TADEUSZ GODYCKI-ĆWIRKO, *godyckic@pg.gda.pl*
PAWEŁ PIOTRKOWSKI, *piotrkow@pg.gda.pl*
MAŁGORZATA SIKORSKA, *sikorska@pg.gda.pl*
Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

O WCZESNYM PRZEDEKSPLOATACYJNYM ZARYSOWANIU SŁUPÓW ŻELBETOWYCH

ABOUT EARLY PRE SERVICE LOAD CRACKING IN THE RC COLUMS

Streszczenie W pracy przedstawiono przyczyny nietypowego spękania słupów stanowiących podporę dla stropu płaskiego w nowo budowanej hali widowiskowo – sportowej. Przedstawiono również koncepcję naprawy niniejszych spękań.

Abstract The paper presents a causes of unusual cracks in the RC columns which are the supports for a flat slab in the newly built sports hall. It also presents the concept of repairing these cracks.

1. Wprowadzenie

Zarysowanie słupów żelbetowych opisanych w niniejszym opracowaniu wystąpiło w dwukondygnacyjnej niepodpiwniczonej części budynku hali widowiskowo – sportowej. Żelbetowy szkielet budynku (słupy i stropy ustroju płytowo – słupowego) były betonowane dwuetapowo.

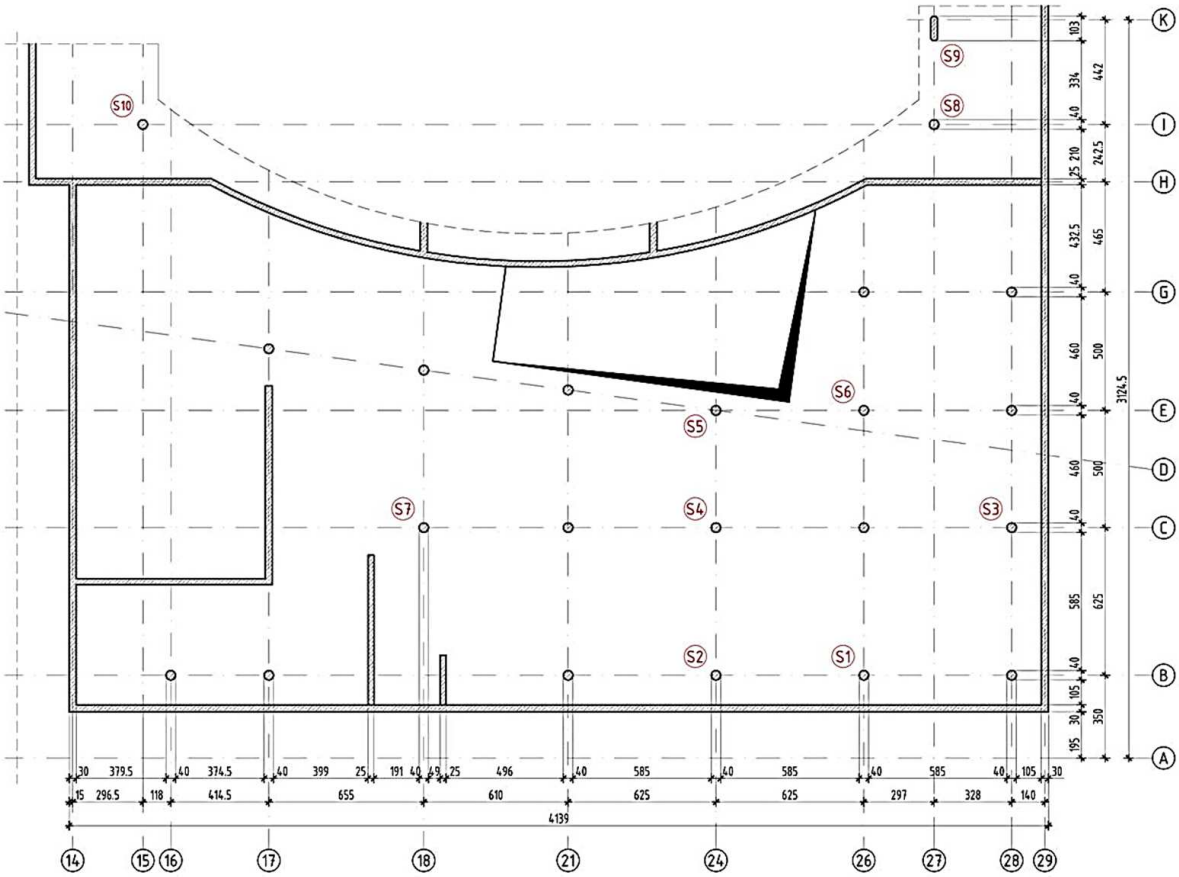
Zarysowane słupy o kołowym przekroju o średnicy 40 cm stanowią konstrukcję wsporczą żelbetowej 20 cm płyty odwróconego stropodachu. Są to słupy I piętra, których rozstaw zawiera się w przedziale od 4,65÷6,55 m. Słupy te są zespolone monolitycznie zarówno ze stropem górnej jak i dolnej kondygnacji. Wysokość słupów I piętra w świetle płyt stropowych wynosi 3,92 m.

Słupy kondygnacji parteru (D = 40 cm) zostały posadowione na płycie fundamentowej o grubości 50 cm. Wysokość słupów parteru w świetle stropu i płyty fundamentowej wynosi 4,55 m. Usytuowanie słupów będących podstawą analizy pokazano na rzucie I piętra (rys. 1).

2. Materiały
Zbrojenie i Beton

W projekcie przyjęto zbrojenie ze stali klasy A–III znaku 34GS natomiast na budowie zastosowano stal A–IIIN. Zbrojenie główne słupów stanowi 8 prętów ϕ16 (A_s = 16,08 cm^2, ρ_l = 1,28%). Zbrojenie poprzeczne wykonano w postaci strzemion okrągłych z prętów ϕ8 w rozstawie co 20 cm zagęszczonym do 10 cm jedynie na dolnym odcinku 90 cm ponad stropem. Na górnym odcinku pierwsze strzemię przewidziano oddalone 12 cm od powierzchni dolnej płyty stropodachu.

Do wykonania szkieletu żelbetowej konstrukcji nośnej w projekcie przyjęto beton C25/30.



Rys 1. Geometria obiektu z zaznaczeniem analizowanych słupów: S1÷S10

3. Realizacja, stan istniejący

Do betonowania słupów wykorzystano stalowe szalunki o wysokości 240, 120 i 30 cm, przy czym w niektórych słupach w późniejszym czasie dobetonowywano górną część przy zastosowaniu szalunków tekturowych. Betonowanie odbywało się w okresie letnim. Zabetonowane słupy pozostawały w deskowaniu do 24 godzin z uwagi na wykorzystywanie jednego kompletu szalunków, przy betonowaniu, które odbywało się codziennie. Strop na poziomie +7,65 m (nad analizowanymi słupami) był betonowany w procesie ciągłym. Rozdeskowanie stropu nastąpiło po 3 tygodniach. Na przełomie sierpnia i września następnego roku, strop nad I piętrem poddany został próbie szczelności, która polegała na obciążeniu płyty żelbetowej tego stropu 15 centymetrową warstwą wody.

Morfologia rys

Zróżnicowany obraz zarysowań (rys. 2, 3) wystąpił w górnej strefie słupów stykających się z płytą stropową na poziomie +7,65 m. Rysy utrwalone na zdjęciach w dniu wizji lokalnej autorów 04.01.2012 r. pojawiły się na dziesięciu słupach co stanowiło około 50% wszystkich słupów stanowiących konstrukcję wsporczą wydzielonego fragmentu budynku będącego przedmiotem analizy (rys. 1). Dokładny termin pojawienia się rys i proces ich rozwoju w niemal półrocznym okresie trwania konstrukcji po jej wykonaniu nie były przedmiotem obserwacji. Rysy po prostu nie zostały wcześniej zauważone.

a) b)

Rys. 2. Widok słupa S1 (B/26) a) widoczne pęknięcie na styku z płytą stropową, b) po dokonaniu odkrywek – wyraźna dyslokacja prętów zbrojenia głównego

a) b)

Rys. 3. Widok słupa S2 (B/24) a) obraz zarysowania w słupie nr 2, b) widok po dokonaniu odkrywek z widocznym fragmentem strzemienia na zewnętrznej powierzchni słupa

a) b)

Rys. 4. a) Pęknięcia w słupie S5 (E/24), b) pręt zbrojenia głównego w słupie S8 (I/27) pozbawiony odpowiedniej otuliny uległ wygięciu.

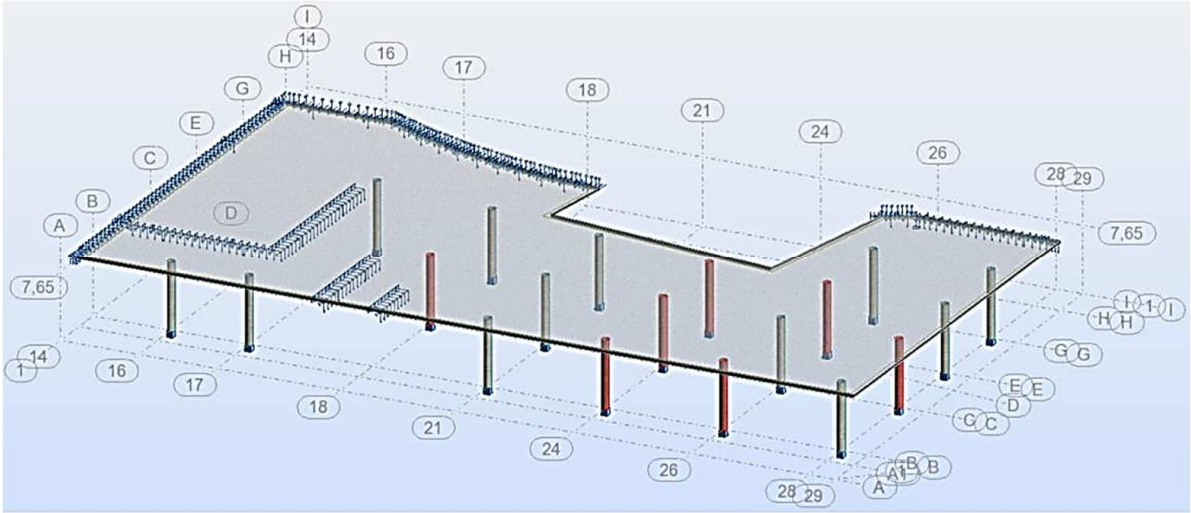
4. Analiza statyczno-wytrzymałościowa

Pożądaną informacją w zakresie stopnia zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji było ustalenie wytrzymałości betonu. Kilkudniowa wytrzymałość betonu, która mogła być jedną z głównych przyczyn zarysowania nie została w odpowiednim czasie zbadana eksperymentalnie. Z kolei wytrzymałość badana w dniu wizyty lokalnej umożliwiła jedynie ocenę bezpieczeństwa stanu istniejącego. Wytrzymałość w dniu wizji lokalnej była badana za pomocą młotka Schmidta. Dokładne badania sklerometryczne wykonano na trzech słupach wytypowanych w badaniach wstępnych – rozpoznawczych przeprowadzonych na wszystkich zarysowanych słupach celem wyselekcjonowania najsłabszej wytrzymałości betonu.

Na podstawie badań określono klasę betonu w słupach S2 i S4 jako C20/25 o jednorodności średniej. Przy czym stwierdzono, że w słupie S4 występują obszary słabszego betonu, któremu można przypisać klasę C16/20. Z kolei w słupie S5 wytrzymałość betonu okazała się wyższa od projektowanej. Wytrzymałość betonu tego słupa przy bardzo dobrej jednorodności zakwalifikowana została do klasy C30/37. Ostatecznie do analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjęto najniższą klasę betonu tj. C16/20.

Analiza statyczno-wytrzymałościowa miała na celu wyznaczenie stopnia wytężenia w tym nośności zarysowanych słupów przy ich maksymalnym obciążeniu wynikającym z projektu w tym również od obciążenia 15 cm warstwą wody (1,5 kN/m^2) przy próbie szczelności.

Model obliczeniowy żelbetowej płyty stropowej przyjęto jako sztywno połączona płyta z zamocowanymi słupami w poziomie stropu nad parterem.

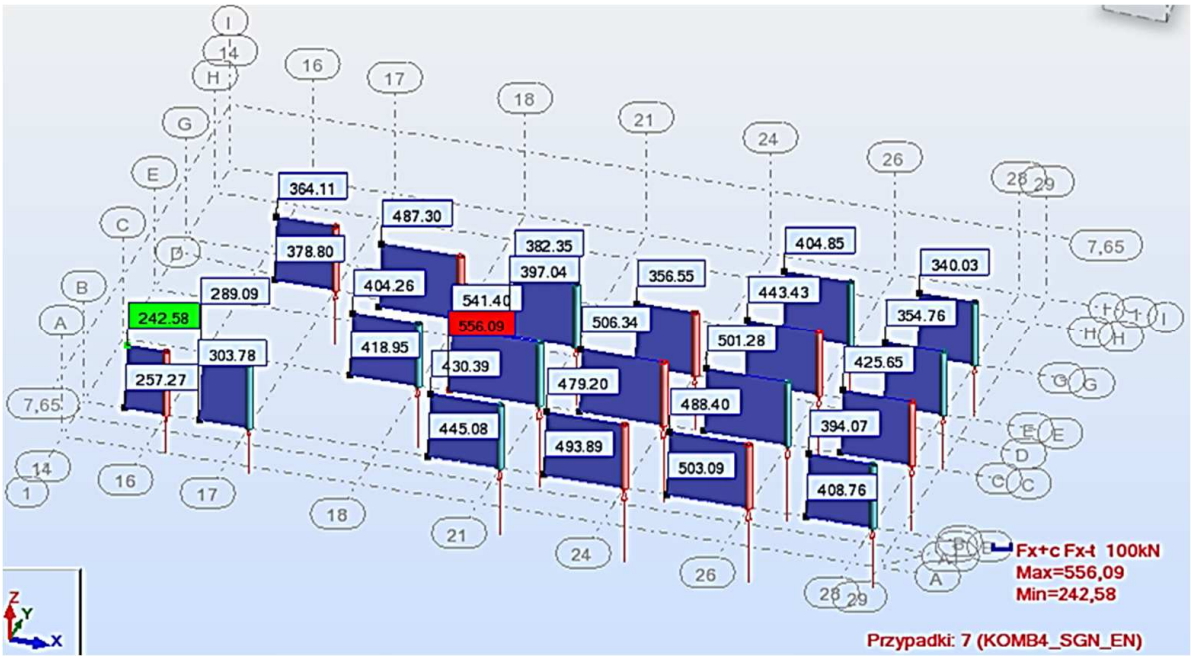


Rys. 5 Widok modelu obliczeniowego

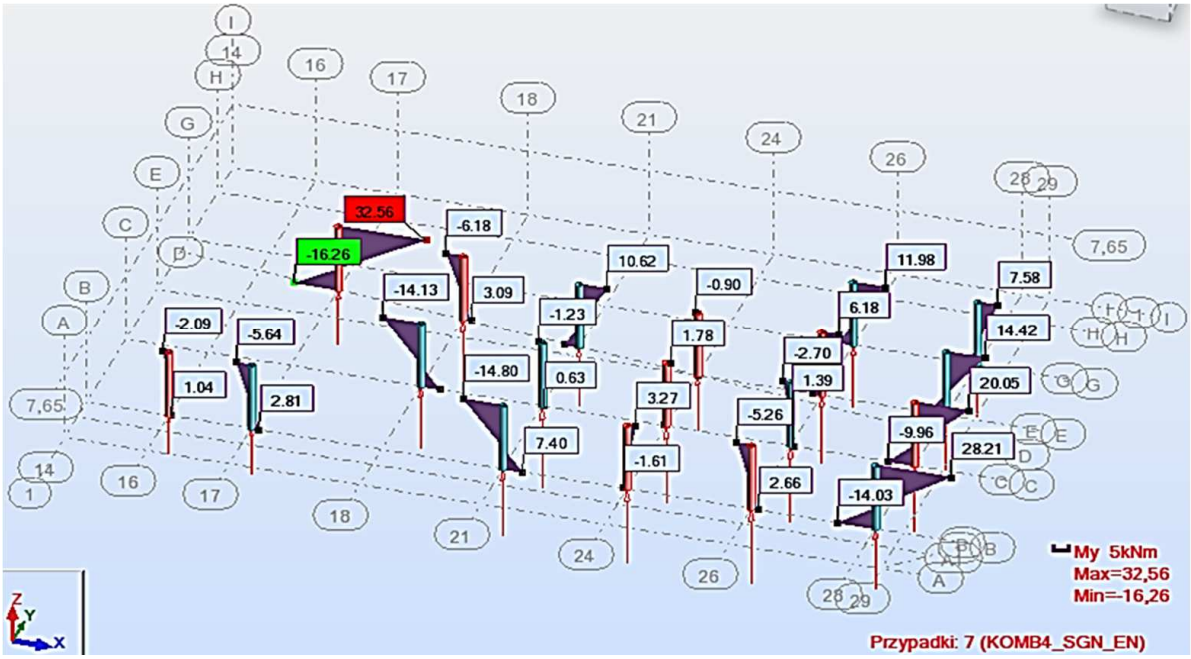
Analizę przeprowadzono przy zastosowaniu komercyjnego programu obliczeniowego oraz własnych procedur obliczeniowych.

Ustalenie obciążeń przeprowadzono wg Eurokodów (PN–EN) z uwagi na bardziej niekorzystne wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa. Obciążenie śniegiem przyjęto na postawie normy PN–EN 1991–1–3 (S_k = 1,2 kN/m^2).

Na rys. 6 przedstawiono wartości sił normalnych w analizowanych słupach dla decydującej kombinacji obciążeń. Maksymalna wartość N_x (w poziomie górnego stropu) występuje w slupie C/24 i wynosi 506,3 kN, natomiast największa siła ze wszystkich słupów I piętra wynosi N_x = 541,4 kN i dotyczy słupa na przecięciu osi C/21.



Rys. 6 Wykres sił normalnych



Rys. 7 Wykres momentów zginających M_y

Największe momenty zginające mogą wystąpić w słupie D/17. W obu kierunkach wartości te są zbliżone $M_y \approx M_z = 33$ kN przy odpowiadającej sile $N_x = 364$ kN. W słupach, w których występuje maksymalna siła normalna wartości momentów nie przekraczają 12 kNm. Ostatecznie do dalszej analizy przyjęto:

Sprawdzenie nośności z uwzględnieniem mimośrodu:

– $N_x = 600$ kN, $M_y = M_z = 20$ kNm (słup C/21)

– $Nx = 350$ kN, $M_y = M_z = 50$ kNm (słup D/17)

Rys. 8 Wykres momentów zginających M_z

Sprawdzenie przebicia:

– Nx = 506,3 kN, (słup S4 C/24 – słup spękany, najbardziej wytężony)

– N_x = 541,4 kN, (słup C/21 – słup nie spękany)

Na podstawie przeprowadzonej analizy nośność względem środka ciężkości przekroju betonowego wynosi:

– N_{Rd} = 421,70 kN

– M_{Rdy} = 65,87 kNm

– M_{Rdz} = 65,87 kNm

– N_{Rd}/N_{Ed} = 1,20

Sprawdzenie nośności na przebicie dla słupa C/24 z odspojoną otuliną oraz wytrzymałością betonu odpowiadającą klasie C16/20 (f_{cd} = 10,7 MPa) wyznaczono przy zredukowanym obwodzie $u_{0,red} = 0{,}5\,\pi\,(D_{słup} + D_{rdzeń}) = 0{,}5\times3{,}14\times(40{,}0+30{,}0) = 109{,}9$ cm (obwód bez redukcji 125,6 cm) Na podstawie wyznaczonej nośności na przebicie można stwierdzić, że dla słupa C/24 z odspojoną otuliną, nośność złącza z uwagi na $v_{Rd,max}$ jest niewystarczająca. $V_{Rd,max}$ = 455,3 kN i jest mniejsza od V_{Ed} = 506,3 kN.

Wykonując naprawę złącza poprzez uzupełnienie kawern zaprawą żywiczno-cementową i zespalając ją z rdzeniem słupa można do obliczeń przyjąć obwód słupa u_0 = 125,6 cm, co oznacza, że nośność $V_{Rd,max}$ zwiększa się do wartości 520,4 kN. W przypadku słupów spękanych po naprawie, ich nośność byłaby wystarczająca (V_{Ed} =506,3 kN < $V_{Rd,max}$ = 520,4 kN).

Z kolei analizując nośność najbardziej obciążonego słupa na przebicie (słup C/21) o wytrzymałości betonu C20/25, na który oddziałuje siła V_{Ed} = 541,4 kN, nośność $V_{Rd,max}$ = 639,4 kN jest wystarczająca.

5. Przyczyny powstałych pęknięć słupów żelbetowych

Na podstawie informacji uzyskanych od kierownika budowy rozszalowywanie przedmiotowych słupów następowało najpóźniej po 24h od rozpoczęcia betonowania. Zakładając, że temperatura powietrza w czasie wiązania cementu pozostawała w zakresie od 10÷15°C można przyjąć że wytrzymałość betonu na ściskanie po rozszalowaniu wynosiła maksymalnie około 15÷30% wytrzymałości 28 dniowego [1].

Podczas rozszalowania przy małej wytrzymałości betonu łatwo jest naruszyć strukturę młodego betonu. Ponadto rozszalowane słupy były przez kilka tygodni poddane działaniu słońca, wiatru i deszczu co dodatkowo mogło się przyczynić do miejscowych uszkodzeń górnej części wcześniej wykonanych słupów.

Pełne, jednoznaczne wyjaśnienie przyczyn powstania zarysowań słupów w analizowanym obiekcie budowlanym jest trudne do ustalenia tym bardziej że między innymi nie można było ustalić dokładnego terminu pojawienia się rys. Zarysowania i pęknięcia są zróżnicowane co może świadczyć, że w poszczególnych słupach pojawiły się w różnym czasie. Zakładając, że świeży beton wszystkich słupów dojrzewał w jednakowych warunkach cieplno-wilgotnościowych, część rys i pęknięć można przypisać zróżnicowanej strukturze wynikającej ze sposobu zagęszczania mieszanki betonowej. Nie można również wykluczyć, że na pojawienie się pęknięć pionowych a także rys obwodowych związanych z odspojeniami kilkucentymetrowej otuliny miało zbrojenie główne $\phi 16$, które jak stwierdzono po odkuciu miało w stosunku do projektowanego usytuowania kilkucentymetrowe przesunięcia radialne. W praktyce wielokrotnie stwierdzono, że osiadanie mieszanki betonowej w stanie plastycznym może prowadzić do powstania rysy biegnącej wzdłuż osi pręta [3]. Rysa w otulinie betonowej obszaru zbrojenia podłużnego może się też pojawić wskutek silniejszego rozgrzania betonu w jądrze słupa przy wiązaniu. Wówczas beton skorupy otulającej jądro jest rozciągany co przy rzadko usytuowanych strzemionach sprzyja powstaniu rys pionowych w słupie. Na to zjawisko zwraca uwagę prof. Bukowski w [2]. Ponadto w konstrukcji będącej przedmiotem analizy nie można wykluczyć, że w procesie zarysowania pewien udział miało próbne obciążenie płyty żelbetowej 15 centymetrową warstwą wody podczas próby szczelności. Obciążenie to przy stosunkowo młodym betonie mogło pozostawić swój ślad na morfologii rys. Przeanalizowano również wpływ skurczu na wielkości momentów zginających w słupach. Wpływ ten wraz z uwzględnieniem sztywności ścian w modelu obliczeniowym nie był znaczący. Momenty wzrastały o kilkanaście procent i tylko w nieznacznym stopniu wpływały na zarysowanie.

6. Koncepcja naprawy

Na skutek odłupania bądź spękania przypowierzchniowych fragmentów betonu, obciążenia ściskające wewnątrz słupa ulegają redukcji w obszarze uszkodzonym zwiększając poziom wytężenia w pozostałym nieuszkodzonym przekroju. Naprawiany fragment nie będzie uczestniczył w przenoszeniu obciążeń, jeśli na czas naprawy obciążenie ściskające w słupie nie zostanie zmniejszone. Czynnikiem ograniczającym zdolność nośną naprawianego słupa jest skurcz materiału naprawczego, który zmniejsza objętość wypełnienia.

Jak wykazuje analiza statyczno-wytrzymałościowa w rozważanym przypadku nośność słupów została zaprojektowana z nadmiarem, że stosunkowo niewielkie ubytki betonu na części obwodu słupa nie stwarza zagrożenia zdolności nośnej konstrukcji wsporczej. Oznacza to, że prace naprawcze polegające na uzupełnieniu ubytków betonu można prowadzić bez stemplowania redukującego na czas naprawy naprężenia ściskające wywołane w słupach jedynie ciężarem własnym konstrukcji. Dotyczy to również słupa C/24 gdzie wykazano wcześniej, że przy zredukowanym obwodzie przy pełnym obciążeniu, nośność złącza na przebicie jest niewystarczająca.

Literatura

1. Jamroży Z.: Beton i jego technologie. PWN Warszawa, 2005.
2. Bukowski B.: Konstrukcje żelbetowe. PWT Warszawa 1953.
3. Godycki-Ćwirko T. Morfologia rys w konstrukcjach betonowych. Rozprawy Naukowe Nr 13. Politechnika Białostocka 1992.