu w czasie t_{SL} projektowego okresu użytkowania.

Ponieważ rzeczywista grubość otuliny zbrojenia w istniejących konstrukcjach odbiega od projektowanej, to na podstawie pomiarów statystycznie ustalono konieczną odchyłkę wymiaru, wynoszącą $\Delta c = 10$ mm, i obliczeniową grubość otuliny zalecono przyjmować według wzoru:

$$c_d = c_{nom} - \Delta c, \quad (2)$$

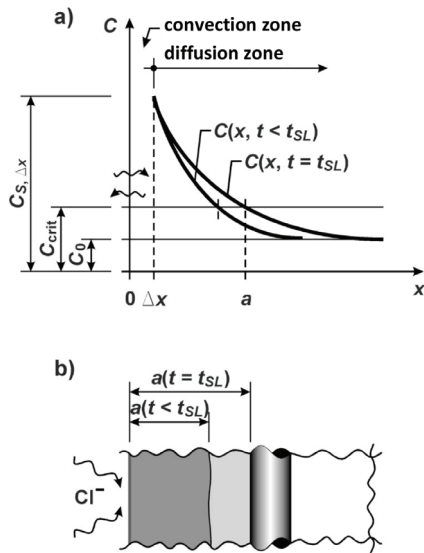


Fig. 1. Principle for determining the position of reinforcement on the basis of the limit state condition of depassivation: a) distribution of chloride concentration in concrete taking into account the zones of convection and diffusion, b) t time-dependent range of depassivation risk

where c_{nom} is the nominal value given on structural drawings of reinforced concrete elements.

To predict the extent of the concrete carbonation front at time t , the Model Code [3, 4] recommends using a correlation that is consistent with the result of the diffusion equation and that has been verified by extensive experimental studies:

$$x_c(t) = W(t) \cdot k\sqrt{t}, \tag{3}$$

where $W(t)$ is the weather function, which determines the climatic conditions that are relevant to the dampness of the concrete surface, and k is a coefficient that determines the influences of: workmanship, the essential properties of the concrete used (w/c ratio, cement content and type, additives), environmental humidity and CO_2 concentration in the air.

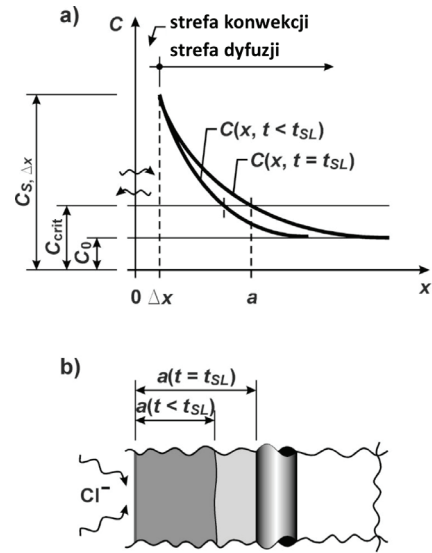
In a chloride environment, the limit state of reinforcement depassivation is expressed by the equation [3, 4]:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,c} \cdot t}} \right], \tag{4}$$

where the left side represents the critical concentration C_{crit} of chlorides in the concrete that creates the risk of steel depassivation, while the right side represents the chloride concentration $C(x = a, t)$ at the surface of the reinforcement after time (t). It was determined according to Fick's diffusion model, taking into account possible disturbances in the near-surface zone of the concrete within a range of Δx , and the possible initial concentration of C_0 as a result of chlorides being introduced during the making of concrete together with contaminated aggregate, water or cement.

Based on equation (4), the required position of the reinforcement $x = a$ relative to the concrete surface $x = 0$ is determined assuming a time value (t) corresponding to the design service life of the structure t_{SL} ($t = t_{SL}$) and the following factors previously determined experimentally under near-service conditions: apparent diffusion coefficient of chlorides in concrete $D_{app,c}$ and the chloride content $C_{S,\Delta x}$ in the near-surface zone of the concrete. This principle is illustrated graphically in Fig. 1.

The distribution of chloride concentration on the right of the equation models the situation when a reinforced concrete element is subjected to cyclic solution exposure – wetting and drying [3]. In the case of constant contact with a chloride-containing environment, such as immersion of the structure in seawater, the concrete



Rys. 1. Zasada określania położenia zbrojenia na podstawie warunku stanu granicznego depasywacji: a) rozkład stężenia chlorków w betonie z uwzględnieniem stref konwekcji i dyfuzji, b) zmienny w czasie t zasięg zagrożenia depasywacją

gdzie c_{nom} jest wartością nominalną podawaną na rysunkach konstrukcyjnych elementów żelbetowych.

Do prognozowania zasięgu frontu karbonatyzacji betonu w czasie t Model Code [3, 4] zaleca korzystanie z zależności zgodnej z rozwiązaniem równania dyfuzji i zweryfikowanej obszernymi badaniami doświadczalnymi:

$$x_c(t) = W(t) \cdot k\sqrt{t}, \tag{3}$$

gdzie $W(t)$ oznacza funkcję pogody, określającą warunki klimatyczne, które mają znaczenie w zawilgoceniu powierzchni betonu, a k jest współczynnikiem określającym wpływ: wykonawstwa, zasadniczych właściwości stosowanego betonu (stosunku w/c, zawartości i rodzaju cementu, dodatków), wilgotności środowiska oraz stężenia CO_2 w powietrzu.

W środowisku działania chlorków stan graniczny depasywacji zbrojenia jest wyrażony równaniem [3, 4]:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,c} \cdot t}} \right], \tag{4}$$

w którym z lewej strony występuje stężenie krytyczne C_{crit} chlorków w betonie, powodujące zagrożenie depasywacją stali, natomiast po prawej stronie – stężenie chlorków $C(x = a, t)$ przy powierzchni zbrojenia po upływie czasu t . Zostało ono wyznaczone według dyfuzyjnego modelu Ficka z uwzględnieniem możliwych zaburzeń w strefie przybrzegowej betonu o zasięgu Δx oraz ewentualnego stężenia początkowego C_0 , występującego np. w wyniku wprowadzenia chlorków podczas wykonywania betonu wraz z zanieczyszczonym kruszywem, wodą zarobową lub cementem.

Na podstawie równania (4) ustala się wymagane położenie zbrojenia $x = a$ względem powierzchni betonu $x = 0$, przyjmując czas t odpowiadający projektowemu okresowi użytkowania konstrukcji t_{SL} ($t = t_{SL}$) oraz wcześniej określone doświadczalnie w warunkach zbliżonych do eksploatacyjnych: pozorny współczynnik dyfuzji chlorków w betonie $D_{app,c}$ i zawartość chlorków $C_{S,\Delta x}$ w przybrzegowej strefie betonu. Zasadę postępowania przedstawiono graficznie na rys. 1.

Znajdujący się po prawej stronie równania (4) rozkład stężenia chlorków modeluje sytuację, gdy element żelbetowy jest poddawany cyklicznemu działaniu roztworów – nawilżaniu i schnięciu [3]. W przypadku stałego kontaktu ze środowiskiem zawierającym chlorki, np. zanurzenia konstrukcji w wodzie morskiej, na

surface contains a C_5 concentration of chlorides. In deeper areas, the chloride concentration is distributed according to the diffusion equation [3]:

$$c(x, t) = C_S - (C_S - C_0) \left[\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{\text{app},c} \cdot t}} \right]. \quad (5)$$

The above equation does not take into account the process of convection ($\Delta x = 0$) due to the negligible influence of the exchange phenomenon in the near-surface zone of the concrete.

3. Coefficients used in the carbonation model

In correlation (3), which describes the extent of the carbonation front, the weather function $W(t)$, determining the possibility of the concrete surface becoming wet, was taken into account. This function, which is related to time $t = t_{SL}$ of the design service life, is expressed by the equation [3, 4]:

$$W(t_{SL}) = \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^w, \quad w = \frac{1}{2} (\rho_{SR} \cdot ToW)^{b_w}, \quad (6)$$

where: ρ_{SR} is the probability of rainfall, ToW is the relative wet period.

The weather function $W(t)$ also includes two variables of the model: the reference time t_0 and the regression exponent b_w , which were selected according to the normal distribution and defined by the constant values of: $t_0 = 0.0767$ years, $b_w = 0.446$. According to recommendations, the essential data for calculating the weather function should be based on measurements obtained from the nearest weather station [4]. The probability of rainfall ρ_{SR} corresponds to the average distribution of wind direction during precipitation, with $\rho_{SR} = 1$ in the case of a horizontal surface and $\rho_{SR} = 0$ in interior structural elements. The relative wet period ToW is the ratio of the average number of rain days (N_m) with a precipitation of $h_{Nd} \geq 2.5$ mm/m² up to 365 days in a year ($ToW = N_m/365$).

Correlation (3), recommended by Model Code [4] for determining the design depth of carbonation $x_{c,d}(t_{SL})$ over the design service life $t = t_{SL}$, also includes factor k , which is described by the following equation:

$$k = [2 \cdot k_{e,d} \cdot k_c \cdot R_{NAC,0,d}^{-1} \cdot C_5]^{1/2}, \quad (7)$$

where: $k_{e,d}$ is the design value of the environment function, k_c – a factor which takes into account the influence of workmanship (curing of young concrete), $R_{NAC,0,d}^{-1}$ – the inverse of the design effective resistance of dry concrete to carbonation under natural conditions, C_5 – the CO₂ content in the air. The factors distinguished by index d contain partial factors of safety, determining the inaccuracies in estimations of the relative humidity of the outer carbonated zones of concrete $\gamma_{RH} = 1.3$ and the resistance of concrete to carbonation $\gamma_R = 1.5$.

The calculation model assumes that the moisture content of the outer zones of concrete corresponds to the relative humidity of the air surrounding the structure (RH_{real}), and includes a reference relative humidity of $RH_{\text{ref}} = 65\%$, consistent with the conditions for performing tests on the resistance of concrete to carbonation. A higher relative humidity than the reference humidity results in a decrease in the depth of concrete carbonation. The design values of the environment function ($k_{e,d}$) were determined by the equation [4]:

$$k_{e,d} = \left[\frac{1 - \left(\frac{RH_{\text{real}}}{\gamma_{RH} \cdot 100} \right)^{f_e \cdot g_e}}{1 - \left(\frac{RH_{\text{ref}}}{100} \right)^{f_e}} \right], \quad (8)$$

where the power exponents $f_e = 5.0$ and $g_e = 2.5$, with constant values regardless of exposure conditions, were determined by fitting the curve to the experimental results.

In the design of structures, it is recommended that relative humidity data (RH_{real}) be taken from the nearest weather station as the average daily value [4].

powierzchni betonu występuje stężenie C_5 . W głębszych obszarach stężenie chlorków rozkłada się zgodnie z rozwiązaniem dyfuzyjnym [3]:

$$c(x, t) = C_S - (C_S - C_0) \left[\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{\text{app},c} \cdot t}} \right]. \quad (5)$$

Powyższy wzór nie uwzględnia procesu konwekcji ($\Delta x = 0$) ze względu na znikomy wpływ zjawiska wymiany w strefie przybrzeżowej betonu.

3. Współczynniki stosowane w modelu karbonatyzacji

W zależności (3), opisującej zasięg frontu karbonatyzacji, wzięto po uwagę funkcję pogody $W(t)$, określającą możliwość zamakania powierzchni betonu. Funkcja ta odniesiona do czasu $t = t_{SL}$ projektowego okresu użytkowania jest wyrażona wzorem [3, 4]:

$$W(t_{SL}) = \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^w, \quad w = \frac{1}{2} (\rho_{SR} \cdot ToW)^{b_w}, \quad (6)$$

gdzie: ρ_{SR} oznacza prawdopodobieństwo zacinania deszczu, ToW – względny okres mokry.

Funkcja pogody $W(t)$ zawiera także dwie zmienne modelu: czas odniesienia t_0 oraz wykładnik regresji b_w , które zostały dobrane zgodnie z rozkładem normalnym i określone stałymi wartościami: $t_0 = 0,0767$ roku, $b_w = 0,446$. Według zaleceń zasadnicze dane do obliczania funkcji pogody powinny zostać uzyskane na podstawie pomiarów z najbliższej stacji meteorologicznej [4]. Prawdopodobieństwo zacinania deszczu ρ_{SR} odpowiada średniemu rozkładowi kierunku wiatru podczas opadów, przy czym $\rho_{SR} = 1$ w wypadku powierzchni poziomej oraz $\rho_{SR} = 0$ w elementach konstrukcji wewnętrznych. Względny okres mokry ToW stanowi stosunek średniej liczby N_m dni deszczowych o opadzie $h_{Nd} \geq 2,5$ mm/m² do 365 dni w roku ($ToW = N_m/365$).

W zależności (3), rekomendowanej przez Model Code [4] do określania obliczeniowej głębokości karbonatyzacji $x_{c,d}(t_{SL})$ w projektowym okresie użytkowania $t = t_{SL}$, występuje także współczynnik k , opisany wzorem:

$$k = [2 \cdot k_{e,d} \cdot k_c \cdot R_{NAC,0,d}^{-1} \cdot C_5]^{1/2}, \quad (7)$$

gdzie: $k_{e,d}$ oznacza wartość obliczeniową funkcji środowiska, k_c – współczynnik uwzględniający wpływ wykonawstwa (pielęgnacji młodego betonu), $R_{NAC,0,d}^{-1}$ – odwrotność obliczeniowej efektywnej odporności suchego betonu na karbonatyzację w warunkach naturalnych, C_5 – zawartość CO₂ w powietrzu. W czynnikach wyróżnionych indeksem d występują częściowe współczynniki bezpieczeństwa, określające niedokładność oszacowania względnej wilgotności zewnętrznych, skarbonatyzowanych stref betonu $\gamma_{RH} = 1,3$ oraz odporności betonu na karbonatyzację $\gamma_R = 1,5$.

W modelu obliczeniowym założono, że wilgotność zewnętrznych stref betonu odpowiada wilgotności względnej powietrza otaczającego konstrukcję RH_{real} , oraz ujęto względną wilgotność odniesienia $RH_{\text{ref}} = 65\%$, zgodną z warunkami wykonywania badań odporności betonu na karbonatyzację. Większa od referencyjnej wilgotność względna powoduje zmniejszenie głębokości karbonatyzacji betonu. Wartości obliczeniowe $k_{e,d}$ funkcji środowiska określono wzorem [4]:

$$k_{e,d} = \left[\frac{1 - \left(\frac{RH_{\text{real}}}{\gamma_{RH} \cdot 100} \right)^{f_e \cdot g_e}}{1 - \left(\frac{RH_{\text{ref}}}{100} \right)^{f_e}} \right], \quad (8)$$

gdzie wykładniki potęgowe $f_e = 5,0$ i $g_e = 2,5$, o stałych wartościach niezależnie od warunków ekspozycji, zostały określone zgodnie z procedurą najlepszego dopasowania krzywej do wyników badań doświadczalnych.

W projektowaniu konstrukcji zaleca się, aby względną wilgotność RH_{real} przyjmować na podstawie danych uzyskanych z najbliższej stacji meteorologicznej jako średnią wartość dzienną [4].

The progression of concrete carbonation depends on the wet curing of young concrete, which is described in the calculation model by the k_c coefficient, statistically determined by the Bayes linear regression method according to equation [4]:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7}\right)^{b_c}, \tag{9}$$

where t_c is the time of water curing and b_c is the regression exponent.

The Model Code [4] provides proposed values of the k_c coefficient obtained from statistical analysis, for use in calculations (Table 1).

Table 1. Coefficient k_c determining the effect of time t_c of young concrete curing on the progress of carbonation

t_c [days]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k_c	3.00	2.03	1.61	1.37	1.20	1.09	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67

Source: [4, p. 85].

The inverse of the design effective resistance of concrete to carbonation under natural conditions $R_{NAC,0,d}^{-1}$ in Model Code [4] is determined based on the results of laboratory tests of accelerated carbonation, according to the correlation:

$$R_{NAC,0,d}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} \cdot \gamma_R + \varepsilon_t, \tag{10}$$

where: $R_{ACC,0}^{-1}$ is the inverse of dry concrete resistance to carbonation as determined by the accelerated method, $k_t = 1.25$ – regression coefficient of laboratory results transformation to natural conditions, $\varepsilon_t = 315.5 \frac{\text{mm}^2/\text{year}}{\text{kg}/\text{m}^3}$ – error associated with inaccuracies in the representation of natural conditions in accelerated studies.

Accelerated laboratory testing (known as AAC) is carried out on samples measuring $100 \times 100 \times 500$ mm [4]. Initially, the samples are stored in tap water at 20°C for 7 days, followed by another 21 days in a room at 20°C and $RH = 65\%$. At 28 days, the samples are placed in a carbonation chamber at 20°C , $RH = 65\%$, and treated with CO_2 at $C_5 = 2\%$ by volume for 28 days. The samples are then split and the surface of the section is wetted with an indicator solution (1.0 g phenolphthalein/l). Based on the measured depth of concrete carbonation, the average of the inverse value of effective resistance to carbonation of dry concrete under laboratory conditions is determined according to the formula [4]:

$$R_{ACC,0}^{-1} = \left(\frac{x_c}{\tau}\right)^2, \tag{11}$$

where: x_c is the measured depth of carbonation expressed in meters, τ – the “time constant”, the value of which, when the requirements of the ACC method are met, is constant and amounts to $\tau = 420 (\text{s}/\text{kg}/\text{m}^3)^{0.5}$.

In the absence of experimental data, the Model Code [4] provides estimated values for $R_{ACC,0}^{-1}$, which are listed in Table 2.

Table 2. Approximate values $R_{ACC,0}^{-1} [(\text{mm}^2/\text{year})/(\text{kg}/\text{m}^3)]$

Type of cement	w/c					
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
CEM I 42,5R	–	1000	1650	2150	3100	4300
CEM I 42,5R + FA	–	100	600	760	2050	2650
CEM I 42,5R + SF	1000	1750	–	–	5250	–
CEM III/B 42,5	–	2650	5350	8400	14 000	25 300

Additives: FA – 22% fly ash, SF – 5% microsilica.

Source: [4, p. 54].

The recommended CO_2 content in air to be used in calculating the depth of concrete carbonation is $C_5 = 8.2 \cdot 10^{-4} \text{ kg}/\text{m}^3$. This value

Przebieg karbonatyzacji betonu zależy od pielęgnacji młodego betonu, którą w modelu obliczeniowym opisuje współczynnik k_c , określony statystycznie metodą liniowej regresji Bayesa według równania [4]:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7}\right)^{b_c}, \tag{9}$$

gdzie t_c jest czasem pielęgnacji, a b_c – wykładnikiem regresji.

W Model Code [4] zamieszczono proponowane do stosowania w obliczeniach wartości współczynnika k_c otrzymane z analizy statystycznej (tabela 1).

Tabela 1. Współczynnik k_c określający wpływ czasu t_c trwania pielęgnacji młodego betonu na przebieg karbonatyzacji

t_c [dni]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k_c	3,00	2,03	1,61	1,37	1,20	1,09	1,00	0,92	0,86	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67

Źródło: [4, s. 85].

Odwrotność obliczeniowej efektywnej odporności betonu na karbonatyzację w warunkach naturalnych $R_{NAC,0,d}^{-1}$ w Model Code [4] jest określana na podstawie wyników laboratoryjnych badań przyspieszonej karbonatyzacji, według zależności:

$$R_{NAC,0,d}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} \cdot \gamma_R + \varepsilon_t, \tag{10}$$

gdzie: $R_{ACC,0}^{-1}$ jest odwrotnością odporności suchego betonu na karbonatyzację wyznaczoną metodą przyspieszoną, $k_t = 1,25$ – współczynnikiem regresji transformacji wyników badań laboratoryjnych na warunki naturalne, $\varepsilon_t = 315,5 \frac{\text{mm}^2/\text{rok}}{\text{kg}/\text{m}^3}$ – błędem związanym z niedokładnościami odwzorowania warunków naturalnych w badaniach przyspieszonych.

Przyspieszone badania laboratoryjne (zwane AAC) przeprowadza się na próbkach o wymiarach $100 \times 100 \times 500$ mm [4]. Początkowo próbki przechowuje się w wodzie wodociągowej o temperaturze 20°C przez 7 dni, a następnie przez kolejne 21 dni w pomieszczeniu o temperaturze 20°C i wilgotności względnej $RH = 65\%$. W wieku 28 dni próbki umieszcza się w komorze karbonatyzacyjnej, w temperaturze 20°C , wilgotności względnej $RH = 65\%$, i poddaje działaniu CO_2 o stężeniu $C_5 = 2\%$ objętości powietrza przez 28 dni. Następnie próbki są rozłupywane, a powierzchnia przełomu jest zwilżana roztworem wskaźnikowym (1,0 g fenolftaleiny/l). Na podstawie pomierzonej głębokości karbonatyzacji betonu określa się średnią wartość odwrotności efektywnej odporności na karbonatyzację suchego betonu w warunkach laboratoryjnych, według wzoru [4]:

$$R_{ACC,0}^{-1} = \left(\frac{x_c}{\tau}\right)^2, \tag{11}$$

gdzie: x_c oznacza pomierzoną głębokość karbonatyzacji wyrażoną w metrach, τ – „stała czasu”, której wartość przy spełnieniu wymagań metody ACC jest stała i wynosi $\tau = 420 (\text{s}/\text{kg}/\text{m}^3)^{0.5}$.

W wypadku braku danych doświadczalnych w Model Code [4] podano wartości szacunkowe $R_{ACC,0}^{-1}$, które zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Orientacyjne wartości $R_{ACC,0}^{-1} [(\text{mm}^2/\text{rok})/(\text{kg}/\text{m}^3)]$

Rodzaj cementu	w/c					
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
CEM I 42,5R	–	1000	1650	2150	3100	4300
CEM I 42,5R + FA	–	100	600	760	2050	2650
CEM I 42,5R + SF	1000	1750	–	–	5250	–
CEM III/B 42,5	–	2650	5350	8400	14 000	25 300

Dotatki: FA – 22% popiołów lotnych, SF – 5% mikrokrzemionki.

Źródło: [4, s. 54].

Zalecana do przyjęcia w obliczeniach głębokości karbonatyzacji betonu zawartość CO_2 w powietrzu wynosi $C_5 = 8,2 \cdot 10^{-4} \text{ kg}/\text{m}^3$.

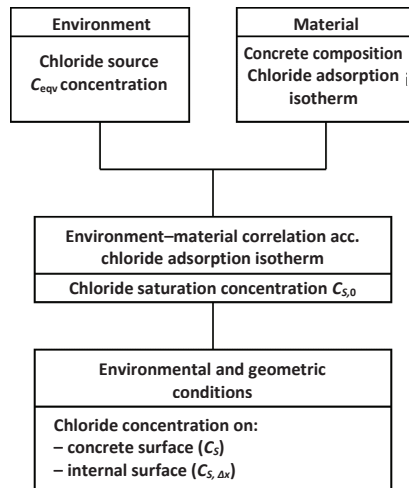


Fig. 2. Method of determining chloride boundary concentration in concrete based on environmental and material data

Source: own work based on [4].

was determined according to a normal distribution based on the current atmospheric concentration of 350–380 ppm and the annually observed trend of increase.

4. Modeling of chloride concentration in concrete

In the model of the process depicting chloride penetration into the concrete cover shown in Fig. 1, it is assumed that the initial chloride concentration (C_0) associated with possible contamination of the mix components during construction is constant throughout the element's cross-section. The $C(x, t)$ concentration profile induced by chloride diffusion, which varies over the half-space x and time t , is shifted with respect to the boundary and starts from depth Δx (Fig. 1a). In the near-boundary zone with a range of Δx , changes in chloride concentration occur due to differential hydration, evaporation, etc. The near-boundary layer is treated as a convection zone, in which phenomena take place differently from diffusion. The influence of the convection zone is depicted by the equivalent concentration ($C_{s, \Delta x}$) along the inner plane located parallel to the boundary at a distance of $x = \Delta x$.

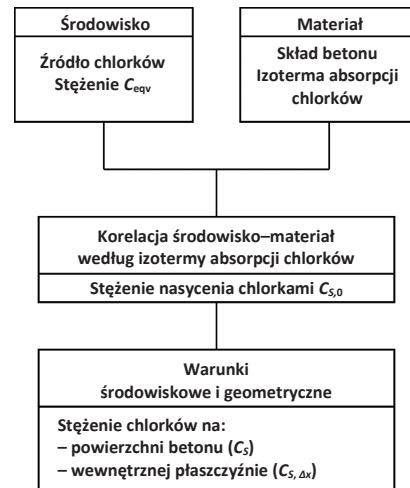
Comparison of the critical concentration C_{crit} with the distribution of chloride concentration $C(x, t)$ makes it possible to determine the position of reinforcement $a(t)$, ensuring protection against depassivation during the time corresponding to the design life of the structure $t = t_{SL}$, according to the condition (Fig. 1b):

$$C(x = a, t = t_{SL}) \leq C_{crit}, x \geq \Delta x. \quad (12)$$

The ingress of chlorides into concrete in a marine environment, described in Model Code 2010 [3] by equation (5), is, in computational terms, a particular case of the process shown in Fig. 1. Omission of the convection zone leads to the assumption of $\Delta x = 0$ and $C_{s, \Delta x} = C_s$.

The $C_{s, \Delta x}$ and C_s chloride concentration in concrete is recommended to be determined as shown by the flowchart depicted in Fig. 2 [4]. Environmental and material characteristics provide the starting data. The environment determines the C_{eqv} concentration of the chloride source acting on the structure, while material characteristics include the composition of the concrete and the chloride adsorption isotherms determined in a separate procedure.

During the design of a structure, the chloride source concentration C_{eqv} and the composition of the concrete, including the type and content of cement and the w/c ratio are assumed, after which the chloride saturation concentration $C_{s, 0}$ is determined based on



Rys. 2. Sposób określania stężenia brzegowego chlorków w betonie na podstawie danych środowiskowych i materiałowych

Źródło: opracowanie własne na podstawie [4].

Wartość ta została określona według rozkładu normalnego na podstawie aktualnie występującego w atmosferze stężenia, 350–380 ppm, i corocznie obserwowanej tendencji wzrostu.

4. Modelowanie stężenia chlorków w betonie

W przedstawionym na rys. 1 modelu procesu wnikania chlorków do otuliny betonowej założono, że początkowe stężenie chlorków C_0 , związane z ewentualnym zanieczyszczeniem składników mieszanki w trakcie wykonywania konstrukcji, jest stałe w całym przekroju elementu. Zmienny w półprzestrzeni x i czasie t profil stężenia $C(x, t)$ wywołany dyfuzją chlorków jest przesunięty względem brzegu i rozpoczyna się od głębokości Δx (rys. 1a). W strefie przybrzegowej o zasięgu Δx zachodzą zmiany stężenia chlorków na skutek zróżnicowanego nawilżania, odparowania itp. Warstwę przybrzegową traktuje się jak obszar konwekcji, w którym zjawiska przebiegają odmiennie od dyfuzji. Wpływ strefy konwekcji odwzorowano zastępczym stężeniem $C_{s, \Delta x}$ na wewnętrznej płaszczyźnie usytuowanej równoległe do brzegu w odległości $x = \Delta x$.

Porównanie stężenia krytycznego C_{crit} z rozkładem stężenia chlorków $C(x, t)$ umożliwia określenie położenia zbrojenia $a(t)$, które zabezpiecza przed depasywacją w czasie odpowiadającym projektowemu okresowi użytkowania konstrukcji $t = t_{SL}$, zgodnie z warunkiem (rys. 1b):

$$C(x = a, t = t_{SL}) \leq C_{crit}, x \geq \Delta x. \quad (12)$$

Wnikanie chlorków do betonu w środowisku morskim, opisane w Model Code 2010 [3] wzorem (5), jest pod względem obliczeniowym szczególnym przypadkiem procesu przedstawionego na rys. 1. Pominięcie strefy konwekcji prowadzi do przyjęcia $\Delta x = 0$ oraz $C_{s, \Delta x} = C_s$.

Stężenie $C_{s, \Delta x}$ i C_s chlorków w betonie zaleca się określać w sposób przedstawiony schematem blokowym widocznym na rys. 2 [4]. Danymi wyjściowymi są cechy środowiskowe i materiałowe. Środowisko decyduje o stężeniu C_{eqv} źródła chlorków działającego na konstrukcję, a do cech materiałowych należą skład betonu oraz, wyznaczone w trakcie odrębnego postępowania, izotermy adsorpcji chlorków.

Podczas projektowania konstrukcji przyjmuje się stężenie źródła chlorków C_{eqv} oraz skład betonu, w tym rodzaj i zawartość cementu oraz stosunek w/c, po czym na podstawie znanej izotermy adsorpcji chlorków wyznacza się stężenie nasycenia betonu chlorkami $C_{s, 0}$. Następnie, uwzględniając warunki użyt-

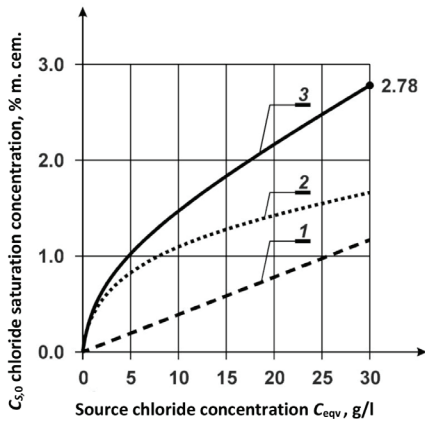


Fig. 3. Chloride adsorption isotherms in concrete with a Portland cement content of 300 kg/m³ and a w/c coefficient of 0,5

Description: 1 – free chlorides, 2 – bound chlorides, 3 – total chlorides.

Source: [4, p. 69].

the known chloride adsorption isotherm. Subsequently, taking into account the conditions of use of the structure, the chloride concentration C_S on the surface of the concrete or the equivalent concentration $C_{S, \Delta x}$ on the inner plane is determined.

The source concentration of chlorides in Model Code [4] is determined in two cases: the action of de-icing salts and seawater. The source concentration of chlorides originating from de-icing operations is proposed to be estimated according to the formula:

$$C_{eqv} = C_{0,R} = \frac{nc_{R,i}}{h_{S,i}}, \quad (13)$$

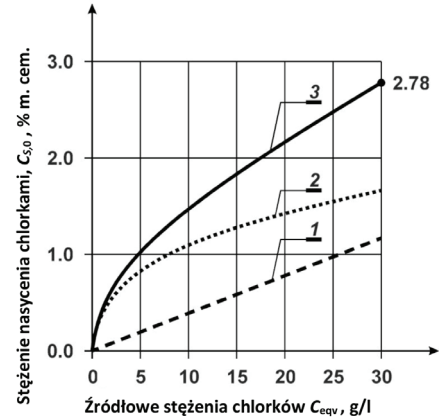
where: $C_{0,R}$ – average chloride content in chloride-contaminated water [g/l], n – average number of salting incidents per year, $c_{R,i}$ – average mass of chlorides used per salting with respect to the surface area of the site [g/m²], $h_{S,i}$ – the volume of rainwater and melting snow during the entire winter maintenance period [l/m²].

In areas directly affected by the marine environment and in areas adjacent to the coastline, the source chloride concentration C_{eqv} is assumed according to the natural chloride content of seawater ($C_{eqv} = C_{0,M}$) [4]. The water of the Baltic Sea shows negligible salinity. According to a study [8] conducted on the central coast, the concentration of chloride ions is $[Cl^-] = 3800$ mg/l, which, in terms of sodium chloride, corresponds to $[NaCl] \cong 5.1$ g/l. Based on the source concentration of chlorides in the environment surrounding the reinforced concrete structure, the possibility of their penetration into the concrete is determined.

Model Code [4] recommends that the saturation of concrete with chlorides be based on the previously determined isotherms of chloride adsorption; for this, it is recommended to follow the study by L. Tang [9]. It specifies chloride adsorption isotherms determined in Portland cement concrete (300 kg/m³) and a w/c coefficient of 0,50 (Fig. 3).

Based on the adsorption isotherm relevant to a particular concrete composition and the assumed source chloride concentration C_{eqv} , the concentration of bound chlorides and free chlorides is determined, followed by their sum, which determines the $C_{S,0}$ chloride saturation concentration. Including the total chloride concentration in concrete in the calculations is justified by safety considerations. Although bound chlorides do not theoretically pose a corrosion hazard to steel reinforcement, they are nevertheless determined under established thermal and moisture conditions. During the long-term operation of the designed reinforced concrete structure, environmental conditions may change, leading to the release of some bound chlorides and an increase in the concentration of free chlorides.

In Model Code [4], it is assumed that under the conditions of continuous exposure of reinforced concrete structures to seawater,



Rys. 3. Izotermy adsorpcji chlorków w betonie o zawartości cementu portlandzkiego wynoszącej 300 kg/m³ i współczynnika w/c = 0,5

Objaśnienia: 1 – chlorki wolne, 2 – chlorki związane, 3 – chlorki całkowite.

Źródło: [4, s. 69].

kowania konstrukcji, określa się stężenie chlorków C_S na powierzchni betonu lub zastępcze stężenie $C_{S, \Delta x}$ na płaszczyźnie wewnętrznej.

Stężenie źródłowe chlorków w Model Code [4] jest określane w dwóch przypadkach: działania soli odladzających oraz wody morskiej. Stężenie źródłowe chlorków występujące w związku z odladzaniem proponuje się szacować według wzoru:

$$C_{eqv} = C_{0,R} = \frac{nc_{R,i}}{h_{S,i}}, \quad (13)$$

gdzie: $C_{0,R}$ – średnia zawartość chlorków w wodzie zanieczyszczonej chlorkami [g/l], n – średnia liczba przypadków solenia w roku, $c_{R,i}$ – średnia masa chlorków użyta do jednego solenia w odniesieniu do pola powierzchni terenu [g/m²], $h_{S,i}$ – objętość wody deszczowej i topniejącego śniegu podczas całego okresu zimowego utrzymania [l/m²].

W strefach bezpośredniego oddziaływania środowiska morskiego oraz w obszarach przylegających do linii brzegowej źródłowe stężenie chlorków C_{eqv} jest przyjmowane zgodnie z naturalną zawartością chlorków w wodzie morskiej ($C_{eqv} = C_{0,M}$) [4]. Woda Morza Bałtyckiego wykazuje nieznaczne zasolenie. Zgodnie z badaniami [8] przeprowadzonymi na środkowym wybrzeżu stężenie jonów chlorkowych wynosi $[Cl^-] = 3800$ mg/l, co w przeliczeniu na chlorek sodu odpowiada $[NaCl] \cong 5,1$ g/l. Na podstawie źródłowego stężenia chlorków w otoczeniu konstrukcji żelbetowej określa się możliwość ich wnikięcia do betonu.

Nasycenie betonu chlorkami zaleca się w Model Code [4] przyjmować na podstawie wcześniej wyznaczonej izotermy adsorpcji chlorków; rekomenduje się w tym celu postępowanie według opracowania L. Tanga [9]. Określono w nim izotermy adsorpcji chlorków wyznaczone w betonie na cemencie portlandzkim (300 kg/m³) i współczynnika w/c = 0,50 (rys. 3).

Na podstawie izotermy adsorpcji ważnej dla konkretnego składu betonu oraz przyjętego stężenia źródłowego chlorków C_{eqv} wyznacza się stężenie chlorków związanych i chlorków wolnych, a następnie ich sumę, określającą stężenie nasycenia chlorkami $C_{S,0}$. Uwzględnienie w obliczeniach sumarycznego stężenia chlorków w betonie jest uzasadnione względami bezpieczeństwa. Chociaż chlorki związane nie stanowią teoretycznie zagrożenia korozyjnego dla zbrojenia stalowego, to jednak zostają określone w ustalonych warunkach ciepłno-wilgotnościowych. W trakcie długotrwałej eksploatacji projektowanej konstrukcji żelbetowej może nastąpić zmiana warunków środowiskowych prowadząca do uwolnienia części chlorków związanych i zwiększenia stężenia chlorków wolnych.

W Model Code [4] przyjmuje się, że w warunkach ciągłego oddziaływania wody morskiej na konstrukcje żelbetowe nieprzerwany kontakt

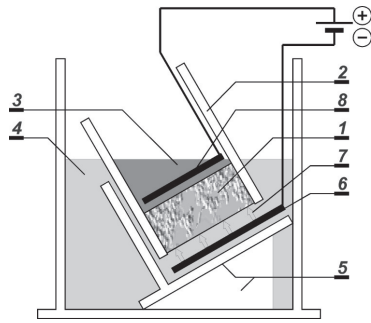


Fig. 4. Chloride migration test scheme according to standard NT BUILD 492

Description: description in text.

Source: own work based on [11].

uninterrupted contact with an environment containing a constant concentration of chloride ($C_{\text{equiv}} \equiv \text{const.}$) results in the concrete reaching a C_5 concentration corresponding to the saturation concentration ($C_5 = C_{5,0}$) in a relatively short time compared to the design life ($t \ll t_{SL}$). If the reinforced concrete structure is intermittently exposed to chlorides of constant or variable concentration, the process is different. During the drying period, water from the near-surface zone evaporates. Subsequent wetting causes capillary rise, resulting in rapid chloride flow and accumulation over time at a depth of Δx from the concrete surface. At this point, the chloride content can reach saturation concentration levels of $C_{5,\Delta x} = C_{5,0}$ [4].

The extent of the convection zone Δx is a random variable and, according to Model Code [4], can be determined by statistical beta distribution (cf. [10]). The results of the statistical description of the range of Δx depending on the exposure conditions are shown in Table 3.

Table 3. Range of convection zone Δx depending on the exposure conditions of the structure

Exposure conditions	Range of the convection zone
Splashes from roads Splashes of seawater	beta distribution with parameters: $m = 8.9 \text{ mm}$, $a = 0,0$ $s = 5.6 \text{ mm}$, $b = 50,0$
Submerged marine structures Seawater leaks Ground water with a constant level Spray from roads Spray from seawater	$\Delta x = 0$
Leakage caused by fluctuating groundwater levels Tides	beta distribution with parameters: m , s , a , b individually defined

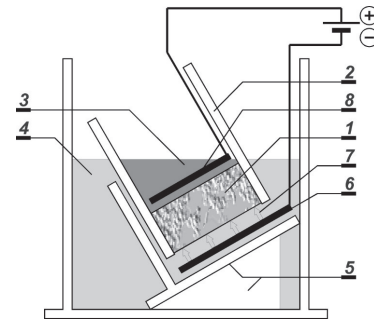
Description: m – mean value, s – standard deviation, a , b – constants of the beta statistical distribution.

Source: [4, p. 70].

Chlorides induce depassivation of steel inserts and initiate corrosion after reaching a critical concentration (C_{crit}) on the surface of the reinforcement. The Model Code [4] sets a lower limit for this concentration at $C_{\text{crit, min}} = 0.20\%$ of the mass ratio of chlorides and cement in concrete, and provides a suitable statistical description of the beta distribution results. The average value of the critical chloride concentration level was established at $C_{\text{crit, m}} = 0.60\%$ of the cement weight, according to a beta statistical distribution with the following parameters: $m = 0.60\%$, $s = 0.15\%$, $a = 0.2$, $b = 2.0$ (the designations are explained under Table 3).

5. Apparent diffusion coefficient of chlorides

Model Code [4] recommends calculating the apparent chloride diffusion coefficient from the results of electric field accelerated tests, according to the following correlation:



Rys. 4. Schemat badania migracji chlorków według normy NT BUILD 492

Objaśnienia: opis w tekście.

Źródło: opracowanie własne na podstawie [11].

ze środowiskiem o stałym stężeniu chlorków $C_{\text{equiv}} \equiv \text{const.}$ powoduje w stosunkowo krótkim czasie w porównaniu z projektowym okresem użytkowania ($t \ll t_{SL}$) osiągnięcie stężenia C_5 odpowiadającego stężeniu nasycenia ($C_5 = C_{5,0}$). Jeżeli konstrukcja żelbetowa jest z przerwami poddawana działaniu chlorków o stałym lub zmiennym stężeniu, to proces przebiega odmiennie. W okresie wysychania woda ze strefy przypowierzchniowej odparowuje. Kolejne nawilżenie powoduje kapilarne podciąganie, w wyniku którego następuje szybki przepływ chlorków i kumulowanie się ich w miarę upływu czasu na głębokości Δx od powierzchni betonu. W tym miejscu zawartość chlorków może osiągnąć poziom stężenia nasycenia $C_{5,\Delta x} = C_{5,0}$ [4].

Zasięg strefy konwekcji Δx jest zmienną losową i według Model Code [4] może być określony statystycznym rozkładem beta (por. [10]). Wyniki statystycznego opisu zasięgu Δx w zależności od warunków ekspozycji przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Zasięg strefy konwekcji Δx w zależności od warunków ekspozycji konstrukcji

Warunki ekspozycji	Zasięg strefy konwekcji
Rozbryzgi z dróg Rozbryzgi wody morskiej	rozkład beta z parametrami: $m = 8,9 \text{ mm}$, $a = 0,0$ $s = 5,6 \text{ mm}$, $b = 50,0$
Zanurzone konstrukcje morskie Przecieki wody morskiej Woda gruntowa o stałym poziomie Mgielka (spray) z dróg Mgielka (spray) z wody morskiej	$\Delta x = 0$
Przecieki wywołane zmiennym poziomem wody gruntowej Pływy morskie	rozkład beta z parametrami: m , s , a , b określonymi indywidualnie

Objaśnienia: m – wartość średnia, s – odchylenie standardowe, a , b – stałe rozkładu statystycznego beta.

Źródło: [4, s. 70].

Chlorki wywołują depasywację stalowych wkładek i inicjują korozję po osiągnięciu na powierzchni zbrojenia stężenia krytycznego C_{crit} . W Model Code [4] określono dolną granicę tego stężenia: $C_{\text{crit, min}} = 0,20\%$ stosunku masy chlorków i cementu w betonie, oraz opracowano właściwy opis statystyczny wyników badań rozkładem beta. Średnia wartość stężenia krytycznego chlorków została ustalona na poziomie $C_{\text{crit, m}} = 0,60\%$ wagi cementu, zgodnie z rozkładem statystycznym beta o następujących parametrach: $m = 0,60\%$, $s = 0,15\%$, $a = 0,2$, $b = 2,0$ (oznaczenia objaśniono pod tabelą 3).

5. Pozorny współczynnik dyfuzji chlorków

Model Code [4] rekomenduje obliczanie pozornego współczynnika dyfuzji chlorków na podstawie wyników badań przyspieszonych działaniem pola elektrycznego, według zależności:

$$D_{app,c} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t), \quad (14)$$

where: $D_{RCM,0}$ – chloride migration coefficient determined experimentally according to the standard NT Build 492 [11], k_e – parameter describing changes in environmental conditions in relation to those considered in the study, k_t – parameter of test results transfer to the actual situation occurring for a given structure, $A(t)$ – function expressing the effect of time (aging).

The standard method [11] for determining the migration coefficient of chlorides in concrete under the influence of an electric field was developed by L. Tang and L.O. Nilsson [12, 13]. The tests are carried out according to the scheme in Fig 4.

A concrete sample (1) with a diameter of 100 mm and a thickness of 50 mm is surrounded by a silicone sleeve (2) forming an anolyte reservoir (3; 0.3 M NaOH solution) over the sample. The connection between the sleeve and the sample is sealed with steel clamps (not shown in the diagram). The sample (1), together with the sleeve (2) and the anolyte (3), is placed in a larger container containing a catholyte (4; 2 N NaCl solution), on an inclined support element (5). A free space is provided between the cathode (6) and the sample (1) by using spot plastic washers (7). Above the top surface of the sample is the anode (8). The electrodes (6 and 8) are connected to the poles of a DC source with an adjustable voltage of $U = 0\div 60$ V. Depending on the voltage U and current I_0 applied, the sample is subjected to chloride migration over a time of t ranging from 6 to 96 hours. The inclination of the sample facilitates the discharge of electrode reaction products.

After migration, the sample is split and the fracture surface is wetted with 0.1 M $AgNO_3$ solution, allowing visual determination of the extent of chloride ingress. The chloride migration coefficient is calculated according to the correlation [11]:

$$D_{RCM,0} = D_{nssm} = \frac{0.0239(273 + T)L}{(U - 2)t} \left(x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273 + T)Lx_d}{U - 2}} \right), \quad (15)$$

where: D_{nssm} – non-steady-state migration coefficient [$\times 10^{-12} m^2/s$], U – applied voltage [V], T – average temperature measured in the anolyte [$^{\circ}C$], L – sample thickness [mm], x_d – average depth of chloride penetration [mm], T – migration time [h], the numbers take into account the physical constants and the solution concentrations adopted in the study. The chloride migration coefficient $D_{RCM,0}$ is treated as a normal distribution variable with a mean value of m calculated from equation (15) with a standard deviation of $s = 0.2$ m [4].

In the absence of experimental data, Model Code [4] permits the use of estimated values for the $D_{RCM,0}$ coefficient, which are summarized in Table 4.

Table 4. Approximate values of the chloride migration coefficient $D_{RCM,0}$ [$mm^2/year$]

Cement type	w/c					
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
CEM I 42.5 R	–	280.7	315.4	498.3	621.3	788.4
CEM I 42.5 R + FA (k = 0.5)	–	174.2	217.6	283.8	343.7	469.9
CEM I 42.5 R + SF (k = 2.0)	138.8	151.4	–	–	167.1	–
CEM III/B 42.5 R	–	44.2	59.9	88.3	94.6	107.2

Additives: FA – 22% fly ash, SF – 5% microsilica.

Source: [4, p. 62].

The values of the apparent diffusion coefficient of chlorides $D_{app,c}$ are characterized by significant scatter and tend to decrease with service life. These properties in Model Code [4] are defined in formula (14) by the transfer parameter k_t and the aging function $A(t)$:

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a, \quad (16)$$

$$D_{app,c} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t), \quad (14)$$

gdzie: $D_{RCM,0}$ – współczynnik migracji chlorków określony doświadczalnie zgodnie z normą NT Build 492 [11], k_e – parametr opisujący zmiany warunków środowiskowych w odniesieniu do uwzględnionych w badaniach, k_t – parametr odniesienia wyników badań do rzeczywistej sytuacji występującej w wypadku danej konstrukcji, $A(t)$ – funkcja wyrażająca wpływ czasu (starzenia).

Metoda normowa [11] wyznaczania współczynnika migracji chlorków w betonie pod wpływem pola elektrycznego została opracowana przez L. Tanga i L.O. Nilssona [12, 13]. Badania przeprowadza się zgodnie ze schematem zamieszczonym na rys. 4.

Próbkę betonową (1) o średnicy 100 mm i grubości 50 mm otacza się silikonowym rękawem (2) tworzącym nad próbką zbiornik anolitu (3; 0,3 M roztwór NaOH). Połączenie rękawa z próbką uszczelnia się obejmami stalowymi (niepokazanymi na schemacie). Próbkę (1) wraz z rękawem (2) i anolitem (3) umieszcza się w większym pojemniku zawierającym katolit (4; 2 N roztwór NaCl), na nachylnym elemencie wsporczym (5). Między katodą (6) i próbką (1) zapewnia się wolną przestrzeń, stosując punktowe podkładki z tworzywa sztucznego (7). Nad górną powierzchnią próbki znajduje się anoda (8). Elektrody (6 i 8) łączy się z biegunami źródła prądu stałego o regulowanym napięciu $U = 0\div 60$ V. W zależności od przyjętego napięcia U oraz natężenia prądu I_0 próbkę poddaje się migracji chlorków w czasie t wynoszącym od 6 do 96 godzin. Nachylenie próbki ułatwia odprowadzanie produktów reakcji elektrodowych.

Po zakończeniu migracji próbka zostaje rozłupana, a powierzchnia przełomu zwilżona 0,1 M roztworem $AgNO_3$, umożliwiającym wizualne określenie zasięgu wnikięcia chlorków. Współczynnik migracji chlorków oblicza się zgodnie z zależnością [11]:

$$D_{RCM,0} = D_{nssm} = \frac{0.0239(273 + T)L}{(U - 2)t} \left(x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273 + T)Lx_d}{U - 2}} \right), \quad (15)$$

gdzie: D_{nssm} – pozorny współczynnik migracji (*non-steady-state*) [$\times 10^{-12} m^2/s$], U – zastosowane napięcie [V], T – średnia temperatura mierzona w anolocie [$^{\circ}C$], L – grubość próbki [mm], x_d – średnia głębokość wnikięcia chlorków [mm], T – czas trwania migracji [h], liczby uwzględniają stałe fizyczne oraz przyjmowane w badaniu stężenia roztworów. Współczynnik migracji chlorków $D_{RCM,0}$ jest traktowany jako zmienna rozkładu normalnego o średniej wartości m obliczonej ze wzoru (15) przy odchyleniu standardowym wynoszącym $s = 0,2$ m [4].

W wypadku braku danych doświadczalnych Model Code [4] dopuszcza stosowanie wartości szacunkowych współczynnika $D_{RCM,0}$, które zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Orientacyjne wartości pozornego współczynnika migracji chlorków $D_{RCM,0}$ [mm^2/rok]

Rodzaj cementu	w/c					
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
CEM I 42,5 R	–	280,7	315,4	498,3	621,3	788,4
CEM I 42,5 R + FA (k = 0,5)	–	174,2	217,6	283,8	343,7	469,9
CEM I 42,5 R + SF (k = 2,0)	138,8	151,4	–	–	167,1	–
CEM III/B 42,5 R	–	44,2	59,9	88,3	94,6	107,2

Dodatki: FA – 22% popiołów lotnych, SF – 5% mikrokrzemionki.

Źródło: [4, s. 62].

Wartości pozornego współczynnika dyfuzji chlorków $D_{app,c}$ charakteryzują się znacznymi rozrzutami i wykazują tendencję do redukcji wraz ze zwiększaniem czasu eksploatacji. Właściwości te w Model Code [4] określone są we wzorze (14) parametrem przeniesienia k_t oraz funkcją starzenia $A(t)$:

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a, \quad (16)$$

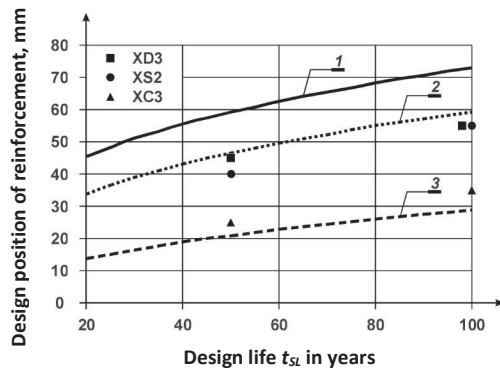


Fig. 5. Calculated position of reinforcement depending on the design life
Description: 1 – road splashes, 2 – constant exposure to seawater, 3 – concrete carbonation.

where: t_0 – reference time, after which material tests are carried out following the laying of concrete, t – expected environmental exposure time of the concrete, a – power exponent.

The reference time was established at $t_0 = 28$ days (0.0767 of a year). The transfer parameter value has been provisionally set to $k_t = 1$ and based on a significant number of test results, the power exponent a of the aging function was quantified as a stochastic variable [4]. The results of the statistical description of the power exponent a obtained under exposure conditions covering splash, tidal and submerged zones are shown in Table 5.

Table 5. Statistical description of the power exponent a of the aging function $A(t)$

Concrete based on cement	Beta distribution parameters			
	m	s	a	b
CEM I 0.40 ≤ w/c ≤ 0.60	0.30	0.12	0.0	1.0
CEM I + FA (k = 0.5) 0.40 ≤ w/c ≤ 0.62	0.60	0.15	0.0	1.0
CEM III/B 0.40 ≤ w/c ≤ 0.60	0.45	0.20	0.0	1.0

Additives: FA – 22% fly ash, SF – 5% microsilica.

Description: m – average value, s – standard deviation, a , b – beta statistical distribution constants.

Source: [4, p. 64].

The influence exerted by the temperature surrounding the structure or by its elements (T_{real}) on the apparent diffusion coefficient $D_{app,c}$ in equation (14) is described by parameter k_e , which was established on the basis of the well-known Arrhenius equation [4]:

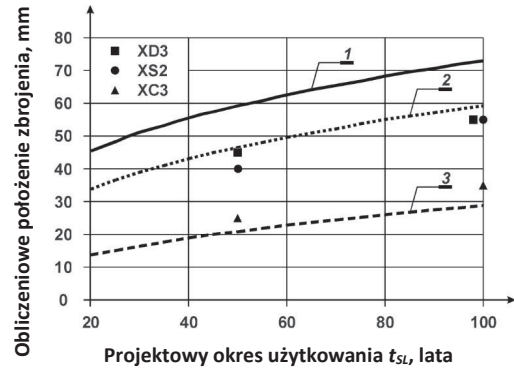
$$k_e = \exp \left[b_e \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right], \quad (17)$$

where T_{ref} – temperature ensured when performing experimental tests of the migration rate and taken as a constant value of $T_{ref} = 293$ K (20°C).

T_{real} constitutes an average value based on data from a meteorological station located near the designed facility. Equation (17) also contains the regression variable b_e , which was determined statistically, resulting in values in the range of 3500 K ≤ b_e ≤ 5500 K, an average of $m = 4800$ K that corresponds to the normal distribution, and the standard deviation of $s = 700$ K [4].

6. Calculations examples of concrete cover design

The presented method of designing a concrete cover for reinforcement based on meeting the conditions of depassivation limit states is illustrated by calculations made in three characteristic cases: concrete carbonation, immersion in Baltic Sea water and



Rys. 5. Obliczone położenie zbrojenia w zależności od projektowego okresu użytkowania

Objaśnienia: 1 – rozbrzyzi z dróg, 2 – stałe działanie wody morskiej, 3 – karbonatyzacja betonu.

gdzie: t_0 – czas referencyjny, po którego upływie od momentu wykonania betonu przeprowadza się badania materiałowe, t – przewidywany czas ekspozycji środowiskowej betonu konstrukcji, a – wykładnik potęgowy.

Czas referencyjny ustalono na $t_0 = 28$ dni (0,0767 roku). Założono tymczasowo wartość parametru przeniesienia $k_t = 1$ i na podstawie znacznej liczby wyników badań skwantyfikowano wykładnik potęgowy a funkcji starzenia jako zmienną stochastyczną [4]. Wyniki statystycznego opisu wykładnika potęgowego a uzyskane w warunkach ekspozycji obejmujących strefy rozbrzygów, pływów i zanurzenia przedstawiono w tabeli 5.

Tabela 5. Statystyczny opis wykładnika potęgowego a funkcji starzenia $A(t)$

Beton na cemencie	Parametry rozkładu beta			
	m	s	a	b
CEM I 0.40 ≤ w/c ≤ 0,60	0,30	0,12	0,0	1,0
CEM I + FA (k = 0,5) 0.40 ≤ w/c ≤ 0,62	0,60	0,15	0,0	1,0
CEM III/B 0.40 ≤ w/c ≤ 0,60	0,45	0,20	0,0	1,0

Dodatki: FA – 22% popiołów lotnych, SF – 5% mikrokrzemionki.

Objaśnienia: m – wartość średnia, s – odchylenie standardowe, a , b – stałe rozkładu statystycznego beta.

Źródło: [4, s. 64].

Wpływ temperatury T_{real} otoczenia konstrukcji lub jej elementów na pozorny współczynnik dyfuzji $D_{app,c}$ we wzorze (14) jest opisany parametrem k_e , który został określony na podstawie znanego równania Arrheniusa [4]:

$$k_e = \exp \left[b_e \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right], \quad (17)$$

gdzie T_{ref} – temperatura zapewniona przy wykonywaniu badań doświadczalnych współczynnika migracji i przyjęta jako wartość stała $T_{ref} = 293$ K (20°C).

Temperaturę T_{real} stanowi wartość średnia wyznaczona na podstawie danych ze stacji meteorologicznej położonej w pobliżu projektowanego obiektu. We wzorze (17) występuje także zmienna regresji b_e , którą określono statystycznie, uzyskując wartości w granicach 3500 K ≤ b_e ≤ 5500 K, oraz zgodnie z rozkładem normalnym średnią $m = 4800$ K, a także odchylenie standardowe $s = 700$ K [4].

6. Przykład liczbowy projektowania otuliny

Przedstawioną metodę projektowania betonowej otuliny zbrojenia na podstawie spełnienia warunków stanów granicznych depastywacji zilustrowano obliczeniami wykonanymi w trzech charakterystycznych przypadkach: karbonatyzacji betonu, zanurzenia

exposure to salt water splash during winter road maintenance. The calculations were based on concrete made from CEM I 42.5R Portland cement with a cement content of 300 kg/m^3 and a w/c ratio of 0.50, as well as using the data included in the tables provided in the paper.

The following parameters were used in calculating the carbonation extent: curing duration $t_c = 3$ days, relative humidity of the environment $RH_{\text{real}} = 70\%$, number of rainy days per year $N_m = 100$ and the probability of rainfall $\rho_{SR} = 0.01$.

The effect of chlorides is presented using an example of a reinforced concrete structure located in Gdansk, Poland. The risk of winter de-icing was determined by taking the average number of salting events per year $n = 20$, the average mass of chlorides used for one salting event $c_{R,i} = 24.3 \text{ g/m}^2$ area (40 g/m^2 NaCl), and the volume of rainwater and melting snow during the winter maintenance period $h_{S,i} = 100.6 \text{ l/m}^2$ (according to pogodynka.pl data for Gdansk). Also taken into account was the average annual ambient temperature at the site $T_{\text{real}} = 281.7 \text{ K}$ (8.7°C) and the critical chloride concentration $C_{\text{crit}} = 0.4\% \text{ m. cem.}$

By meeting equation (1), (4) or (5) determining the limit state of depassivation of the reinforcement surface, the required position of the inserts $a(t = t_{SL})$ was determined in an Excel spreadsheet. It does not take into account manufacturing inaccuracies and statistical deviations in dimensions. The results of the calculation are shown graphically in Fig. 5.

In addition, the diagram contains the minimum concrete cover values (c_{min}) for the design life of $t_{SL} = 50$ and 100 years, determined according to PN-EN 1992-1-1 [2] under similar climatic conditions to those corresponding to the risk of corrosion due to carbonation in moderately humid environments (class XC3), chlorides in cyclically wet and dry environments (class XD3) and chlorides from seawater at constant immersion (class XS2).

7. Conclusion

The Model Code for Service Life Design [4] published in the FIB bulletin, presents a proposal for the design of reinforced concrete structures with an assumed durability, taking into account very precise data on the material and climatic properties of the site where the structure is erected. The article discusses a method used for designing the reinforcement cover on the basis of meeting the conditions of depassivation limit states in the two most common cases of reinforcement corrosion risk: concrete carbonation and chloride ingress. The penetration of aggressive substances is determined by diffusion equations, and additional coefficients are determined in accordance with statistical descriptions of the behavior of the material in a particular environment, the results of accelerated testing of concrete intended for use in the structure, and the climatic conditions occurring at the site of the structure.

w wodzie Morza Bałtyckiego oraz rozbryzgów słonej wody podczas zimowego utrzymania dróg. Uwzględniono beton na cemencie portlandzkim CEM I 42,5R o zawartości cementu wynoszącej 300 kg/m^3 i współczynnika w/c = 0,50 oraz dane do obliczeń ujęte w zamieszczonych w artykule tabelach.

W obliczeniach zasięgu karbonatyzacji przyjęto okres pielęgnacji betonu $t_c = 3$ dni, wilgotność względną środowiska $RH_{\text{real}} = 70\%$, liczbę dni deszczowych w roku $N_m = 100$ oraz prawdopodobieństwo zacinania deszczu $\rho_{SR} = 0,01$.

Działanie chlorków przedstawiono na przykładzie konstrukcji żelbetowej zlokalizowanej w Gdańsku. Zagrożenie związane z zimowym odładzaniem określono, przyjmując średnią liczbę przypadków solenia w roku $n = 20$, średnią masę chlorków użytą do jednego solenia $c_{R,i} = 24,3 \text{ g/m}^2$ terenu (40 g/m^2 NaCl) oraz objętość wody deszczowej i topniejącego śniegu w okresie zimowego utrzymania $h_{S,i} = 100,6 \text{ l/m}^2$ (według danych serwisu pogodynka.pl dla Gdańska). Uwzględniono także średnią temperaturę roczną otoczenia w miejscu lokalizacji obiektu $T_{\text{real}} = 281,7 \text{ K}$ ($8,7^\circ\text{C}$) oraz stężenie krytyczne chlorków $C_{\text{crit}} = 0,4\% \text{ m. cem.}$

Spełniając równanie (1), (4) lub (5) stanu granicznego depasycacji powierzchni zbrojenia, w arkuszu kalkulacyjnym Excel wyznaczono wymagane położenie wkładek $a(t = t_{SL})$. Nie uwzględnia ono niedokładności wykonawczych i statystycznych odchyłek wymiarów. Wyniki obliczeń przedstawiono graficznie na rys. 5.

Dotąd dodatkowo zaznaczono na nim (rys. 5) wartości minimalnego otulenia c_{min} w projektowym okresie użytkowania $t_{SL} = 50$ i 100 lat, określone według normy PN-EN 1992-1-1 [2] w podobnych warunkach klimatycznych do tych odpowiadających zagrożeniu korozją spowodowaną karbonatyzacją w środowisku umiarkowanie wilgotnym (klasa XC3), chlorkami w środowisku cyklicznie mokrym i suchym (klasa XD3) oraz chlorkami z wody morskiej przy stałym zanurzeniu (klasa XS2).

7. Podsumowanie

Zamieszczony w biuletynie FIB Model Code for Service Life Design [4] przedstawia propozycję projektowania konstrukcji żelbetowych o założonej trwałości z uwzględnieniem bardzo dokładnych danych dotyczących właściwości materiałowych i klimatycznych miejsca wzniesienia budowli. W artykule omówiono metodę projektowania otuliny zbrojenia na podstawie spełnienia warunków stanów granicznych depasycacji w dwóch najczęściej występujących przypadkach zagrożenia korozją zbrojenia: karbonatyzacji betonu i wnikania chlorków. Wnikanie substancji agresywnych określają rozwiązania dyfuzyjne, a dodatkowe współczynniki zostały wyznaczone zgodnie z opisami statystycznymi zachowania się materiału w konkretnym środowisku, wynikami przyspieszonych badań betonu przewidzianego do użycia w konstrukcji oraz warunkami klimatycznymi występującymi w miejscu lokalizacji obiektu.

BIBLIOGRAPHY

- [1] PN-EN 206-1:2003. Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [2] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [3] Pre-norma Konstrukcji Betonowych. FIB Model Code 2010. 2014. T. 1 i 2. Kraków: Polska Grupa Narodowa FIB, Stowarzyszenie Producentów Cementu.
- [4] *Model Code for Service Life Design*. 2006. FIB Bulletin 34.
- [5] A. Zybura, A. Śliwka. 2018. „Aktualne problemy ochrony konstrukcji żelbetowych zagrożonych karbonatyzacją betonu”. *Inżynieria i Budownictwo* 74(7-8): 406-410.
- [6] A. Zybura, A. Śliwka. 2019. „Projektowa trwałość konstrukcji żelbetowych w środowisku zawierającym chlorki”. *Inżynieria i Budownictwo* 75(12): 543-550.
- [7] PN-EN 1990:2004. Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.
- [8] T. Borowski, T. Hryniewicz. 2004. „Spadek zasolenia Morza Bałtyckiego jako naturalne zjawisko”. *Rocznik Ochrona Środowiska* 6: 223-232.
- [9] L. Tang. 1997. *Chloride Penetration Profiles and Diffusivity in Concrete under Different Exposure Conditions: Report*. Publication P-97: 3. Gothenburg: Chalmers University of Technology.
- [10] W. Ostasiewicz. 2012. *Myślenie statystyczne*. Warszawa: Oficyna a Wolters Kluwer business.
- [11] NT BUILD 492. Concrete, Mortar and Cement-Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady-State Migration Experiments. 1999. Nordtest Method.
- [12] L. Tang, L.O. Nilsson. 1993. "Rapid Determination of the Chloride Diffusivity in Concrete by Applying an Electrical Field". *ACI Materials Journal* 89(1): 40-53. DOI: 10.14359/1244.
- [13] L. Tang, O. Truc. 2000. "Effect of Exposure Solution on Chloride Penetration Test Methods". Paris: 2nd International Workshop on Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete.