

dr inż. Dariusz H. Faustmann^{1*)}

ORCID: 0000-0002-5788-3217

dr inż. Szymon Serega²⁾

ORCID: 0000-0002-1040-6077

The failure of partition walls resulted from excessive deflection of the prestressed ribbed floor slab

Awaria ścian działowych w wyniku nadmiernego ugięcia sprężonego stropu gęstożebrowego

DOI: 10.15199/33.2024.10.05

Abstract. The paper discusses issues related to the use of ribbed floor systems in multi-family buildings consisting of precast prestressed beams and floor blocks. Material and geometric parameters of the slab are presented. Examples of selected damages to partition walls resulting from underestimated deflection of the slabs are presented. Based on the analysis of crack patterns in partition walls the adopted assumptions for the calculations are criticized.

Keywords: prestressed structures; precast prestressed floor slabs; ribbed floor slabs.

Streszczenie. W artykule przedstawiono problemy związane z użytkowaniem w budynkach wielorodzinnych systemu stropów gęstożebrowych, składających się z prefabrykowanych sprężonych belek strunobetonowych oraz żwirobotonowych pustaków stropowych. Przedstawiono parametry materiałowe i geometryczne stropu. Zaprezentowano przykłady wybranych uszkodzeń ścian działowych będących wynikiem niedoszacowania ugięcia stropów. Na podstawie analizy zarysowań ścian działowych poddano krytyce przyjęte założenia obliczeniowe.

Słowa kluczowe: konstrukcje sprężone; prefabrykowane stropy sprężone; stropy gęstożebrowe.

The damage to partition walls associated with slab deflection is a phenomenon that has been widely documented in contemporary Polish and international literature. Until the mid-twentieth century, Polish literature in this field was relatively limited, and in practice, the experience of the US findings was employed. At that time, one of the few domestic publications addressing the above issues was a book [2]. Examples of irregularities concerning structures are also presented in [3]. This is due to the fact that in the post-WW2 period, partition walls in the sense that we understand them today were not commonly used. Instead, efforts were made to make the layout of rooms on each floor repetitive.

The lack of accurate analysis of slab displacement is the underlying cause of approximately 60 – 70% of cases of cracking of partition walls in Central and Eastern Europe [4]. In the aforementioned publication, the authors also examine the proportion of partition walls constructed using specific materials. In Poland, 27.5% of walls are made of ceramic, 43% of walls are made of cellular concrete, 17% of walls are made of silicate elements, 8% of walls are made of gypsum board, and the remaining 4.5% are made of other materials.

A comprehensive presentation of the theoretical basis and review of scientific research on the analysis of masonry walls erected on not stiff supports can be found in reference [5]. The standard provisions for reinforced concrete supporting structures for walls are specified in reference [6]. It should be noted that the limit deflections of reinforced or prestressed

Uszkodzenia ścian działowych, związane z ugięciem stropów, są opisywane we współczesnej literaturze polskiej i międzynarodowej. W Polsce do połowy ubiegłego wieku krajowa literatura dotycząca tych zagadnień nie była obszerna, a w praktyce wykorzystywano doświadczenia m.in. amerykańskie [1]. Jedną z nielicznych wówczas krajowych publikacji, poruszających te kwestie, była książka [2]. Przykłady nieprawidłowości dotyczących budowni przedstawiono również w [3]. Przyczyną tego stanu rzeczy jest fakt, że w okresie powojennym nie stosowano powszechnie ścian działowych w dzisiejszym znaczeniu. Starano się, aby układ pomieszczeń na poszczególnych kondygnacjach był powtarzalny.

Brak dokładnej analizy przemieszczeń stropów to przyczyna 60 – 70% przypadków zarysowania ścian działowych w Europie Środkowo-Wschodniej [4]. W publikacji [4] autorzy analizują też udział w tym zjawisku rodzaju materiału użytego do wznoszenia ścian działowych. W Polsce 27,5% ścian wykonuje się z materiałów ceramicznych, 43% z betonu komórkowego, 17% z elementów silikatowych, 8% z płyt gipsowo-kartonowych, a pozostałe 4,5% z innych materiałów.

Podstawy teoretyczne oraz przegląd badań naukowych dotyczących analizy murów wznoszonych na podporach podatnych przedstawiono kompleksowo w [5], a zapisy norm dotyczące żelbetonowych konstrukcji wsporczych ścian w [6]. Nie narzucono granicznych ugięć elementów żelbetonowych lub sprężonych. Pozostawiono wyłącznie zalecenia, a ich określenie pozostaje w gestii projektanta konstrukcji. Zaleca się, aby ugięcie nie było większe niż 1/500 rozpiętości, zakładając domyślnie, że ściany będą wznoszone na stropach lub belkach po pełnym rozszalowaniu.

¹⁾ AGH University of Krakow

²⁾ Cracow University of Technology

^{*}) Correspondence address: faustmann@agh.edu.pl

concrete elements have not been imposed, leaving only recommendations. Furthermore, the determination of these deflections is left to the discretion of the structural designer. It is recommended that the deflection should not exceed $1/500$ of the span, which implicitly assumes that walls will be erected on floors or beams after the removal of formwork. A review of contemporary literature reveals a multitude of instances related to deformation of slabs. One such issue is the damage to partition walls that occurred shortly after the commissioning of a new laboratory and office building [7]. The issue of inadequate concrete strength of slab elements and the assessment of their load-bearing capacity in two residential buildings was outlined in the paper [8]. The problem of damage to partition walls, supported on the floor slab, which in turn is supported on a long-span steel beam (12 m) was highlighted in the work [9]. In the aforementioned case, the conditions SGN and SGU, pertaining to the wall support structure and its steel beam, were satisfied. The failure of the wall can be attributed to a lack of consideration of the overall performance of the building, rather than focusing on the provision of limit states for discrete structural elements. An interesting issue of the interaction of the building frame with infill walls is presented in [10].

Despite the considerable experience accumulated over many years and the extensive and readily available literature on the subject, there are structures in which basic design errors and elementary knowledge deficiencies become apparent. One such case is described in reference [11]. The slab exhibited excessive deflection due to two primary factors: firstly, the effective depth for the second working direction of the two-way Filigran® slabs was not adequately considered, and secondly, the concentration of installations was not sufficiently accounted for. The combination of inadequate knowledge of the part of contractors and designers, coupled with the drive to reduce costs as demanded by developers, frequently results in failure situations necessitating structural strengthening. Such a case is presented in [12]. In the analysed case, the designed monolithic multi-span two-way slab was replaced on the construction site with a single-span beam and block slab of the Teriva type without any recalculations. It was necessary to strengthen the structure of the slab with steel elements. The literature review reveals numerous descriptions of failures involving beam and block slabs. Errors made at the construction site often reveal themselves after several years of use. This is illustrated in reference [13].

Failures during the erection of beam and block slabs are a consequence of the failure to provide the requisite support for the slab, which is unable to bear any load without a bonded concrete topping. Such failures affect both complex and simple structural systems. A description of such disasters can be found in references [14, 15]. The publication [16] presents an analysis of the case of cracking of partition walls in newly built buildings of a residential area just after the warranty period. It also presents considerations on the reinforced partition walls made of cellular concrete blocks. Furthermore, it presents a detailed literature list on the issue under consideration. The publication [17, 18] presents other cases of cracking of partition walls resulting from deflection of incorrectly designed slabs.

We współczesnej literaturze można znaleźć liczne przypadki problemów związanych z deformacją konstrukcji stropów. Jednym z nich są uszkodzenia ścian działowych powstałe, w krótkim czasie po oddaniu do użytkowania, w nowym budynku laboratoryjno-biurowym [7]. Problem niedostatecznej wytrzymałości betonu podczas wznoszenia elementów stropów oraz oceny ich nośności w dwóch budynkach mieszkalnych został przedstawiony w [8]. Na uszkodzenia ścian działowych, wspartych na stropie, który z kolei jest podparty na podciągu stalowym o dużej rozpiętości (12 m), zwrócono natomiast uwagę w [9]. W opisywanym przypadku spełnione są warunki SGN oraz SGU, dotyczące konstrukcji wsporczej ściany, obejmujące podciąg stalowy. Awaria ściany wynikała z braku refleksji nad pracą całego budynku, a nie tylko skupianiu się na zapewnieniu stanów granicznych wydzielonych elementów. Interesujące zagadnienie współpracy szkieletu budynku z ścianami wypełniającymi przedstawiono w [10].

Pomimo wieloletniego doświadczenia oraz obszernej i obecnie łatwo dostępnej literatury zdarzają się konstrukcje, w których uwidaczniają się podstawowe błędy projektowe oraz elementarny brak wiedzy. Przypadek taki opisano w [11]. Nadmierne ugięcie stropu wynikało z nieuwzględnienia małej wysokości obliczeniowej w przypadku drugiego kierunku pracy stropu typu Filigran® dwukierunkowo zginanego oraz z nieuwzględnienia koncentracji instalacji. Ignorancja wykonawców lub projektantów oraz chęć minimalizacji kosztów, zgodnie z życzeniem deweloperów, prowadzi do sytuacji awaryjnych, które wymagają wzmocnienia konstrukcji. Przypadek taki opisano w [12]. Okazuje się, że podczas budowy, bez wykonania obliczeń, zamieniono wieloprzęsłowy projektowany strop monolityczny, dwukierunkowo zginany na strop jednoprzęsłowy gęstożebrowy typu Teriva, pracujący jednokierunkowo. Konieczne było wzmocnienie konstrukcji stropów elementami stalowymi. W literaturze można znaleźć liczne opisy awarii dotyczące stropów gęstożebrowych. Niedociągnięcia wykonawcze często ujawniają się po kilku latach eksploatacji. Taki przypadek opisano w [13].

Awaryje podczas wznoszenia stropów gęstożebrowych, wynikające z lekceważenia prawidłowego podparcia stropu, który bez związanego nadbetonu nie ma nośności, dotyczą nie tylko rozbudowanych układów konstrukcyjnych, ale też prostych. Przypadki takich katastrof opisano w [14 i 15]. Analizę przypadku pękających ścian działowych w nowo wybudowanych budynkach osiedla mieszkaniowego tuż po okresie gwarancyjnym przedstawiono w publikacji [16]. Problem dotyczył zbrojenia ścian działowych wykonanych z bloczków z betonu komórkowego. W wymienionej publikacji przedstawiono też szczegółowy spis literatury dotyczącej analizowanego zagadnienia. Inne przypadki zarysowania ścian działowych, wynikające z ugięcia błędnie zaprojektowanych stropów, przedstawiono w [17, 18].

Usystematyzowane zasady obliczania ugięcia czynnego i całkowitego stropów gęstożebrowych na przykładzie stropu Ackermana przedstawiono w [19]. Literatura dotycząca

A comprehensive and systematic presentation of the methodology for calculating the active and total deflection of beam and block slabs is provided in the referenced work [19], with the Ackerman-type slab serving as a case study. Furthermore, the existing literature on beam and block slabs addresses theoretical concerns pertaining to the safety and load-bearing capacity of the structure. It would be beneficial to cite the publication [20], in which the author analyses the load-bearing capacity of a slab – a composite of corrugated prestressed concrete beams – with a similar construction to that described in this paper. A description of the design of beam and block slabs used in Poland, together with rules for calculations, can be found in references [21, 22]. Publication [22] also points out the basic errors made during the design of beam and block slabs.

The deflection value of slabs is dependent upon several factors, including the creep coefficient of the concrete located within the compressed zone. The failure to consider the effect of time on the value of deflections in reinforced concrete slabs, or an underestimation of this effect, can result in damage to the partition walls, as discussed in reference [23]. The function of the top reinforcement (compression reinforcement) in reinforced concrete elements in span zones is frequently underestimated. In accordance with the recommendations on the design of reinforced concrete structures published during the 20th century, the incorporation of top reinforcement in the span zone is not a requisite for reinforced concrete slabs. According to the reference [23] this reinforcement is necessary, since currently floor slabs are designed with a height of at least 150 mm. The use of reinforcement in compression zone against shrinkage for slabs of this thickness is justified. The reinforcement in question plays an extremely important role in the deflection analysis of floor slabs, serving to restrict creep in the concrete and, consequently, influencing the deflection of floor slabs. The effect of reinforcement in the compression zone of reinforced concrete slabs was analysed in [24].

The issues outlined above predominantly pertain to slab systems. However, there are numerous studies that also examine the structural behaviour of walls. The load-bearing capacity of walls on a deflected floor slab was analysed in [25]. The formation of cracks in partition walls cannot be attributed solely to the deformation of the floor slabs or the main structure of the building. The works [26 ÷ 29] highlight issues pertaining to the erection of walls in an appropriate manner. In instances where damage has occurred, it is essential to implement the necessary repairs. The methodologies for repairing damaged walls are discussed in the work [30].

The genesis of the problem

The issue presented here pertains to a multifamily residential building in Krakow, where discernible and unacceptable cracks have occurred in the partition walls after four years of utilisation (Photo 1). The partition walls are supported on a beam and block slab. The load-bearing structure of the slab consists of prestressed concrete beams. The cracks are particularly evident on the walls of the corridors, specifically in the zone of apartments I. 7, I. 11 and I. 12 (Figure 1), which are located on the second floor. The

zagadnień związanych z projektowaniem i użytkowaniem stropów gęstożebrowych obejmuje też zagadnienia teoretyczne, związane z bezpieczeństwem i nośnością konstrukcji. W publikacji [20] autor analizuje nośność stropu (zespolenie falistej belki strunobetonowej) o podobnej konstrukcji do opisywanej przez nas w artykule. Opis konstrukcji stropów gęstożebrowych stosowanych w Polsce wraz z zasadami dotyczącymi obliczeń przedstawiono w [21 i 22], a w publikacji [22] zwrócono uwagę na podstawowe błędy popełniane podczas projektowania stropów gęstożebrowych.

Wartość ugięcia płyt stropowych zależy m.in. od współczynnika pełzania betonu w strefie ściskanej. Niedoszacowanie lub nieuwzględnienie w obliczeniach konstrukcji stropów żelbetowych wpływu czasu na wartość ich ugięć prowadzi do uszkodzenia ścian działowych, co dyskutowano w [23]. Często nie docenia się roli zbrojenia górnego (ściskanego) elementów żelbetowych w strefach przęsłowych. Zgodnie z wytycznymi, zawartymi w podręcznikach do projektowania konstrukcji żelbetowych wydanych w XX w., nie ma potrzeby zbrojenia płyt żelbetowych zbrojeniem górnym w strefie przęsłowej. Obecnie, wg naszej opinii, zbrojenie to jest niezbędne, gdyż projektuje się płyty stropowe o grubości co najmniej 150 mm. Przy takiej grubości płyty uzasadnione jest stosowanie zbrojenia przeciwskurczowego, które pełni niezwykle ważną rolę w analizie ugięć płyt stropowych, a mianowicie ogranicza pełzanie betonu, a tym samym wpływa na ugięcie płyt stropowych. Analizę wpływu zbrojenia strefy ściskanej płyt żelbetowych przedstawiono w pracy [24].

Opisane problemy dotyczyły przede wszystkim stropów, ale istnieje wiele prac, w których autorzy analizują pracę ścian. Nośność ścian przy ugiętym stropie analizowano w [25]. Powstawanie zarysowań w ścianach działowych nie wynika wyłącznie z deformacji konstrukcji stropów lub szkieletu budynku. Na problemy związane z prawidłowym wznoszeniem ścian zwrócono uwagę w pracach [26 ÷ 29]. W przypadku uszkodzenia ścian konieczna jest ich naprawa. Sposoby naprawy przedstawiono w [30].

Badany budynek wielorodzinny

Opisany w artykule problem dotyczy budynku wielorodzinnego w Krakowie, w którym po czterech latach użytkowania wystąpiły zauważalne i nieakceptowalne pęknięcia ścian działowych (fotografia 1). Ściany te są wsparte na stropie gęstożebrowym, którego elementami nośnymi są belki strunobetonowe. Zarysowania widoczne są przede wszystkim na ścianach korytarzy – w strefie mieszkań I.7, I.11 oraz I.12 (rysunek 1) zlokalizowanych na II kondygnacji. Rzut tej kondygnacji wraz z szczegółowymi wymiarami zaprezentowano w [31]. Należy podkreślić (fotografia 1, rysunek 1), że układ wejść do pomieszczeń nie odpowiada w pełni dokumentacji projektowej. Lokalizację niektórych wejść oraz konstrukcję ściany zmieniono podczas budowy. Wyniki obserwacji i wnioski wynikają z prac własnych i udostępnionej dokumentacji projektowej [32]. Analizie poddano

forementioned floor is illustrated in detail (with dimensions) in the accompanying documentation (reference [31]). It is evident from an examination of the layout of the entrances to the rooms (see Photo 1 and Figure 1) that there are discrepancies between the design documentation and the actual construction. Some entrances and the wall structure have been altered during the construction process. The findings presented here are based on our own observations and conclusions, as well as on the design documentation provided. The study focused on the damage observed directly above the first floor, as at this area the damages were most conspicuous within the building.

Description of the structure

The building was constructed in the early 1970s as a production and office facility. The building has a frame structure, characterised by regular layout, supported by columns and bracing walls (Figure 1). A schematic cross-section of the building is presented in Figure 2. The building was utilised for a considerable period of time in accordance with its original purpose. In 2014, a project was initiated with the objective of reconstructing and adapting the building to serve

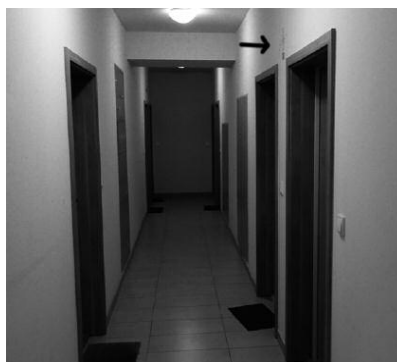


Photo 1. Examples of damage to partition walls as a result of excessive deflection of a floor slab

Fot. 1. Przykłady uszkodzeń ścian działowych w wyniku nadmiernego ugięcia stropu gęstożebrowego

uszkodzenia powstałe bezpośrednio nad stropem pierwszej kondygnacji, gdyż w tej części budynku były one najbardziej widoczne.

Opis konstrukcji budynku

Budynek został zaprojektowany i wybudowany jako obiekt produkcyjno-biurowy na początku lat siedemdziesiątych XX w. Konstrukcja budynku jest szkieletowa, regularna, oparta na słupach i ścianach usztywniających (rysunek 1). Schematyczny przekrój poprzeczny budynku przedstawiono na rysunku 2. Obiekt użytkowano przez wiele lat zgodnie z pierwotnym przeznaczeniem. W 2014 r. wykonano projekt przebudowy i dostosowania do nowej funkcji – mieszkalno-usługowej. Przebudowa polegała na: wyburzeniu istniejących ścian działowych, wybudowaniu nowego stropu o konstrukcji gęstożebrowej z zastosowaniem belek strunobetonowych nad kondygnacją I, czę-

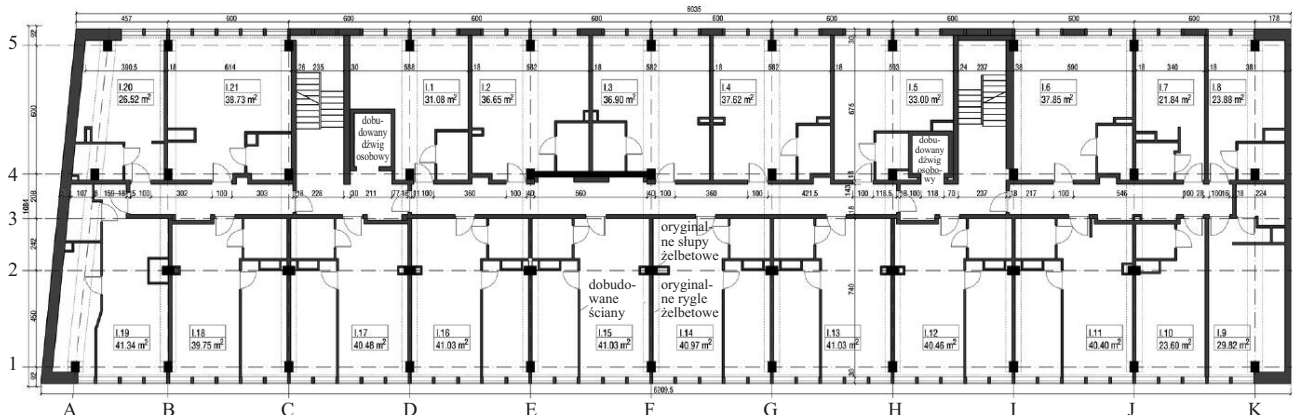


Fig. 1. Layout of the rooms (according to the design project [32]) of the second storey above the new ribbed floor slab

Rys. 1. Układ pomieszczeń na kondygnacji II nad nowym stropem gęstożebrowym (wg projektu [32])

a new function, namely residential and commercial. The reconstruction comprised the following elements: the demolition of the existing partition walls, the construction of a new floor slabs with a beam and block structure using prestressed concrete beams over storey I, the partial reconstruction of the floor slabs on storeys II and III, the reconstruction of the floor slab over storey IV, which was also carried out using beam and block technology, and construction of a building superstructure above storey V. Two additional staircases and elevator shafts were constructed. The façade of the building was altered, and steel balconies were incorporated. All installations were rebuilt.

The load-bearing reinforced concrete walls were constructed using concrete of class C25/30. The exterior walls were rebuilt using 240 mm thick foam concrete blocks, while parti-

ściowej przebudowie stropów na kondygnacjach II i III, przebudowie stropu nad kondygnacją IV, którą wykonano w technologii stropu gęstożebrowego, nadbudowie kondygnacji V wraz z przekryciem. Dobudowano dwie klatki schodowe wraz z szybami wind. Zmieniono elewację budynku, dobudowano stalowe balkony, przebudowano wszystkie instalacje.

Żelbetowe ściany nośne wykonano z betonu klasy C25/30. Do przebudowy ścian zewnętrznych użyto bloczków pianobetonowych o grubości 240 mm, a do budowy ścian działowych pustaków betonowych oraz ceramicznych. Ściany wewnątrz lokali wykonano jako gipsowo-kartonowe. Układ pomieszczeń na kondygnacji II, nad nowym stropem gęstożebrowym, przedstawiono na rysunku 1. Uwagę zwraca syme-

sed with two or three prestressing strands, without giving details of the values of prestressing forces in reference [33]. The strands are made of prestressing steel with $f_{pk} = 2060$ MPa and $f_{p0,1k} = 1840$ MPa. In accordance with the requisite specifications, the design encompasses systems comprising a single, double, or triple set of prestressed beams.

Figure 3 illustrates a fragment of the schematic arrangement of the prestressed beams of the analysed floor. The configuration of ribs throughout the entire floor is presented in the referenced work [31]. The basic distance between prestressed concrete beams is 0.59 m. Figure 4 illustrates the configuration of the prestressed concrete beams of the slab in comparison with the configuration of the partition walls for a section of the aforementioned floor. In the axes of the location of the corridor partition walls (axes 3 and 4), the use of lowered slab blocks resulted in an increase in the thickness of the layer of topping concrete. These areas are indicated in Figures 3 and 4. The beams utilised were RS 111 to RS 115 and RS 136 and blocks of the RP12 type. The floor spans, between supporting elements (i.e. the existing frames and walls) ranged from 1.95 to 5.995 m. Concrete of class C20/25 and RB500W steel were used for the topping concrete.

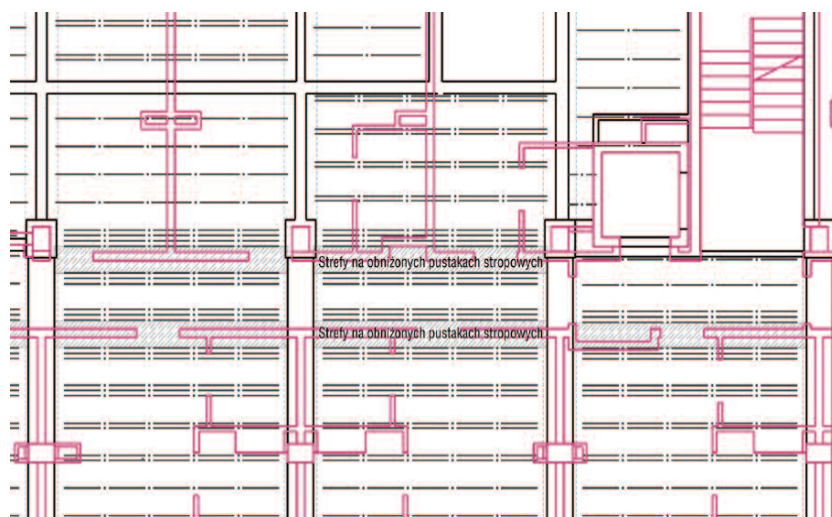


Fig. 4. Diagram of the new ribbed floor I in combination with the partition walls layout in the areas of the most visible wall damages

Rys. 4. Schemat nowego stropu gęstożebrowego nad kondygnacją I w połączeniu z układem ścian działowych w obszarach najbardziej widocznych uszkodzeń ścian

dotyczących wartości sił sprężających. Sploty wykonuje się ze stali sprężającej o $f_{pk} = 2060$ MPa i $f_{p0,1k} = 1840$ MPa. W zależności od potrzeby projektuje się układy od pojedynczych, do potrójnych zestawów belek strunobetonowych.

Fragment schematycznego układu sprężonych belek analizowanego stropu przedstawiono na rysunku 3, a układ żeber całego stropu w [31]. Podstawowy rozstaw belek strunobetonowych wynosi 0,59 m. Na rysunku 4 zaprezentowano układ strunobetonowych belek nośnych stropu w porównaniu z układem ścian działowych w tym fragmencie stropu. W osiach lokalizacji ścian działowych korytarza (oś 3 i 4) zastosowano obniżone pustaki stropowe, zwiększając grubość warstwy nadbetonu. Pola te oznaczono na rysunkach 3 i 4. Wykorzystano belki: RS 111 do RS 115 oraz RS 136, pustaki stropowe typu RP12. Rozpiętości stropów w świetle podpór, którymi są istniejące rygle ram oraz ściany, wynosi 1,95 – 5,995 m. Do wykonania nadbetonu zastosowano beton klasy C20/25 oraz stal RB500W.

Description of damage to the building

The construction work was completed in 2016. Following a four-year period of utilisation, a considerable number of cracks were observed in the partition walls. The layout of these cracks indicates that the floor slabs have undergone excessive deflection. The most significant damage was observed in the walls of the corridor located above the first floor, which were supported by a newly built beam and block slab. A crack opening measurement system was installed for the purpose of monitoring the further development of cracks. The crack opening widths were found to range from 0.3 mm to in excess of 2 mm (Photo 2). As illustrated in Fig. 2, the cracks were observed above the entrance to apartment I.11 and I.19, as indicated in Fig. 1. The damage reported by the owners included area of the walls in close proximity to the corridor walls.

A comprehensive inventory of the damages to the partition walls, constructed of concrete blocks and gypsum boards, was conducted. As illustrated in Figure 2, the lintels of apartments I.1-I.8, I.11-I.16, I.18, I.19 and I.21 were found to have damage. Additionally, minor damage to walls on floors III and IV was also documented. On the newly constructed floor V,

Opis uszkodzeń budynku

Prace budowlane zakończono w 2016 r. Po czterech latach użytkowania stwierdzono liczne zarysowania ścian działowych, których układ wskazuje na nadmierne ugięcie stropów. Największe uszkodzenia dotyczyły ścian korytarza nad kondygnacją I – wspartych na nowym stropie gęstożebrowym. Zainstalowano system pomiaru rozwarcia rys w celu monitorowania dalszego ich rozwoju. Zinventaryzowano szerokość rozwarcia rys od 0,3 do ponad 2 mm (fotografia 2). Widoczne na fotografii 2 zarysowania znajdują się nad wejściem do lokalu I.11 oraz I.19, wg rysunku 1. Zgłoszone przez właścicieli uszkodzenia wewnątrz lokali obejmowały fragmenty ścian przyległe do ścian korytarza.

Zinventaryzowano liczne uszkodzenia ścian działowych, wykonanych z bloczków betonowych i płyt gipsowo-kartonowych [34]. Uszkodzeniu uległy nadproża mieszkań I.1-I.8, I.11-I.16, I.18, I.19 oraz I.21. (rysunek 1). Zinventaryzowano też mniejsze uszkodzenia ścian na kondygnacjach III i IV, a na dobudowanej kondygnacji V zaobserwowano duże rozwarcia rys ścian korytarza. Wszystkie rysy

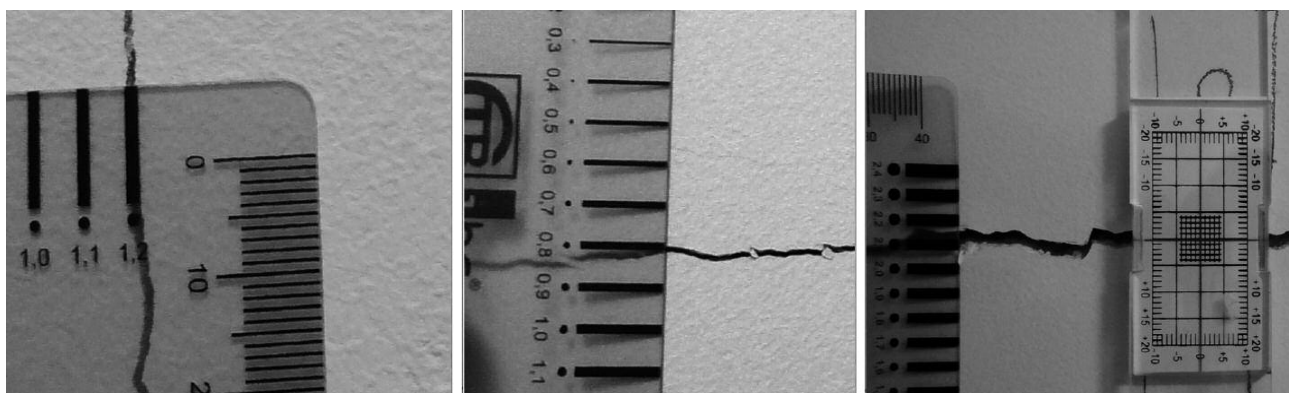


Photo 2. Examples of measurements of cracks in partition walls

Fot. 2. Przykłady pomiarów szerokości zarysowań ścian działowych

extensive cracking was observed in the corridor walls. All the cracks penetrated the whole thickness of the wall.

Furthermore, discrepancies were identified between the project of reconstruction and the actual construction. The acoustic protection of the rooms involved the use of concrete blocks instead of light plasterboard walls. Additionally, numerous cracks were observed between the original building elements and those constructed during the reconstruction. This is particularly evident at the connection of the elevator shafts and the walls. Similarly, cracks were noted on the walls of one staircase, likely caused by the adjacent floor slab construction.

Causes of damage to the building

The issue was subsequently addressed by the designer of the reconstruction project. In the opinion of the designer, the issues pertain to non-structural components of the building, specifically partition walls that are supported on the newly constructed slabs over the first floor and on the rebuilt areas of the slabs over the other floors. It was concluded that it is necessary to ascertain whether the cracks have stabilised and, if so, to proceed with the repair of the damage.

The study [35] identifies the following causes of the cracks: thermal factors, shrinkage, impact of vibrations caused by vehicle traffic, structural work related to ground settlement, and impact of live loads. No reference was made to the assumed floor loads. The aforementioned document presents an excerpt from the calculations for the problematic floor, which demonstrates that the following assumptions were made: a clear span of the supports of 7.18 m, or alternatively 5.40 m; the compressive strength of the topping concrete $f_{ck} = 25$ MPa; exposure class XC1. For a span of 5.40 m, the floor block was assumed to have a height of 200 and 40 mm of concrete topping. In this configuration, the dead weight of the floor slab is 3.58 kN/m². A substitute load was assumed for partition walls, comprising a permanent load of 1.8 kN/m² (representing the load of the finishing layers) and a variable (service) load of 1.5 kN/m². The span of 7.18 m was for a 4-beam system utilising a 24x53x20 floor block type. In contrast, the span of 5.40 m was for the configuration of 3 beam types RS155, employing a lowered hollow block 20 x 53 x 20. This configuration occurs beneath the corridor partition walls (see Figures 3 and 4).

miały charakter wskrośny. Ponadto stwierdzono niezgodność z projektem przebudowy.

Ze względu na ochronę akustyczną pomieszczeń, niektóre ściany wykonano z bloczków betonowych, zamiast z lekkich ścian z płyt gipsowo-kartonowych. Zauważono liczne zarysowania pomiędzy oryginalnymi elementami budynku a elementami wykonanymi w czasie przebudowy. Jest to szczególnie widoczne przy połączeniu oddylatowanych szybów wind ze ścianami. Zauważono też zarysowania ścian jednej klatki schodowej, spowodowane prawdopodobnie pracą przyległego stropu.

Przyczyny uszkodzeń

Do zaistniałej sytuacji odniósł się projektant przebudowy [35]. Zgodnie z jego opinią [35], problemy dotyczą niekonstrukcyjnych elementów budynku, czyli ścian działowych wspartych na nowym stropie nad kondygnacją I i na przebudowywanych fragmentach stropów nad pozostałymi kondygnacjami. We wnioskach stwierdzono, że należy sprawdzić, czy rysy mają ustabilizowaną rozwartość i przystąpić do naprawy uszkodzeń.

Przyczynami powstania zarysowań, podanymi w opracowaniu [35], są czynniki termiczne; skurcz i pęknięcie muru; wpływ drgań spowodowanych ruchem pojazdów; praca konstrukcji związana z osiadaniem podłoża i wpływem obciążeń zmiennych. Nie odniesiono się do przyjętych obciążeń stropów. W opinii projektanta przedstawiono fragment obliczeń dotyczących problematycznego stropu, z których wynika, że przyjęto: rozpiętość w świetle podpór 7,18 m lub 5,40 m; wytrzymałość nadbetonu na ściskanie $f_{ck} = 25$ MPa; klasę ekspozycji XC1. W przypadku rozpiętości 5,40 m założono grubość pustaka stropowego 200 oraz 40 mm nadbetonu. W przypadku takiego układu ciężar własny stropu wynosi 3,58 kN/m². Przyjęto obciążenie zamienne w przypadku ścian działowych 0,5 kN/m², obciążenie stałe 1,8 kN/m² (obciążenie warstw wykończeniowych) oraz obciążenie zmienne (użytkowe) 1,5 kN/m². Rozpiętość 7,18 m dotyczyła układu czterech belek, z zastosowaniem pustaka stropowego typu 24 x 53 x 20. Natomiast rozpiętość 5,40 m układu trzech belek typu RS155, z zastosowaniem obniżonego pustaka 20 x 53 x 20. Taki układ występuje pod ścianami działowymi korytarza (rysunki 3 i 4).

The results of the calculations demonstrate that the load-bearing capacity of the floor is adequate and that the deflection meets the requisite service limit state. The estimated deflection is 0.88 cm, which is 1/613 of the assumed span. However, the values of the partial coefficients of permanent and imposed loads are not provided, and it is unclear which load combinations were considered. The adoption of a characteristic live load value of 1.5 kN/m² is in accordance with [36], however, the recommended value is 2.0 kN/m².

In the authors opinion the value of 0.5 kN/m² for the substitute load of partition walls is underestimated. This is on the grounds that some partition walls were found to have been constructed in a manner inconsistent with the design specifications, namely as masonry, and probably using TeknoAmerBlock blocks instead of lightweight gypsum walls. The wall of the corridor, with a height of 3.37 m and a width of 0.18 m, was constructed using the aforementioned blocks with increased acoustic protection. The weight of the blocks varies depending on the type, with values of 18.2; 18.7 and 20.5 kg. The consumption is 12.5 blocks per 1 m² of wall, resulting in a weight of 766; 787 and 863 kg/m² of wall, respectively. This weight is incompatible with the assumption of a substitute load of 0.5 kN/m², as proposed in reference [36]. On the assumption that the width of the block is 0.53 m and that the width of the 3 RS115 beams arranged side by side is 3 x 0.098 m, the width of the slab band is 0.82 m.

The system of 3 beams carries the loads uniformly distributed. Assuming a load from the partition walls of 0.5 kN/m² results in a real load of 0.41 kN/m on the system of 3 beams. In consideration of the wall layout as illustrated in Figures 3 and 4, the load on the system of three beams, assuming the weight of the lightest of the aforementioned walls and the fact that the wall is situated between two beam systems, will induce a load of 3.75 kN/m. Additionally, in some rooms, walls with a thickness of 0.18 m are present, separating apartments (they are not plasterboard wall). These walls are arranged perpendicular to the corridor walls, situated in the centre of the floor spans. Similarly, assuming the use of ceramic hollow blocks, an additional load of 19 kg/pc (equivalent to 8 hollow blocks/m²) is generated, resulting in a total load of 2.72 kN/m for each beam system. Consequently, the load from partition wall is significantly underestimated in all cases. This is of particular importance as the most damaged corridor walls are arranged parallel to the beam spans.

The data obtained from the project indicates that the dead weight load is 3.58 kN/m², taking into account the concentration of three low floor beams and the additional concrete above them. Conversely, the additional concrete weight of 2 kN/m², resulting from the utilisation of a 12x53x25 floor block in conjunction with the aforementioned lowered floor block, represents a further component not encompassed within the design load. This results in an additional 0.48 kN/m for the system of three beams.

The construction drawings indicate that all walls except for those on the first floor should be constructed using gypsum board technology [32]. The decision to utilise such a solution for the construction of all interior walls in a residential building is questionable.

Przedstawiono wyłącznie wyniki obliczeń stwierdzające, że nośność stropu jest zapewniona oraz że ugięcie spełnia stan graniczny użytkowania. Ugięcie oszacowano na 0,88 cm, co stanowi 1/613 przyjętej rozpiętości. Nie podano wartości częściowych współczynników obciążeń stałych i użytkowych, nie podano, które kombinacje obciążeń brano pod uwagę. Przyjęcie wartości obciążenia charakterystycznego użytkowego na poziomie 1,5 kN/m² jest zgodne z [36], ale wartością zalecaną jest 2,0 kN/m².

W naszej ocenie wartość od obciążenia zamiennego ścianami działowymi wynosząca 0,5 kN/m² jest zaniżona, gdyż stwierdzono, że niektóre ściany działowe wykonano niezgodnie z projektem jako murowane, prawdopodobnie z bloczków TeknoAmerBlock, zamiast lekkich ścian gipsowo-kartonowych. Ściana korytarza o wysokości 3,37 m i szerokości 0,18 m, wykonana z wymienionych bloczków PK17,8 o masie jednego bloczka, w zależności od odmiany, 18,2, 18,7 i 20,5 kg, przy zużyciu 12,5 bloczka na 1 m² ściany, ma wagę odpowiednio 766, 787 i 863 kg, co w żadnym przypadku nie pozwala na przyjęcie obciążenia zamiennego na poziomie 0,5 kN/m² stropu wg [36]. Zakładając szerokość pustaka stropowego 0,53 m oraz szerokość trzech belek stropowych RS115 ułożonych obok siebie wynosząca 3 x 0,098 m, otrzymuje się szerokość pasma stropu 0,82 m, z którego układ trzech belek przenosi obciążenia równomiernie rozłożone.

Przyjęcie obciążenia od ścian działowych 0,5 kN/m² powoduje realne obciążenie układu trzech belek 0,41 kN/m. Biorąc pod uwagę układ ścian (rysunki 3 i 4), obciążenie na układ trzech belek, ciężar najłżejszej ściany oraz to, że ściana zlokalizowana jest pomiędzy dwoma układami belek, wywoła to obciążenie 3,75 kN/m. Dodatkowo w niektórych pomieszczeniach występują ściany o grubości 0,18 m oddzielające lokale mieszkalne (nie są to ściany typu G-K), ułożone prostopadłe do ścian korytarza, zlokalizowane w środku rozpiętości stropów. Zakładając użycie pustaków ceramicznych, otrzymujemy dodatkowo (19 kg/szt, zużycie 8 pustaków/m²) obciążenie 2,72 kN/m na każdy układ belek. W każdym przypadku jest więc znaczne niedoszacowanie ciężaru ścian działowych. Jest to szczególnie ważne, gdyż najbardziej uszkodzone ściany korytarza są ułożone równoległe do rozpiętości belek.

Z danych zaczerpniętych z projektu wynika, że obciążenie ciężarem własnym 3,58 kN/m² uwzględnia koncentrację trzech niskich belek stropowych i dodatkowy beton ponad nimi. Natomiast biorąc pod uwagę beton nad obniżonym pustakiem stropowym, gdzie zastosowano pustak stropowy 12 x 53 x 25, otrzymujemy dodatkowy ciężar betonu, wynoszący 2 kN/m², co przekłada się na kolejne i nieuwzględnione w projekcie obciążenie wynoszące 0,48 kN/m na układ trzech belek. Na rysunkach wykonawczych w projekcie budynku znajduje się informacja, aby wszystkie ściany, z wyjątkiem ścian parteru, wykonać w technologii płyt gipsowo-kartonowych [32], co budzi duże wątpliwości.

Zgodnie z [33] projektowanie stropów można wykonać metodą uproszczoną przez zastosowanie tabel lub posługując się

According to [33] the design of floor slabs can be done by a simplified method by using tables or by using the computer program provided by the manufacturer. Unfortunately, the study [35] does not include information regarding the methodology employed for the calculation of deflections of the floor beams.

The presented calculations [35] lack the requisite parameters to account for the rheological issues of concrete, particularly those pertaining to creep in the prestressed structure. Furthermore, the rheological issues associated with the concrete topping of beam and block slabs have not been considered.

Summary and conclusions

The presented case of damage to partition walls allows for the formulation of the following comments and conclusions. In the design documentation, calculations of floor slab load-bearing capacity and deflections were conducted using the manufacturer's data, likely employing a computer program provided by the floor manufacturer and the tables outlined in reference [33]. It seems probable that rheological issues related to the increase in deflection over time were not taken into account. It is also noteworthy that despite the considerable thickness of the floor slab, which in this case is 240 mm, the height of the prestressed concrete beam does not exceed half of the total thickness of the floor – 110 mm or 130 mm, as indicated in [34].

The cracking occurred in the walls separating the corridor from the apartments, despite the fact that additional beams and a lowered ceiling block were used under these walls, as shown in Figures 3 and 4. The aforementioned time of occurrence of wall cracks is significant, as the presence of rheological phenomena in concrete is typically manifested after a period of three years following loading. There was a notable underestimation of the weight of the damaged corridor walls. Additionally, concrete in the lowered floor block area was not taken into account.

The imposed loads were found to have been underestimated. A new floor was constructed in accordance with the current standards [36], with the minimum values of imposed loads assumed to be 1.5 kN/m². This differs from the original assumption of 2 kN/m², as outlined in [32]. Furthermore, the potential for independent modifications to the apartment layout by the owners has not been considered.

It would be beneficial to address the issue of reinforcement of the topping concrete in the beam and block floor. In the described case the topping concrete was reinforced by the orthogonal steel bars with diameter ϕ 5 mm and spacing of 0.2 m. When a higher degree of compression reinforcement is utilised, this reinforcement exerts a considerable influence on the creep strain within the compression zone of the flexural cross-section. Consequently, a portion of the compressive force initially borne by concrete is transferred to the reinforcement [37].

The cracks between the new and old elements of the building (the decoupled elevator shafts) are attributed to the settlement of the new built additional structural elements and the natural process of concrete shrinkage. During the finishing phase, all components were connected by uniform finishing layers, and no expansion joints were applied to the plaster, which has resulted in the formation of visible cracks. The settlement of the new

programem komputerowym producenta stropów. Niestety w opracowaniu [35] nie zawarto informacji o obliczaniu ugięcia belek stropowych.

W obliczeniach przedstawionych w [35] nie podano parametrów niezbędnych do uwzględnienia zagadnień reologicznych betonu, związanych głównie z jego pełzaniem w konstrukcji sprężonej. Ponadto nie uwzględniono zagadnień reologicznych dotyczących nadbetonu stropów gęstożebrowych.

Podsumowanie i wnioski

W dokumentacji projektowej wielorodzinnego budynku mieszkalnego obliczenia nośności i ugięcia stropu wykonano na podstawie danych producenta stropów, posługując się prawdopodobnie programem komputerowym przez niego udostępnionym oraz tabelami zawartymi w [33]. Z dużym prawdopodobieństwem nie uwzględniono zagadnień reologicznych związanych z przyrostem ugięcia w czasie. Zauważyć też należy, że pomimo znacznej grubości stropu, wynoszącej w tym przypadku 240 mm, wysokość belki strunobetonowej nie przekracza połowy całkowitej grubości stropu – 110 lub 130 mm wg [34].

Zarysowania wystąpiły w ścianach oddzielających korytarz od lokali pomimo tego, że pod tymi ścianami, zgodnie z rysunkami 3 i 4, zastosowano dodatkowe belki oraz obniżony pustak stropowy. Wspomniany czas wystąpienia zarysowania ścian ma znaczenie, gdyż obecność zjawisk reologicznych w betonie uwidacznia się najczęściej po okresie trzech lat od obciążenia.

Wykazano **znaczne niedoszacowanie ciężaru uszkodzonych ścian korytarza**. Nie uwzględniono bowiem dodatkowego betonu w strefie obniżonego pustaka stropowego. **Nie doszacowano też wartości obciążeń użytkowych**. Przyjęto minimalne wartości obciążeń użytkowych, wymagane przez aktualne normy [36], na poziomie 1,5 kN/m², gdzie wg [32] pierwotnie zakładano 2 kN/m². Nie uwzględniono ryzyka ewentualnej samodzielnej modyfikacji układu pomieszczeń wykonywanej przez właścicieli lokali.

Poruszyć należy także problem zbrojenia strefy nadbetonu w stropie gęstożebrowym. Zastosowano zbrojenie nadbetonu siatkami z prętów ϕ 5 w rozstawie 0,2 m. W przypadku większego stopnia zbrojenia ściskanego, zbrojenie to istotnie wpływa na pracę strefy ściskanej przekroju zginanego – w miarę upływu czasu przenosi część siły, którą początkowo przenosił beton [37].

Zarysowania pomiędzy nowymi i starymi elementami budynku (oddylatowanymi szybami wind) wynikają z osiadania dobudowanych elementów oraz z naturalnego skurczu betonu. Podczas prac wykończeniowych połączono wszystko jednolitymi warstwami wykończeniowymi, nie zastosowano dyktacji na tynku, co musiało skutkować widocznymi pęknięciami. Bez wpływu na zaistniałe uszkodzenia ścian działowych pozostaje ewentualne osiadanie nowych fundamentów, pod dobudowane słupy, gdyż zarysowania występują wzdłuż całego ciągu korytarza w obu ścianach działowych, a dobudowane elementy zlokalizowane są tylko w części budynku

foundations under the added columns remain without influence of damages to the partition walls. The cracks occurred along the entire corridor in both partition walls, while the additional new structural elements are located only in the one part of the building – near axis 2 (Figure 1), and also as the walls supporting the first floor that separate the garage space from the service area (Figure 2). The location of these elements is without influence on the analysed case.

The damage to the reinforced concrete walls within the stairwells can be attributed to improperly executed work gaps required during the erection of the structure. The authors posit that the damage is not affected by vehicle traffic, as the building is situated on a narrow street where speeds are significantly reduced and there is virtually no truck traffic.

Received: 30.05.2024

Revised: 24.06.2024

Published: 22.10.2024

– w osi 2 (rysunek 1), oraz jako ściany kondygnacji I (parturu), oddzielające stanowiska garażowe od części usługowej (rysunek 2), których lokalizacja pozostaje bez wpływu na analizowany przypadek.

Uszkodzenia ścian żelbetowych w obrębie klatek schodowych są skutkiem niewłaściwie wykonanych przerw roboczych niezbędnych podczas wznoszenia budynku. W naszej opinii nie ma wpływu na zaistniałe uszkodzenia ruch pojazdów, gdyż budynek zlokalizowany jest przy wąskiej ulicy, gdzie ich prędkość jest znacznie ograniczona i praktycznie nie występuje ruch samochodów ciężarowych.

Artykuł wpłynął do redakcji: 30.05.2024 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 24.06.2024 r.

Opublikowano: 22.10.2024 r.

Literatura

- [1] McKaig TH. Katastrofy i awarie budowlane, przykłady z budownictwa amerykańskiego w latach 1890-1960. Arkady, Warszawa, 1968 r.
- [2] Kobiak J. Błędy w konstrukcjach żelbetowych, Arkady, Warszawa, 1973 r., wyd. II.
- [3] Mitzel A, Stachurski W, Suwalski J. Awarie konstrukcji betonowych i murowych, Arkady, Warszawa, 1973 r.
- [4] Kania T, Derkach V, Nowak R. Testing crack resistance of non-load-bearing ceramic walls with door openings. *Materials*. 2021; 14 (6): 1–21.
- [5] Drobiec Ł, Jasiński R, Piekarczyk A. Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 3. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2017.
- [6] Polski Komitet Normalizacyjny, PN-EN 1992-1-1. Projektowanie konstrukcji z betonu: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny; 2016 r.
- [7] Dybel P, Kucharska M. Przyczyny uszkodzenia ścian działowych w nowo oddanym budynku, XXX Międzynarodowa Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje 2022 r.
- [8] Kupina M, Jędrzak B. Przyczyny uszkodzeń żelbetowych elementów stropu w dwóch badanych budynkach mieszkalnych, XXVIII Międzynarodowa Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje 2017 r.
- [9] Wesołowski M. Awarie w budynkach spowodowane błędnymi rozwiązaniami konstrukcyjnymi. *Przegląd Budowlany*. 2017; 6.
- [10] Derkach VN. Joint action of masonry filling and monolithic reinforced concrete frame. *Magazine of Civil Engineering*. 2013; 5.
- [11] Słowek G, Ścigała J. Błędy projektowe w analizie stropu płaskiego jako przyczyny stanu przedawaryjnego, XXV Międzynarodowa Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje 2011 r.
- [12] Klimek A, Matkowski, Z. Uszkodzenia i naprawa stropów żelbetowych w budynku wielorodzinnym. *Przegląd Budowlany*. 2016; 3.
- [13] Malczyk A, Kotala B. Awaria stropów DZ-3, przyczyny awarii i sposób naprawy stropów, XXVI Międzynarodowa Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje 2013 r.
- [14] Kulczewski P, Babiak M. Awaria stropu gęstożebrowego w budynku jednorodzinny, XXVIII Międzynarodowa Konferencja Awarie Budowlane, Międzyzdroje 2017 r.
- [15] www.tarnow.net.pl/articles/s/i/377891#!
- [16] Piotrowski A. Pękające ścianki działowe. *Materiały Budowlane*. 2007; 5: 61.
- [17] Kania T, Kobusiński A, Pietraszek P, Kania S. Analiza przyczyn pęknięcia ścian działowych w nowo oddanym wysokim budynku mieszkalnym w Warszawie. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje 2011, s. 443 – 450.
- [18] Bociąga A, Siczkowski J. Ugięcia stropów przyczyną zarysowania ścian wypełniających. *Materiały Budowlane*. 2003; 7: 61 – 63.
- [19] Szulc J, Dohojda M. Interpretacja normowej metodyki obliczeniowej weryfikującej możliwość uszkodzeń ścian działowych wybudowanych na uginających się elementach stropowych. *Architectura*. 2013; 12 (4).
- [20] Kamiński K. Bezpieczeństwo projektowania sprężonych, gęstożebrowych stropów zespolonych w świetle przepisów normowych, na przykładzie pewnego rozwiązania, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone, Kraków, 2015 r.
- [21] Drobiec Ł. Rodzaje stropów stosowanych w budownictwie. *Materiały Budowlane*. 2008; 5: 2.
- [22] Pająk Z, Drobiec Ł. Zasady obliczeń stropów gęstożebrowych, XXXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2018 r.
- [23] Lechman M, Lewiński PM. Ocena uszkodzeń ścian wypełniających w nowych budynkach, *Materiały Budowlane*. 2012; 4: 94 – 95.
- [24] Ravasini S, Vecchi F, Belletti B, Muttoni A. Verification of deflections and cracking of RC flat slabs with numerical and analytical approach. *Engineering Structures*. 2023; 284.
- [25] Šakić B, Marinković M, Butenweg C, Klinkel S. Influence of slab deflection on the out-of-plane capacity of unreinforced masonry partition walls. *Engineering Structures*. 2023; 276.
- [26] Misiewicz L. Murowane ściany wypełniające w budynkach szkieletowych. *Materiały Budowlane*. 2008; 5: 54 – 55.
- [27] Drobiec Ł, Misiewicz L. Ściany wypełniające, zastosowanie, zalety i wady, *Materiały Budowlane*. 2014; 4: 11 – 12.
- [28] Drobiec Ł., Ściany wypełniające. Błędy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne. Akademia Solbet. Ściany wypełniające. Projektowanie i wykonawstwo. Solbet Sp. z o.o., Solec Kujawski 2014, s. 11-24.
- [29] Drobiec Ł, Kubica J. Zapobieganie zarysowaniem ścian murowych opartych na stropach żelbetowych. *Materiały Budowlane*. 2006; 4: 21 – 23, 72.
- [30] Drobiec Ł., Misiewicz L., Problem naprawy zarysowanych ścian nienośnych wzniesionych na podatnych stropach. *Materiały Budowlane*, nr 5/2015, s. 8 – 10
- [31] Faustmann DH, Seręga Sz. Awaria ścian działowych wynikiem nadmiernego ugięcia sprężonego stropu gęstożebrowego, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje Sprężone. 2024 r.
- [32] Projekt budowlany, Kraków, listopad 2014 r.
- [33] Przewodnik Projektanta Systemów Stropowych Rectobeton, 2013 r. Rector Polska Sp. z o.o.
- [34] Opis zarysowań budynku, dokumentacja administracji budynku, Kraków 2020 r.
- [35] Opinia konstrukcyjna projektanta budynku dotycząca przyczyn uszkodzeń, Kraków 30.11.2020 r.
- [36] Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [37] Knauff M. Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, Wydawnictwo PWN, Warszawa 2012, p. 2.10.7.