

## Wpływ zmienności obciążeń na wytrzymałość betonu na docisk w łącznikach listwowych elementów zespolonych

### Effect of load variability on concrete pressure strength in strip connectors of composite elements

#### 1. Wstęp

Parametry wytrzymałościowe betonu zależą między innymi od: czynników materiałowych (jakościowy i ilościowy skład betonu) i technologicznych (sposób układania i zagęszczania oraz warunki dojrzewania), a także od rodzaju i charakteru obciążenia (doraźne, czyli krótkotrwałe, długotrwałe i zmienne) oraz wymiarów elementów (efekt skali).

Poza wymienionymi czynnikami – ze względu na izotropowość mechaniczną – podstawową rolę odgrywa stan naprężenia. W obecnie obowiązujących normach jako podstawową właściwość betonu przyjmuje się jego wytrzymałość na ściskanie. Tymczasem w przypadku łączników listwowych dominuje docisk oraz tak zwane ściananie bezpośrednie (przecinanie) (6-9). Znacznie mniejszy wpływ ma przyczepność betonu do pasa dźwigara stalowego. Dodatkowo uwzględnić należy efekt skali wynikający z małych wymiarów łączników w stosunku do wymiarów elementów normowych służących do wyznaczania wytrzymałości betonu na ściskanie.

Klasyczne konstrukcje zespolone składają się z dźwigara stalowego, płyty żelbetowej oraz łączników zapewniających współpracę tych dwóch elementów składowych. Konstrukcje tego typu są stosowane ponad 100 lat, a łączniki listwowe są stosowane dopiero od połowy lat osiemdziesiątych XX wieku (6, 7). Jest to jeden z powodów, że nie wszystkie zagadnienia związane z nośnością tych łączników zostały jednoznacznie wyjaśnione. Jednym z nich jest wpływ obciążeń zmiennych na wytrzymałość betonu (1-5).

W artykule podano propozycje obliczania szacunkowej wytrzymałości betonu na docisk, po określonej liczbie cykli obciążenia  $N_i$ , w warunkach zbliżonych do pracy łączników listwowych podanych obciążeniom zmiennym w rzeczywistych konstrukcjach. Przedstawiona analiza została opracowana na podstawie wyników własnych badań doświadczalnych (1-4).

#### 2. Elementy badawcze i sposób przeprowadzenia badań

Elementy badawcze zostały tak dobrane, aby możliwie dokładnie odzwierciedlały pracę betonu w listwach perforowanych (por. rys. 1).

#### 1. Introduction

The strength parameters of concrete depend on many factors. These include material factors (qualitative and quantitative properties of concrete mix components) and technological factors (mode of placing consolidation of concrete together with curing conditions). Another group of factors includes type and characteristics of load (short term, long term and changing loads) and the size of test specimens (effect of scale).

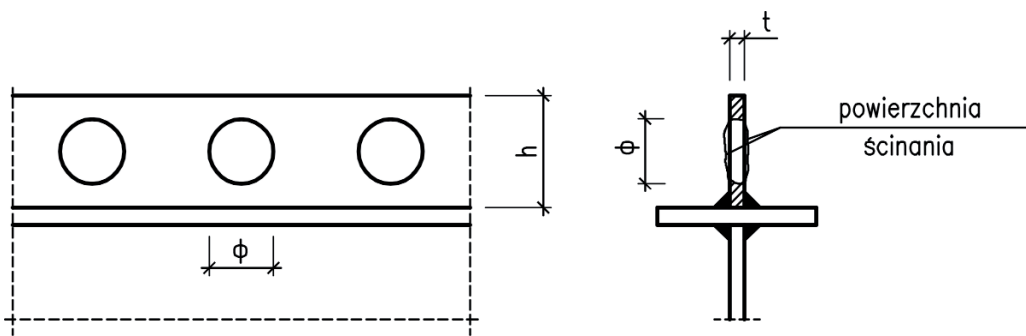
Apart from the above, due to mechanical isotropy, the fundamental role is played by the state of stress. What is adopted in the norms valid at present as the basic feature of concrete is its compressive strength. However, in case of strip connectors, it is the pressure and the so-called direct shearing that are dominating (6-9). Moreover, the effect of scale, resulting from the small dimensions of connectors as compared to the standard test specimens for compressive strength determination, should be taken into account.

The classic composite structures are composed of the steel girder, reinforced concrete slab and connectors integrating these two elements. This type of structures has been used for over 100 years, while the strip connectors – since the mid-eighties of the 20th c. (6, 7). This is one of the reasons why the problem of their carrying capacity has not been elucidated unequivocally in all aspects. These include the effect of variable loads on concrete strength (1-5).

In the present article the calculations of concrete estimated pressure strength at a given number of load cycles  $N_i$ , in the conditions simulating the work of strip connectors subjected to the variable loads in real structures have been proposed. The analysis has been based on the results of the author's experiments (1-4).

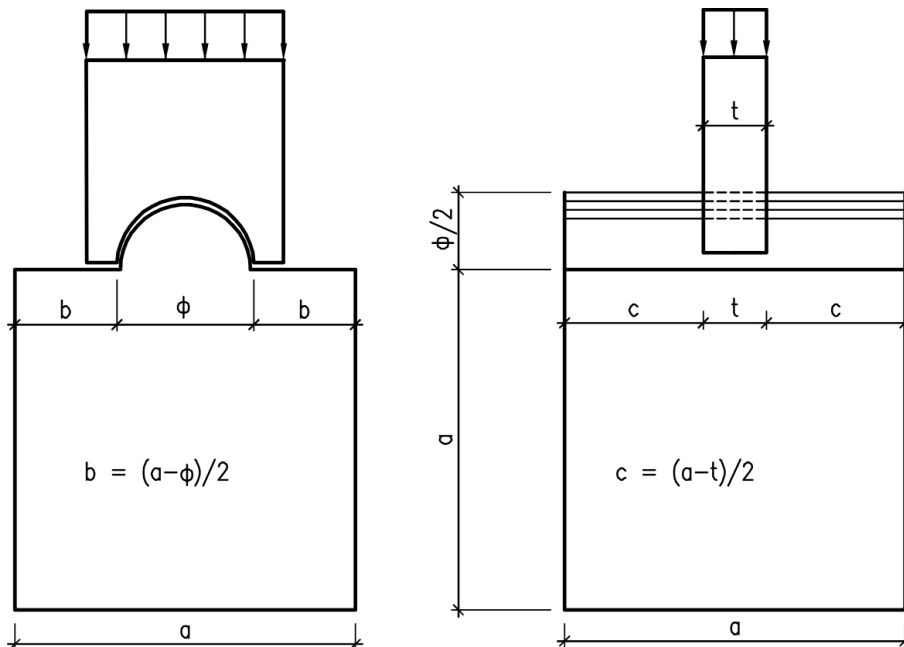
#### 2. Test samples and experimental procedure

The elements for experiments were selected so as to simulate as precisely as possible the work of concrete in perforated strips (cf. Fig. 1). The delaminating force operating on the strip connector results in shear of concrete, filling the holes in the lateral surfaces of the strip, as well as the pressure of concrete in the hole.



Rys. 1. Łącznik listwowy

Fig. 1. Strip connector



Rys. 2. Kształt i wymiary elementów badawczych do wyznaczania wytrzymałości na docisk

Fig. 2. Shape and dimensions of specimens for testing of concrete pressure strength

Na łącznik działa siła rozwarstwiająca, która powoduje ścinanie betonu wypełnienia otworów w płaszczyznach bocznych listwy oraz docisk betonu w otworze. Układ sił działających na beton w otworze jest podobny do występującego w nitach w konstrukcjach stalowych.

Własne badania doświadczalne przeprowadzono oddzielnie dla docisku i ścinania (3, 4). Elementy badawcze do badania wytrzymałości betonu na docisk przedstawiono na rysunku 2.

Były to betonowe kostki sześciennie o boku  $a = 15$  cm z półwałkową wypukłością na jednym z boków. Średnica tej wypukłości była równa średnicy  $\phi$  w listwach stosowanych jako łączniki w elementach zespolonych typu stal-beton (4).

Siłę docisku na element betonowy przekazywano przez element stalowy, który miał wycięcie w kształcie półkola o średnicy równej średnicy otworów w listwie. Tym samym odpowiada ona średnicy wypukłości na kostce betonowej. Grubość elementu, przez który przekazywano siłę docisku była równa grubości listwy  $t$ .

In the strip holes the forces acting on concrete operate like those in rivets in steel structures.

The experiments were carried out for pressure and shearing separately (3, 4). The test samples for concrete pressure strength have been shown in Figure 2. These were concrete cubes of cube side  $a = 15$  cm, with a half-cylindrical bulge on one side. The diameter of the bulge matched the diameter  $\phi$  in the strips used as connectors in steel-concrete composite elements (4).

The force of the pressure on the concrete element was transferred by a steel rod with a hole in the shape of a semicircle of diameter matching that of the holes in the strip, which made it match the diameter of the bulge on the concrete cube. The thickness of the element through which the pressure force was transferred was equal to the strip thickness  $t$ .

The concrete cubes of side  $a = 15$  cm were selected for experiments because they correspond to the cubes used for tests on concrete compressive and tensile strength by splitting. The samples for pressure strength tests were made from the same concrete mix as the cubes for compression and tensile strength tests. Consequently, the mutual relations between the concrete compressive strength ( $f_c$ ), tensile strength ( $f_{ct}$ ) and pressure ( $f_{cud}$ ), as well as the fatigue strength ( $f_{cudf}$ ) at pressure were obtained.

The concretes attributed to three strength classes: C25/30, C30/37 and C45/55 were analyzed. All the concretes were produced from cement CEM I 32.5 and granite aggregate with grading of up to 16 mm. The class of concretes and the mean values of concrete compressive strength and tensile strength by splitting are given below:

- concrete class C25/30:  $f_{cm} = 34.8$  MPa,  $v_c = 4.9\%$ ,  $f_{ct} = 2.36$  MPa,  $v_t = 5.0\%$ ,

- concrete class C30/37:  $f_{cm} = 46.0$  MPa,  $v_c = 4.7\%$ ,  $f_{ct} = 3.08$  MPa,  $v_t = 4.9\%$ ,

- concrete class C45/55:  $f_{cm} = 61.1$  MPa,  $v_c = 4.3\%$ ,  $f_{ct} = 4.10$  MPa,  $v_t = 4.6\%$ .

The data are the average values from 12 test results. The variability coefficients of concrete compressive strength and tensile strength by splitting have been denoted  $v_c$  and  $v_t$ , respectively.

Do badań przyjęto kostki sześciennie o boku  $a = 15$  cm, gdyż odpowiadają one kostkom do badania wytrzymałości na ściskanie (i rozciąganie przez rozłupywanie). Elementy do badania wytrzymałości na docisk były wykonywane z tego samego zarobu co kostki do badania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie. Dzięki temu uzyskano wzajemne relacje między wytrzymałością betonu na ściskanie ( $f_c$ ), rozciąganie ( $f_{ct}$ ) i docisk ( $f_{cud}$ ), a także wytrzymałością zmęczeniową na docisk ( $f_{cudf}$ ).

Analizowano betony trzech klas wytrzymałości: C25/30, C30/37 i C45/55. Wszystkie betony wykonane zostały z cementu odpowiadającego obecnie CEM I 32,5 i kruszywa granitowego o uziarnieniu do 16 mm. Poniżej podano przybliżone klasy oraz wartości wytrzymałości betonów na ściskanie i na rozciąganie przy rozłupywaniu.

- beton C25/30:  $f_{cm} = 34,8$  MPa,  $v_c = 4,9\%$ ,  $f_{ct} = 2,36$  MPa,  $v_t = 5,0\%$ ,

- beton C30/37:  $f_{cm} = 46,0$  MPa,  $v_c = 4,7\%$ ,  $f_{ct} = 3,08$  MPa,  $v_t = 4,9\%$ ,

- beton C45/55:  $f_{cm} = 61,1$  MPa,  $v_c = 4,3\%$ ,  $f_{ct} = 4,10$  MPa,  $v_t = 4,6\%$ .

Podane wytrzymałości są średnimi z 12 wyników pomiaru. Przez  $v_c$  oraz  $v_t$  oznaczono wskaźniki zmienności odpowiednio wytrzymałości betonu na ściskanie i na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Średnica półwałków w elementach do badania wytrzymałości na docisk wynosiła  $\phi = 20, 30$  i  $40$  mm. Jako podstawową przyjęto średnicę  $\phi = 30$  mm. Grubość elementu do przekazywania obciążenia w badaniach wytrzymałości na docisk, odpowiadająca grubości listwy, wynosiła:  $t = 12, 16$  i  $20$  mm. Wytrzymałość doraźną wyznaczono zwiększając obciążenie od zera aż do zniszczenia. Wytrzymałość zmęczeniową  $f_{cudf}$  określano obciążając element wielokrotnie przy zadanych parametrach ( $P_{min}, P_{max}$ ) aż do zniszczenia.

Oprócz wytrzymałości zmęczeniowej  $f_{cudf}$  określono wytrzymałość betonu po określonej liczbie cykli obciążenia  $f_{cudN_i}$ . W tym przypadku wytrzymałość badano po  $N_i = 10^3, 10^4$  i  $10^5$  cyklach obciążenia. We wszystkich przypadkach częstotliwość wynosiła  $5$  Hz.

### 3. Propozycja opisu analitycznego

Obciążenia wielokrotnie powtarzalne powodują powstawanie nowych i rozwój istniejących defektów strukturalnych. Powoduje to zmniejszanie wytrzymałości betonu, co przedstawiono na rysunku 3.

Wraz ze wzrostem liczby cykli obciążenia o określonych parametrach wytrzymałość betonu na docisk zmniejsza się od początkowej (doraźnej)  $f_{cud}$  do wytrzymałości  $f_{cudN_i}$  po  $N_i$  cyklach obciążenia.

Na podstawie wyników doświadczalnych związanych z destrukcją betonu poddanego obciążeniu można założyć, że jej przebieg przy docisku jest podobny jak przy ściskaniu (3). Wówczas jako miarę defektów można przyjąć parametr  $D$  definiowany wzorem

$$D = \frac{F - F_l}{F_k - F_l} \quad [1]$$

gdzie:

The diameter of the half-cylindrical elements in pressure strength tests was  $\phi = 20, 30$  and  $40$  mm. The  $\phi = 30$  mm was taken as a basic one. The thickness of the element transferring the load in the pressure strength, corresponding to the strip thickness was  $t = 12, 16$  and  $20$  mm. The immediate strength was found by increasing the load from zero to the destructive force. The fatigue strength ( $f_{cudf}$ ) was determined by repeated loading the element at given parameters ( $P_{min}, P_{max}$ ) until destruction.

Besides the fatigue strength  $f_{cudf}$ , the strength  $f_{cudN_i}$  was determined, after a number of loading cycles  $N_i$ . In this case, the strength was measured after  $N_i = 10^3, 10^4$  and  $10^5$  cycles. The frequency of load changes was  $5$  Hz in all the cases.

### 3. Proposal of analytical approach

The multiple loads induce the formation of new and development of structural defects occurring earlier. This, in turn, leads to a decrease of concrete strength, as illustrated in figure 3. With an increasing number of cycles of loads of given parameters concrete pressure strength is reduced from the initial (immediate)  $f_{cud}$  to  $f_{cudN_i}$  strength following  $N_i$  load cycles.

On the basis of experiments related to the destruction of concrete subjected to multiple load, it can be assumed that its history at pressure is similar to that at compression (3). Then what can be adopted as a measure of defect is parameter  $D$  defined by the following formula:

$$D = \frac{F - F_l}{F_k - F_l} \quad [1]$$

where:

$F$  – effective area of defects in the critical plane, deciding of concrete pressure strength,

$F_l$  – effective area of concrete defects from residual stress prior to load application,

$F_k$  – effective area of defects where concrete immediate pressure strength has reached the limit value.

$\sigma_{cud} - F$  dependence has been shown in figure 4. It is assumed that, similar as in case of compression, up to stress level  $\sigma_{cud}$  in concrete no new structural defects appear and the existing ones do not develop. The value of  $F_o$  corresponds to any stress from the  $\sigma_{cud} < \sigma_o < \sigma_{cudll}$  range. Stress  $\sigma_{cudll}$  corresponds to concrete long-term pressure strength  $f_{cudt}$  and effective area  $F_{ll}$ . The immediate pressure strength  $f_{cud}$  corresponds to effective area  $F_k$ .

The operation of multiple loads of maximum stress  $\sigma_{max}$  and minimum  $\sigma_{min}$  increases the effective area of defects  $F$  from  $F_o$  to  $F_k$ , corresponding to the limit number of load cycles  $N$ . Assuming that the increase of area  $F$  by  $dF$  is proportional to  $F$  and increase of the number of load cycles  $dN_i$ , the following can be written

$$dF = m_1 F dN_i \quad [2]$$

Having solved equation [2] and using conditions:

$F$  – umowna powierzchnia uszkodzeń w płaszczyźnie krytycznej, decydującej o wytrzymałości betonu na docisk,

$F_i$  – umowna powierzchnia uszkodzeń betonu od naprężeń własnych powstałych przed przyłożeniem obciążenia,

$F_k$  – umowna powierzchnia uszkodzeń, przy której następuje wyczerpanie doraźnej wytrzymałości betonu na docisk.

Zależność  $\sigma_{cud} - F$  przedstawiono na rysunku 4.

Zakłada się, podobnie jak w przypadku ściskania, że do poziomu naprężeń  $\sigma_{cudI}$  w betonie nie powstają nowe i nie rozwijają się istniejące defekty strukturalne. Dowolnemu naprężeniu z przedziału  $\sigma_{cudI} < \sigma_o < \sigma_{cudII}$  odpowiada wartość  $F_o$ . Naprężenie  $\sigma_{cudII}$  odpowiada długotrwałej wytrzymałości betonu na docisk  $f_{cudt}$  oraz umowna powierzchnia  $F_{II}$ . Doraźnej wytrzymałości na docisk  $f_{cud}$  odpowiada umowna powierzchnia  $F_k$ .

Działanie obciążeń wielokrotnie powtarzalnych, o naprężeniu maksymalnym  $\sigma_{max}$  i minimalnym  $\sigma_{min}$ , powoduje zwiększenie umownej powierzchni uszkodzeń  $F$  od  $F_o$  do  $F_k$ , odpowiadającej granicznej liczbie cykli obciążenia  $N$ . Przyjmując, że przyrost powierzchni  $F$  o  $dF$  jest proporcjonalny do  $F$  oraz przyrostu liczby cykli obciążenia  $dN_i$ , można zapisać

$$dF = m_1 F dN_i \quad [2]$$

Po rozwiązaniu równania [2] oraz wykorzystaniu warunków:

$F = F_o$  dla  $N_i = 1$  oraz  $F = F_k$  dla  $N_i = N$ , otrzymuje się (wobec  $N_i \gg 1$  oraz  $N \gg 1$ )

$$F = F_o (F_k/F_o)^n \quad [3]$$

gdzie  $n = N_i/N$ .

Wchodzące do wzoru [3] wartości powierzchni  $F_o$  można określić w funkcji naprężenia  $\sigma_o$ , przyjmując eksponentialną zależność  $\sigma - F$  w postaci

$$F = m_2 F_1 e^{m_3 \sigma} \quad [4]$$

Zależność [4] jest ważna w przedziale naprężeń od  $\sigma_{cudI}$  do  $\sigma_{cudII}$  (por. rys. 4). Można ją ekstrapolować do wartości  $f_{cud}$  i powierzchni  $F_k$ . Po spełnieniu warunków:  $F = F_1$  dla  $\sigma = \sigma_{cudI}$  oraz  $F = F_{II}$  dla  $\sigma = \sigma_{cudII}$ , otrzymamy

$$F_o = F_1 (F_{II}/F_1)^\beta \quad [5]$$

gdzie

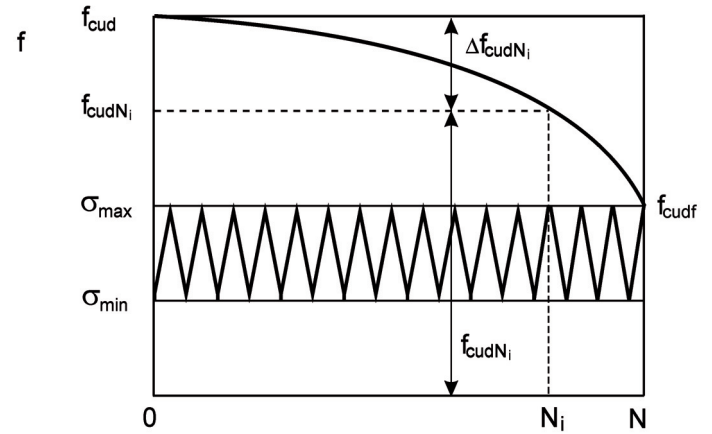
$$\beta = \frac{\sigma_o - \sigma_{cudI}}{\sigma_{cudII} - \sigma_{cudI}} \quad [6]$$

Graniczną liczbę cykli obciążenia można obliczyć ze wzoru ważnego dla określania wytrzymałości zmęczeniowej betonu na docisk. Na podstawie [2] można wykorzystać jeden z dwóch wzorów:

$$K_{fc} = 1.16 \left[ 1 - \frac{\log N}{6.3} \left( 1 - \frac{1}{2.20 - 1.20 R} \right) \right] \quad [7]$$

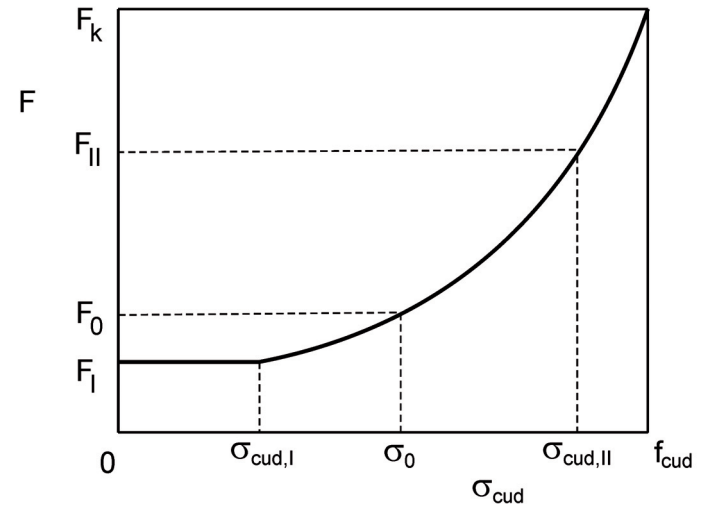
lub

$$K_{fc} = 1.16 - 0.10 (1 - 0.60 R) \log N \quad [8]$$



Rys. 3. Graficzne przedstawienie wpływu obciążeń zmiennych na wytrzymałość betonu na docisk

Fig. 3. The effect of variable load on concrete pressure strength



Rys. 4. Zależność  $F - \sigma_{cud}$

Fig. 4. Dependence  $F - \sigma_{cud}$

$F = F_o$  dla  $N_i = 1$  and  $F = F_k$  for  $N_i = N$ ,

(with  $N_i \gg 1$  and  $N \gg 1$ ),

$$F = F_o (F_k/F_o)^n \quad [3]$$

is obtained, where  $n = N_i/N$ .

The values of area  $F_o$  included in equation [3] can be expressed in the function of stress  $\sigma_o$  adopting the exponential dependence  $\sigma - F$  as

$$F = m_2 F_1 e^{m_3 \sigma} \quad [4]$$

Dependence [4] is valid in the stress range from  $\sigma_{cudI}$  to  $\sigma_{cudII}$  (cf. Fig. 4). It can be extrapolated to the value  $f_{cud}$  and area  $F_k$ . Having met the conditions:  $F = F_1$  for  $\sigma = \sigma_{cudI}$  and  $F = F_{II}$  for  $\sigma = \sigma_{cudII}$ , we obtain

$$F_o = F_1 (F_{II}/F_1)^\beta \quad [5]$$

where

gdzie

$$K_{fc} = f_{cudf}/f_{cud} \quad [9]$$

$f_{cudf}$  – wytrzymałość zmęczeniowa betonu na docisk,

$f_{cud}$  – wytrzymałość doraźna betonu na docisk.

We wzorze [9]  $f_{cudf}$  odpowiada naprężeniu maksymalnemu cyklu  $\sigma_{max}$ .

$$R = \sigma_{min}/\sigma_{max} \quad [10]$$

Wstawiając [3] do [1] oraz wykorzystując [5] otrzymamy

$$D = (D_a + D_b) (F_k/F_o)^n - D_b \quad [11]$$

gdzie  $D_a$  jest miarą defektów powstałych przy pierwszym obciążeniu ( $N_i = 1$ ), równą

$$D_a = D_b [(F_i/F_i)^{\beta} - 1] \quad [12]$$

Parametr  $D_b$  jest stałą uzależnioną tylko od wartości umownych powierzchni defektów, równą

$$D_b = \frac{F_i}{F_k - F_i} \quad [13]$$

Po przekształceniu wzoru [10] otrzymamy

$$D = D_b [(F_i/F_i)^{\beta} (F_k/F_o)^n - 1] \quad [14]$$

lub

$$D = D_b [(F_k/F_i)^n (F_i/F_i)^{\beta(1-n)} - 1] \quad [15]$$

Jeżeli przyjąć jak dla ściskania betonu zwykłego  $F_i = 0,167F_k$ ,  $F_{II} = 0,50F_k$  to otrzymamy ostatecznie

$$D = 0.2 [6^n 3^{\beta(1-n)} - 1] \quad [16]$$

Powstawanie i rozwój mikrodefektów strukturalnych oraz związane z tym ubytek powierzchni efektywnej powoduje zmniejszenie wytrzymałości betonu. Jeżeli przyjąć najprostszą, liniową zależność między wytrzymałością betonu na docisk po  $N_i$  cyklach obciążenia oraz miarą defektów  $D$  wyrażoną równaniem

$$f_{cudN_i} = m_4 D + m_5 \quad [17]$$

po spełnieniu warunków:  $f_{cud}$  dla  $D = 0$  oraz  $f_{cudN_i} = f_{cudf} = \sigma_{max}$  dla  $D = 1$  ( $N_i = N$ ) otrzymamy

$$f_{cudN_i} = f_{cud} - (f_{cud} - \sigma_{max}) D \quad [18]$$

lub

$$K_c = f_{cudN_i}/f_{cud} = 1 - (1 - \kappa) D \quad [19]$$

gdzie  $\kappa$  jest stosunkiem naprężenia maksymalnego cyklu  $\sigma_{max}$  do wytrzymałości doraźnej  $f_{cud}$ , równym

$$\kappa = \sigma_{max}/f_{cud} \quad [20]$$

#### 4. Weryfikacja doświadczalna podanych rozwiązań

Podane rozwiązania teoretyczne są obarczone założeniami upraszczającymi, przyjętymi na etapie wyprowadzania wzorów.

$$\beta = \frac{\sigma_o - \sigma_{cudf}}{\sigma_{cudf} - \sigma_{cud}} \quad [6]$$

The limit number of load cycles can be calculated from the formula valid for determination of concrete pressure fatigue strength. On the basis of [2] one of the formulae can be used:

$$K_{fc} = 1.16 \left[ 1 - \frac{\log N}{6,3} \left( 1 - \frac{1}{2,20 - 1,20 R} \right) \right] \quad [7]$$

or

$$K_{fc} = 1,16 - 0,10 (1 - 0,60 R) \log N \quad [8]$$

where

$$K_{fc} = f_{cudf}/f_{cud} \quad [9]$$

$f_{cudf}$  – concrete pressure fatigue strength,

$f_{cud}$  – concrete immediate pressure strength.

In formula [9]  $f_{cudf}$  corresponds to cycle maximum stress  $\sigma_{max}$ .

$$R = \sigma_{min}/\sigma_{max} \quad [10]$$

Substituting [3] to [1] and using [5] we obtain

$$D = (D_a + D_b) (F_k/F_o)^n - D_b \quad [11]$$

where  $D_a$  is the measure of defects that formed at the first load cycle ( $N_i = 1$ )

$$D_a = D_b [(F_i/F_i)^{\beta} - 1] \quad [12]$$

Parameter  $D_b$  is a constant dependent only on the values of effective areas of defects and is

$$D_b = \frac{F_i}{F_k - F_i} \quad [13]$$

Following transformation of [10] we obtain

$$D = D_b [(F_i/F_i)^{\beta} (F_k/F_o)^n - 1] \quad [14]$$

or

$$D = D_b [(F_k/F_i)^n (F_i/F_i)^{\beta(1-n)} - 1] \quad [15]$$

If  $F_i = 0.167F_k$  is adopted, as for compression of ordinary concrete,  $F_{II} = 0.50F_k$ , we obtain finally

$$D = 0.2 [6^n 3^{\beta(1-n)} - 1] \quad [16]$$

Formation and development of structural microdefects and the resulting reduction of effective area lead to a decrease in concrete strength. If the simplest, linear dependence between concrete pressure strength after  $N_i$  load cycles and a measure of defects  $D$  expressed as equation

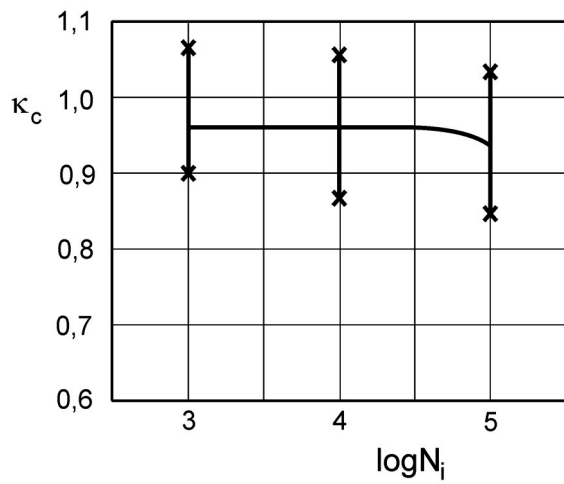
$$f_{cudN_i} = m_4 D + m_5 \quad [17]$$

is adopted, having fulfilled conditions:  $f_{cud}$  for  $D = 0$  and  $f_{ctbN_i} = f_{cudf} = \sigma_{max}$  for  $D = 1$  ( $N_i = N$ ), we obtain

$$f_{cudN_i} = f_{cud} - (f_{cud} - \sigma_{max}) D \quad [18]$$

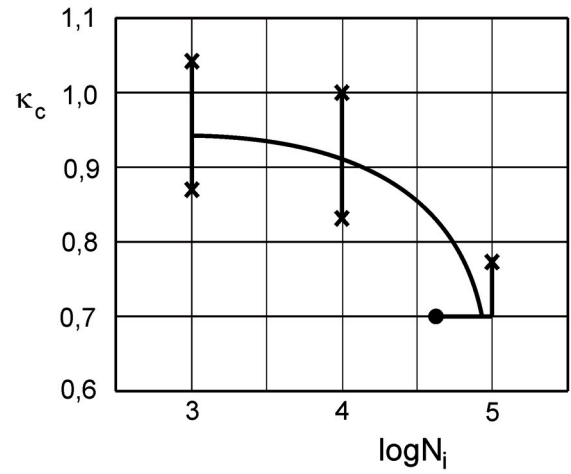
or

$$K_c = f_{cudN_i}/f_{cud} = 1 - (1 - \kappa) D \quad [19]$$



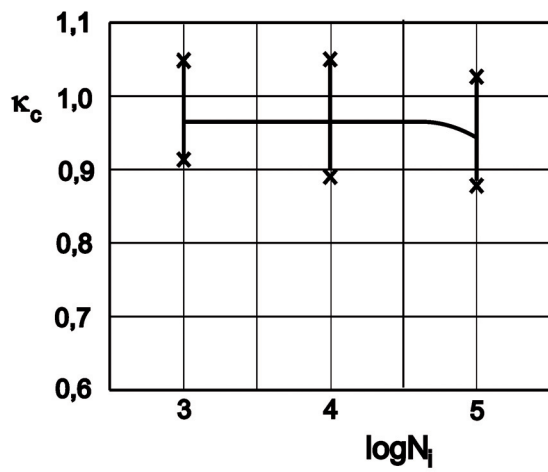
Rys. 5. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,6$  oraz  $R = 0,1$

Fig. 5. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.6$  and  $R = 0.1$



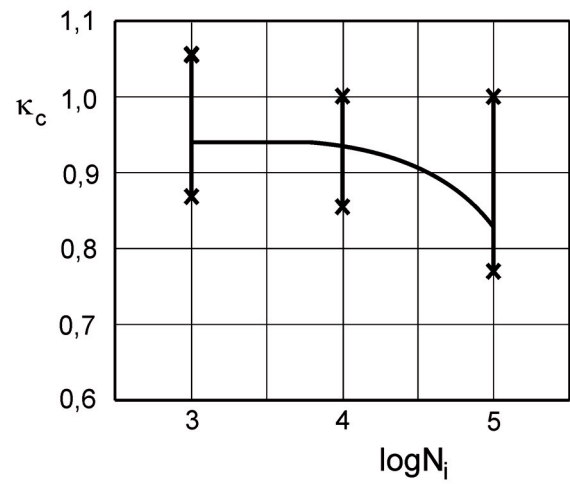
Rys. 8. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,7$  oraz  $R = 0,1$

Fig. 8. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.7$  and  $R = 0.1$



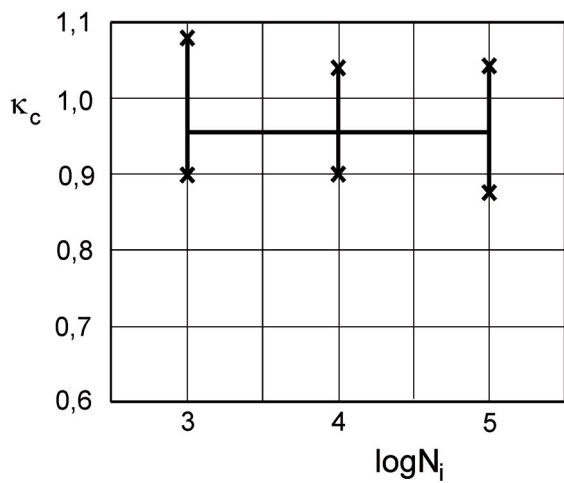
Rys. 6. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,6$  oraz  $R = 0,2$

Fig. 6. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.6$  and  $R = 0.2$



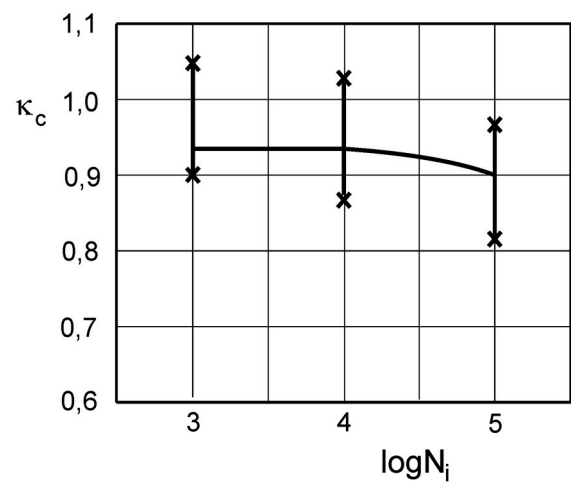
Rys. 9. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,7$  oraz  $R = 0,2$

Fig. 9. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.7$  and  $R = 0.2$



Rys. 7. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,6$  oraz  $R = 0,3$

Fig. 7. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.6$  and  $R = 0.3$



Rys. 10. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,7$  oraz  $R = 0,3$

Fig. 10. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.7$  and  $R = 0.3$

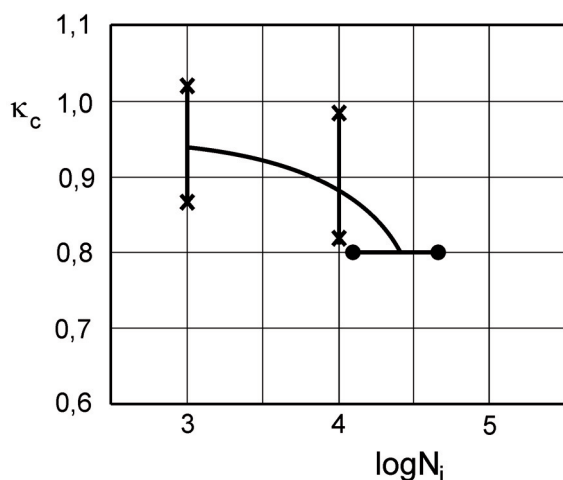
Dzięki nim uzyskano zamknięte rozwiązania analityczne, względnie proste, przyjazne do stosowania. Praktyczne ograniczenie wynika z przyjętego założenia, że  $N \gg 1$ . Oznacza to, że podane wzory można praktycznie stosować dla  $N_i \geq 10^3$ . Są zatem ważne dla obciążeń wielokrotnie zmiennych w długim okresie eksploatacji.

Wyniki weryfikacji doświadczalnej przedstawiono na rysunkach 5 – 13. Rysunki 5 – 7 dotyczą przypadku, gdy  $\kappa$  wynosi 0,6. Rysunki 8 – 10 są ważne dla  $\kappa = 0,7$ , natomiast rysunki 11 – 13 dotyczą przypadku  $\kappa = 0,8$ . W każdej grupie rysunków wartości współczynnika asymetrii cyklu wynosiły  $R = 0,1$ ,  $R = 0,2$  oraz  $R = 0,3$ .

Ze względu na skalę rysunków wyniki badań przedstawiono w sposób uproszczony, ale za to czytelny. Są to pionowe odcinki zakończone gwiazdkami, które obrazują skrajne (minimalne i maksymalne) wartości, wewnątrz których mieszczą się wszystkie uzyskane wyniki. Taki sposób przedstawienia wyników badań wynika stąd, że dla  $N_i = 10^3$  oraz  $N_i = 10^4$  badaniom poddano po 18 elementów, natomiast dla  $N_i = 10^5$  po 9 elementów. Zaznaczenie wszystkich wyników w stosunkowo małym przedziale tylko zaciemniłoby obraz, nie wnosząc nic do meritum zagadnienia.

Część elementów badawczych uległa zniszczeniu zmęczeniowemu przed osiągnięciem kolejnej liczby cykli obciążenia dla której określano  $f_{cudN_i}$ . W tym przypadku zaznaczono przedział liczb cykli obciążenia, po których nastąpiło zniszczenie zmęczeniowe. Są to odcinki poziome zakończone zaciemnionymi kółkami.

Wyniki badań potwierdziły poprawność zaproponowanych rozwiązań teoretycznych. Lepszą zgodność uzyskano dla większych wartości  $N_i$  ( $N_i \geq 10^4$ ). Dla  $N_i = 10^3$  otrzymuje się według podanych wzorów zaniżone nieznacznie wartości  $f_{ctbN_i}$ .

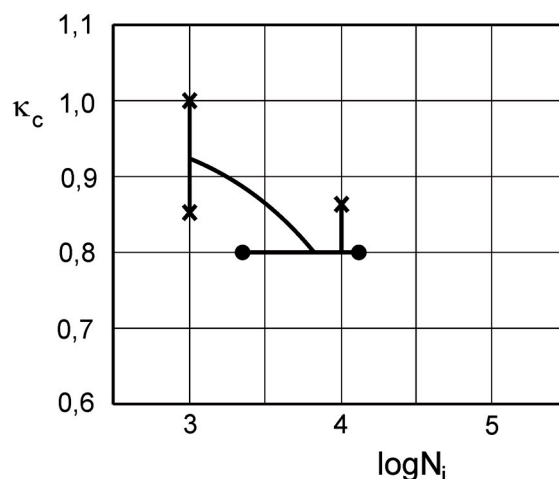


Rys. 13. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,8$  oraz  $R = 0,3$

Fig. 13. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.8$  and  $R = 0.3$

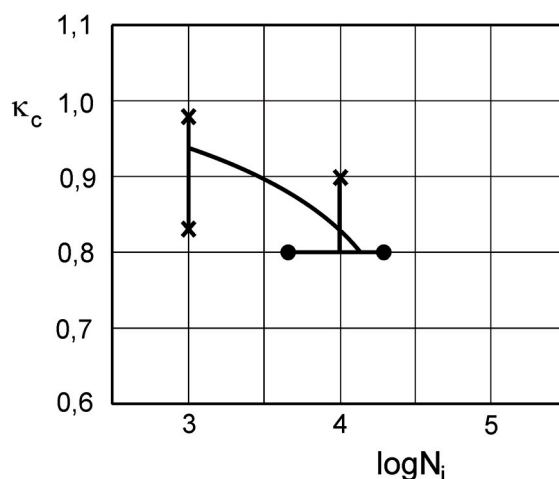
## 5. Uwagi i wnioski końcowe

W pracy przedstawiono wyniki rozwiązań teoretycznych oraz badań doświadczalnych w zakresie wytrzymałości betonu na docisk



Rys. 11. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,8$  oraz  $R = 0,1$

Fig. 11. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.8$  and  $R = 0.1$



Rys. 12. Zależność  $\kappa_c - N_i$  przy  $\kappa = 0,8$  oraz  $R = 0,2$

Fig. 12. Dependence  $\kappa_c - N_i$  at  $\kappa = 0.8$  and  $R = 0.2$

where  $\kappa$  is the ratio of cycle maximum stress  $\sigma_{max}$  to immediate strength  $f_{cud}$ , equal to

$$\kappa = \sigma_{max} / f_{cud} \quad [20]$$

## 4. Experimental verification of proposed solutions

The proposed theoretical solutions are biased with simplifying assumptions, adopted at the stage of the derivation of the formulae, which resulted in closed, analytical solutions, relatively simple and friendly in application. The practical limitation is a consequence of the adopted assumption that  $N \gg 1$ . This indicates that the quoted formulae can be applied for  $N_i \geq 10^3$ . Thus, they are valid for multiple variable loads over a long period of exploitation.

The results of experimental verification have been shown in figures 5 – 13. Figures 5 – 7 relate to the case when  $\kappa = 0.6$ . Figures 8 – 10

$f_{ctbN_i}$  w łącznikach listwowych po określonej liczbie cykli obciążenia  $N_i$ . Uzyskano przy tym dobrą zgodność wyników teoretycznych z doświadczalnymi.

Podane rozwiązania można stosować tylko przy obliczaniu nośności łączników listwowych w elementach zespolonych typu stal-beton lub podobnych co do wymiarów przekazywania siły docisku. Zastrzeżenie to jest istotne ze względu na małe wymiary otworów listew oraz ich grubości. Z jednej strony oraz wpływ efektu skali na cechy wytrzymałościowe betonu z drugiej strony. Przy innych wymiarach elementów badawczych, a przede wszystkim powierzchni przekazywania obciążenia, relacje te mogą być inne, pomimo że podane zależności zostały pozytywnie zweryfikowane doświadczalnie.

Wytrzymałość betonu na docisk poddanego obciążeniom zmiennym  $f_{cudN_i}$  zależy przede wszystkim od parametrów cykli obciążenia (w pierwszej kolejności od  $\sigma_{max}$ , a w drugiej od  $\sigma_{min}$  oraz  $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ ) oraz ich liczby.

## Literatura / References

1. K. Furtak, Ocena wpływu efektu skali na właściwości wytrzymałościowe betonu w łącznikach listwowych. Cement Wapno Beton, 6, 284 (2004).
2. K. Furtak, Wytrzymałość zmęczeniowa betonu na ścinanie bezpośrednie w łącznikach listwowych elementów zespolonych. Cement Wapno Beton, 3, 134 (2004).
3. K. Furtak, Concrete bearing strength strip connectors of steel-concrete composite structures (Wytrzymałość betonu na docisk w listwowych łącznikach konstrukcji zespolonych typu stal-beton). Archives of Civil Engineering (Archiwum Inżynierii Ładowej), LI, 3, 2005.
4. K. Furtak, Wpływ zmienności obciążeń na wytrzymałość betonu na ścinanie w łącznikach listwowych elementów zespolonych. Cement Wapno Beton, 4, 194 (2010).
5. A. Lachiewicz-Złotowska, „Wpływ obciążeń stałych i zmiennych na wytrzymałość betonu przy rozciąganiu” Praca doktorska, Kraków 1999.
6. F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, W. Haare, Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbeton, 12 (1987).
7. F. Leonhardt, W. Andrä, H.-P. Andrä, W. Havre, R. Saul, Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung. Der Bauingenieur 62 (1987).
8. Eurocode No. 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
9. Eurocode No. 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 2: Bridges.

are valid for  $\kappa_{ff} = 0.7$ , while figures 11 – 13 in case of  $\kappa = 0.8$ . In every series of figures the values of cycle asymmetry coefficient were  $R = 0.1$ ,  $R = 0.2$  and  $R = 0.3$ .

Because of the scale, the results were visualized in a simplified way, however they are well readable. The plots have the form of vertical segments finished with stars which illustrate the extreme (minimum and maximum) values; all the results are held between them. This visualization allows to show the results for 18 elements tested at  $N_i = 10^3$  and  $N_i = 10^4$ , and for 9 elements at  $N_i = 10^5$ ; giving all the results in a relatively narrow range would have obscured the image, contributing nothing to the essence of matter.

Part of specimens, for which  $f_{ctbN_i}$  was defined, underwent fatigue destruction prior to the subsequent number of cycles was reached. In this case the range of the number of load cycles resulting in the fatigue destruction was shown. These are indicated by the horizontal segments finished with circles.

The results of experiments have proved the correctness of the proposed theoretical solutions. A better agreement was reached for higher  $N_i$  values ( $N_i \geq 10^4$ ). For  $N_i = 10^3$   $f_{ctbN_i}$  values are slightly underestimated.

## 5. Remarks and final conclusions

The aim of the article was to present the results of theoretical solutions together with experimental data in the area of concrete pressure strength  $f_{cudN_i}$  in strip connectors, after a given number of load cycles  $N_i$ . A good agreement between theoretical and experimental results have been shown.

The proposed solutions can be used only in calculating the carrying capacity strip connectors in steel-concrete composite elements, or similar in the magnitude of pressure force transfer. This stipulation is of importance because of the small dimensions of strip holes and small strip thickness on the one hand, and the effect of scale effect on the strength characteristics of concrete on the other hand. In case of different dimensions of test samples, at different area of load transfer in particular, these relations can be different, despite the fact that the given dependencies formulae have been verified favourably in experiments.

The pressure strength of concrete under variable load  $f_{ctbN_i}$  load depends primarily on load cycles parameters (first of all  $\sigma_{max}$ , and next  $\sigma_{min}$  and  $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ ), as well as their number  $N_i$ .