

Bezpieczeństwo zbrojonych konstrukcji z ABK

Safety of reinforced AAC structures

Łukasz Drobiec¹, Radosław Jasiński^{1,2}, Wojciech Mazur^{1,*}

¹Silesian University of Technology, Department of Building Structures, Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland

²Silesian University of Technology, Laboratory of Civil Engineering Faculty, Krzywoustego 7, 44-100 Gliwice, Poland

*Corresponding author: W. Mazur, e-mail: wojciech.mazur@polsl.pl

Streszczenie

W ostatnich latach w budynkach użyteczności publicznej w Wielkiej Brytanii doszło do kilku awarii płyt dachowych wykonanych ze zbrojonego betonu komórkowego [ABK]. We wrześniu 2023 r. z tego powodu zamknięto 104 szkoły. Wywołało to ogólnoeuropejską dyskusję na temat bezpieczeństwa zbrojonych konstrukcji murowych z ABK. Niniejszy artykuł dotyczy bezpieczeństwa polskich zbrojonych konstrukcji z betonu komórkowego i pianobetonu. Scharakteryzowano w nim zbrojone konstrukcje stosowane dawniej i obecnie w Polsce. Opisano wyniki badań zbrojonych nadproży z ABK, prowadzone na Politechnice Śląskiej. Na podstawie wyników badań wykonano analizę bezpieczeństwa zbrojonych konstrukcji.

Słowa kluczowe: autoklawizowany beton komórkowy [ABK], zbrojone elementy z ABK, uszkodzenia, niezawodność konstrukcji, bezpieczeństwo elementów

Summary

In recent years, several failures of reinforced aerated concrete [AAC] roof panels have occurred in public buildings in the UK. In September 2023, 104 schools were closed due to this. This has sparked a pan-European discussion on the safety of reinforced AAC masonry structures. This article concerns the safety of Polish reinforced aerated concrete and foam concrete structures. The work describes the reinforced structures used in Poland in the past and present. It describes the results of tests on reinforced AAC lintels conducted at the Silesian University of Technology. Based on the test results, an analysis of the safety of reinforced structures was performed.

Keywords: autoclaved aerated concrete [AAC], reinforced AAC elements, damages, structural reliability, element safety

1. Wprowadzenie

W ostatnich latach w budynkach użyteczności publicznej w Wielkiej Brytanii doszło do kilku awarii płyt dachowych wykonanych ze zbrojonego autoklawizowanego betonu komórkowego [ABK]. Problemy związane z bezpieczeństwem wynikające ze starzenia się elementów zbrojonych z ABK po raz pierwszy zgłaszano w latach 80. i 90. XX wieku, kiedy doszło do zawalenia się dachu jednego z angielskich budynków (1,2). Raport Building Research Facilities opublikowany w 1996 r. wykazał, że zbrojone panele stropowe często wykazują zarysowania [rys. 1] i ugięcia. Zalecono, aby wszelkie uszkodzone panele poddawać corocznej inspekcji, a te bez uszkodzeń poddawać oględzinom co 5 lat. W raporcie tego samego organu z 2002 r. wyciągnięto trzy nowe wnioski:

- elementy starsze niż 20 lat ulegną awarii na skutek korozji i procesów starzenia,

1. Introduction

In recent years, there have been several failures of reinforced autoclaved aerated concrete [AAC] roof panels in public buildings in the UK. Safety problems resulting from the ageing of AAC reinforcement were first reported in the 1980s and 1990s, when a roof collapsed in an English building (1,2). A Building Research Facilities report published in 1996 showed that reinforced floor panels frequently showed cracking [Figure 1] and deflection. It recommended that all damaged panels should be inspected annually, and those without damage should be inspected every 5 years. A 2002 report by the same body drew three new conclusions:

- elements older than 20 years will fail due to corrosion and ageing processes,
- corrosion of panel reinforcement can occur without visual signs of poor condition, which means that in the case of panels older than 20 years there is a risk of destruction without warning,



Rys. 1. Zarysowania płyt stropowych w Wielkiej Brytanii (2)

Fig. 1. Cracking of floor slabs in Great Britain (2)

- korozja zbrojenia paneli może wystąpić bez wizualnych oznak złego stanu, co oznacza, że w przypadku paneli starszych niż 20 lat istnieje ryzyko zniszczenia bez ostrzeżenia,
- niektóre elementy ściennie i stropowe zostały wyprodukowane niezgodnie z projektem i niezgodnie z wymaganiami normowymi. Największe zastrzeżenia budziło nieodpowiednie zbrojenie, szczególnie brak prętów poprzecznych w rejonie zakotwienia zbrojenia na zginanie.

W latach 2021 i 2022 w Wielkiej Brytanii wydano nowe wytyczne dotyczące utrzymania zbrojonych elementów z ABK. Zgodnie z tymi zaleceniami, jeżeli stan elementów zbrojonych z ABK nie wykazuje oznak uszkodzeń kwalifikowanych jako krytyczne, można bezpiecznie użytkować obiekt. Jednak latem 2023 r. zawalił się zbrojony element dachowy, który wcześniej uważano za stwarzający niskie ryzyko. Dlatego we wrześniu 2023 r. w Wielkiej Brytanii zamknięto 104 szkoły, uznając je za potencjalnie niebezpieczne. Wywołało to ogólnoeuropejską dyskusję na temat bezpieczeństwa zbrojonych konstrukcji murowych z ABK. Niniejszy artykuł dotyczy bezpieczeństwa polskich zbrojonych konstrukcji z betonu komórkowego i pianobetonu. Scharakteryzowano w nim zbrojone konstrukcje stosowane dawniej i obecnie w Polsce. Opisano wyniki badań zbrojonych nadproży z ABK, prowadzone na Politechnice Śląskiej. Na podstawie wyników badań wykonano analizę bezpieczeństwa zbrojonych konstrukcji.

2. Zbrojone konstrukcje z ABK stosowane w Polsce

2.1. Elementy już nie stosowane

W latach 1953 – 1962 uruchomiono w Polsce 9 wytwórni betonu komórkowego (3, 4). Już w 1957 r. w Katalogu Projektów Konstrukcji Sprężonych BSPBTP (5) pojawiły się zbrojone płyty pianobetonowe o szerokości 49,5 cm, grubości 15 cm i długościach 149,5 oraz 299,5 cm [karta katalogowa nr 71]. Płyty te były przeznaczone do przykrycia dachów na prefabrykowanych rusztach żelbetowych lub

- some wall and ceiling elements were manufactured contrary to the design and standard requirements. The greatest concerns were raised by inadequate reinforcement, especially the lack of transverse bars in the area of anchoring of the bending reinforcement.

In 2021 and 2022, new guidelines for the maintenance of reinforced AAC elements were issued in the UK. According to these recommendations, if the condition of the AAC elements does not show signs of damage classified as critical, the building can be safely used. However, in the summer of 2023, a reinforced roof element, previously considered to pose a low risk, collapsed. As a result, in September 2023, 104 schools in the UK were closed, considered potentially unsafe. This sparked a Europe-wide discussion on the safety of reinforced AAC masonry structures. This article concerns the safety of Polish reinforced aerated concrete and foam concrete structures. It characterizes the reinforced structures used in Poland in the past and present. It describes the results of tests on reinforced AAC lintels conducted at the Silesian University of Technology. Based on the test results, an analysis of the safety of reinforced structures was performed.

2. Reinforced AAC structures used in Poland

2.1. Elements no longer used

In the years 1953-1962, 9 autoclaved aerated concrete plants (3,4) were launched in Poland. Already in 1957, the Catalogue of Prestressed Structures Designs BSPBTP (5) included reinforced foam concrete slabs 49.5 cm wide, 15 cm thick and 149.5 and 299.5 cm long [catalogue card no. 71]. These slabs were intended to cover roofs on prefabricated reinforced concrete grids or other structures. An example view of a prefabricated hall with foam concrete slabs, built in 1957, is shown in Fig. 2.

The BSPBTP Construction Catalogue (6) from 1963 included prefabricated reinforced roof panels made of AAC designed for covering roofs of residential and industrial buildings supported on reinforced concrete or steel beams [catalogue card no. KB3-1.4.9(27)]. These panels were made of aerated concrete with a density of 700 kg/m³ and compressive strength $R_w = 32$ kg/m² and reinforced with smooth round steel mesh of St0S type, with bars of 4.5 or 6 mm in diameter. The panels had a trapezoidal cross-section, width 59 cm, thickness 10 or 12 cm and lengths: 149, 179, 209, 239, 269 and 299 cm. The Catalogue (6) stipulates that AAC panels must not be used above rooms with high humidity [$>70\%$] and in structures subject to shocks. In rooms with higher humidity or where chemical fumes occur, the panels should be covered with a protective coating of polyvinyl chloride. The same catalogue (6) includes prefabricated reinforced foam concrete roof panels [catalogue card no. KB3-1.4.9 (12)]. These panels were intended for flat roofs in residential and industrial buildings. They were made of foam concrete with a density of 900 kg/m³ and compressive strength $R_w = 20$ kg/m². The panels were 89.5 cm wide, 10, 12 and 14 cm thick and 149, 179, 209, 239, 269 and 299 cm long.

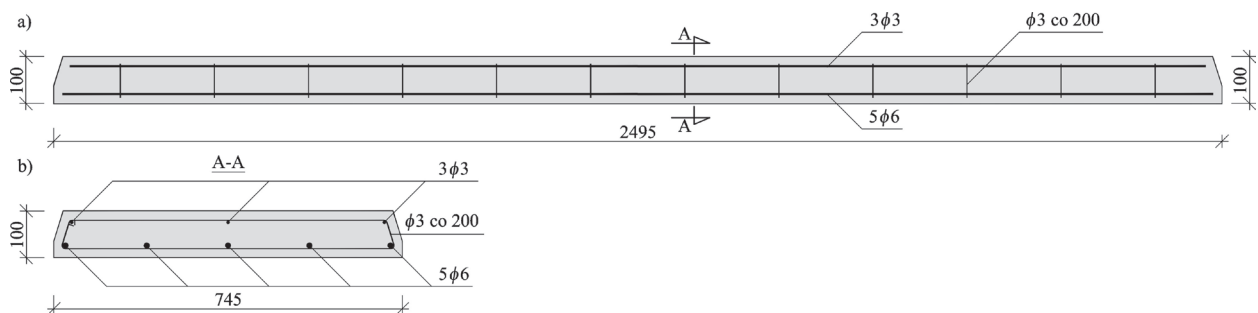
innych konstrukcji. Przykładowy widok prefabrykowanej hali z płytami pianobetonowymi, wzniesionej w 1957 r. pokazano na rys. 2.

W Katalogu Budownictwa BSPBTP (6) z 1963 r. zamieszczono prefabrykowane zbrojone płyty dachowe z ABK przeznaczone do krycia dachów budynków mieszkalnych i przemysłowych przy oparciu na belkach żelbetowych lub stalowych [karta katalogowa nr KB3-1.4.9(27)]. Płyty te były wykonane z betonu komórkowego o gęstości 700 kg/m^3 i wytrzymałości na ściskanie $R_w = 32 \text{ kg/m}^2$ i zbrojone siatkami ze stali okrągłej gładkiej gatunku St0S, z prętami o średnicy 4,5 lub 6 mm. Płyty miały trapezowy przekrój poprzeczny, szerokość 59 cm, grubość 10 lub 12 cm i długości: 149, 179, 209, 239, 269 i 299 cm. W Katalogu (6) zastrzeżono, że płyt z ABK nie wolno stosować nad pomieszczeniami o dużej wilgotności [$>70\%$] i w konstrukcjach poddanych wstrząsom. W pomieszczeniach o większej wilgotności lub gdzie występują opary chemiczne płyty należało pokryć powłoką ochronną z polichlorku winylu. W tym samym katalogu (6) zamieszczono pianobetonowe prefabrykowane zbrojone płyty dachowe [karta katalogowa nr KB3-1.4.9 (12)]. Płyty te przeznaczone były do stropodachów w budynkach mieszkalnych i przemysłowych. Wykonywano je z pianobetonu o gęstości 900 kg/m^3 i wytrzymałości na ściskanie $R_w = 20 \text{ kg/m}^2$. Płyty miały szerokość 89,5 cm, grubości 10,12 i 14 cm oraz długości 149, 179, 209, 239, 269 i 299 cm. Płyty zbrojone były prętami gładkimi gatunku St3SX o średnicach 3, 4,5 lub 6 mm. W pracy (7) zamieszczono rysunek zbrojenia stypizowanej płyty pianobetonowej [rys. 3]. W połowie lat sześćdziesiątych XX wieku produkowano płyty o długościach 1,5 – 3,0 m i szerokościach 0,5 – 1,0 m. W pracy (8) opisano produkowane w latach 70. XX wieku płyty pianobetonowe o grubościach 10 i 12 cm, szerokości 75 cm i długościach 149, 199, 249 i 299 cm.

Równoległe z wprowadzeniem do stosowania płyt dachowych z betonów lekkich prowadzono liczne badania naukowe. Stwierdzono, że niewłaściwym miejscem jest zakotwienie zbrojenia w strefie przypodporowej. Na podstawie prac (9, 10) wydano zalecenia ITB, w których przyjęto, że w płytach z betonu komórkowego o szerokości 60 cm zakotwienie powinno polegać na dospawaniu w strefie przypodporowej poprzecznych prętów w liczbie (11, 12):

- 3 szt., przy rozpiętości do 2,0 m,
- 4 szt., przy rozpiętości do 4,5 m,
- 5 szt., przy rozpiętości do 6,0 m.

Poprzeczne pręty powinny zostać rozmieszczone na odcinku



Rys. 3. Zbrojenie typowej pianobetonowej płyty dachowej (7)

Fig. 3. Reinforcement of a typical foam concrete roof slab (7)



Rys. 2. Widok hali żelbetowej z pianobetonowymi płytami dachowymi

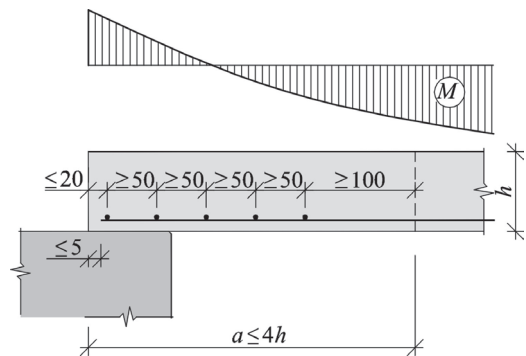
Fig. 2. View of the reinforced concrete hall with foam concrete roof panels

The panels were reinforced with smooth bars of the St3SX type with diameters of 3, 4.5 or 6 mm. A drawing of the reinforcement of a standardised foam concrete panel was included in the work (7) [Fig. 3]. In the mid-1960s, slabs were produced with lengths of 1.5–3.0 m and widths of 0.5–1.0 m. Paper (8) describes foam concrete slabs produced in the 1970s with thicknesses of 10 and 12 cm, width of 75 cm and lengths of 149, 199, 249 and 299 cm.

In parallel with the introduction of lightweight concrete roof panels, numerous scientific studies were conducted. It was found that the critical place is the anchoring of the reinforcement in the support zone. Based on the works (9, 10), ITB recommendations were issued, in which it was assumed that in 60 cm wide aerated concrete panels, the anchoring should consist in welding transverse bars in the support zone in the following quantities (11, 12):

- 3 pcs., for a span of up to 2.0 m,
- 4 pcs., for a span of up to 4.5 m,
- 5 pcs., for a span of up to 6.0 m.

The transverse bars should be arranged on a section equal to the distance to the point of zero bending moment and no more than a maximum of four plate thicknesses, and the spacing of the anchor bars should not be less than 5 cm [Fig. 3]. In slabs with a span of



Rys. 4. Zakotwienie zbrojenia głównego płyt dachowych z ABK (11, 12)

Fig. 4. Anchoring of the main reinforcement of AAC roof panels (11, 12)

równym odległości do miejsca zerowego momentu zginającego i nie więcej niż maksimum czterem grubościami płyty, a rozstaw prętów kotwiących nie powinien być mniejszy niż 5 cm [rys. 3]. W płytach o rozpiętości do 3,0 m co najmniej jeden, a w płytach o większej rozpiętości minimum dwa pręty powinny być umieszczone nad podporą.

Nie mniej ważnym elementem było zabezpieczenie zbrojenia przed korozją. Już w latach pięćdziesiątych XX wieku zabezpieczenie to uzyskiwano przez zatopienie zbrojenia w powłoce lateksowo-cementowej. Później stosowano wiele różnych powłok na bazie żywic epoksydowych. W latach 70-tych i 80-tych XX wieku w celu zabezpieczenia zbrojenia zalecano stosować powłoki asfaltowe zgodnie z BN-7B/6746-02 (13), powłoki lateksowo-cementowe wg PN-79/6759-01 (14) lub inne środki dopuszczone do stosowania przez upoważnioną instytucję naukowo-badawczą. Jedną z takich powłok był preparat antykorozyjny „Berox” dopuszczony do stosowania na podstawie świadectwa ITB nr 428/81 (15).

W przeszłości zdarzały się awarie dachowych płyt z betonów lekkich. Przyczyną powstania awarii było zwykle przeciążenie, korozja zbrojenia w miejscach obfitych przecieków wód opadowych, niewłaściwe wykonawstwo, w szczególności nieodpowiednie



Rys. 5. Załamanie pianobetonowej płyty dachowej spowodowane przeciążeniem

Fig. 5. Collapse of a foam concrete roof slab caused by overloading

up to 3.0 m, at least one, and in slabs with a longer span, at least two bars should be placed above the support.

No less important element was the protection of reinforcement against corrosion. Already in the 1950s, this protection was obtained by embedding the reinforcement in a latex-cement coating. Later, many different coatings based on epoxy resins were used. In the 1970s and 1980s, it was recommended to use asphalt coatings in accordance with BN-7B/6746-02 (13), latex-cement coatings according to PN-79/6759-01 (14) or other agents approved for use by an authorized scientific and research institution. One of such coatings was the anti-corrosion preparation “Berox” approved for use on the basis of ITB certificate no. 428/81 (15).

In the past, there have been failures of lightweight concrete roof panels. The causes of failure were usually overloading, corrosion of reinforcement in places of heavy rainwater leakage, improper workmanship, in particular improper anchoring of the main reinforcement and improper drilling of the panels. Figs. 5 and 6 show examples of failures of foam concrete roof panels.

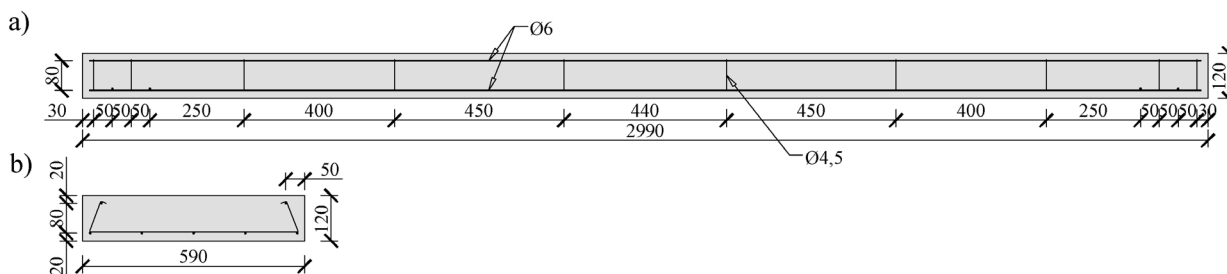
In the mid-1970s, industry standards BN-76/6746-01 (16) and BN-74/6746-03 (17) were introduced for the production of reinforced shear and roof prefabricated AAC elements. These standards were updated in the early 1980s (18, 19). In the case of roof panels, the standards provided for the production of aerated concrete elements with a density of 600 and 700 kg/m³. The panels were up to 299 cm long and 59 cm wide. The standards allowed for the panels to crack, provided that their opening did not exceed 0.2 mm. Fig. 7 shows the reinforcement of a typical AAC roof panel.

The panels and wall beams could be reinforced or unreinforced. The wall beams had the following dimensions: length up to 600 cm, width 60 cm and thickness 8, 12, 18, 24, 30 or 36 cm. Wall panels were obtained by combining solid wall planks or planks with window frames. It was recommended that the spacing of transverse



Rys. 6. Niefachowa naprawa załamanej pianobetonowej płyty dachowej. Uszkodzenie płyty wystąpiło na skutek przecieków i korozji zbrojenia

Fig. 6. Unprofessional repair of a broken foam concrete roof slab. The slab was damaged due to leaks and corrosion of the reinforcement



Rys. 7. Typowa płyta dachowa z ABK (16)

Fig. 7. Typical AAC roof panel (16)

zakotwienie zbrojenia głównego oraz nieodpowiednie otworowanie płyt. Na rys. 5 i 6 pokazano przykłady awarii pianobetonowych płyt dachowych.

W połowie lat siedemdziesiątych XX wieku wprowadzono normy branżowe BN-76/6746-01 (16) i BN-74/6746-03 (17) dotyczące produkcji zbrojonych ścinanych i dachowych prefabrykatów z ABK. Normy te zaktualizowano na początku lat 80. XX wieku (18, 19). W przypadku płyt dachowych normy przewidywały produkcję elementów z betonu komórkowego o gęstości 600 i 700 kg/m³. Płyty miały długość do 299 cm i szerokość 59 cm. Normy dopuszczały występowanie zarysowania płyt pod warunkiem, że ich rozwarście nie będzie większe niż 0,2 mm. Na rys. 7 pokazano zbrojenie typowej płyty dachowej z ABK.

Płyty i dyle ściennie mogły być zbrojone i niezbrojone. Dyle ściennie miały wymiary: długość do 600 cm, szerokość 60 cm i grubości 8, 12, 18, 24, 30 lub 36 cm. Pyty ściennie uzyskiwano w wyniku scalania dyli ściennych pełne lub z otworami ze stolarką okienną. Zalecano, aby rozstaw poprzecznych prętów zbrojenia wynosił: 50 cm dla dyli o wysokości 60 cm, 40 cm - dla dyli o wysokości 40 cm i 30 cm - dla dyli o wysokości 30 cm.

2.2. Elementy produkowane obecnie

Z upływem lat asortyment produkowanych elementów z ABK nie uległ znacząco zmianie, ale zmieniły się normy dotyczące projektowania i wykonywania elementów z ABK. Obecnie wszystkie prefabrykowane elementy z betonu komórkowego muszą spełniać wymagania normy PN-EN 12602 (20), która dzieli elementy z ABK w zależności od ich przeznaczenia na elementy konstrukcyjne zbrojone i niezbrojone: ściany nośne, ściany oporowe, dachy, stropy, belki, słupy i elementy niekonstrukcyjne: ściany działowe, osłonowe, przepusty skrzynkowe, elementy ekranów akustycznych. Wśród dostępnych na polskim rynku budowlanym zbrojonych elementów z ABK można znaleźć płyty stropowe, dachowe, ściennie oraz nadproża i dyle ściennie.

W aktualnej normie (20) szczególną uwagę zwrócono na strefę oparcia prefabrykowanych elementów z ABK. Określono sposób ułożenia poprzecznego zbrojenia kotwiącego podłużne zbrojenie ze względu na docisk i ścinanie. Zalecono, aby rozstaw osiowy prętów, wymaganych jako kotwiące zbrojenie poprzeczne, był nie mniejszy niż 5 cm i nie większy niż 50 cm w przypadku płyt o szerokości mniejszej lub równej 75 cm i nie większy niż 33,3 cm

reinforcement bars was: 50 cm for planks 60 cm high, 40 cm - for planks 40 cm high and 30 cm - for planks 30 cm high.

2.2. Items currently in production

Over the years, the range of manufactured AAC elements has not changed significantly, but the standards for designing and manufacturing AAC elements have changed. Currently, all prefabricated aerated concrete elements must meet the requirements of the PN-EN 12602 (20) standard, which divides AAC elements depending on their purpose into reinforced and unreinforced structural elements: load-bearing walls, retaining walls, roofs, ceilings, beams, columns and non-structural elements: partition walls, protective walls, box culverts, acoustic screen elements. Among the reinforced AAC elements available on the Polish construction market, you can find ceiling, roof and wall slabs as well as lintels and wall beams.

In the current standard (20), special attention was paid to the support zone of prefabricated AAC elements. The method of arranging the transverse reinforcement anchoring the longitudinal reinforcement due to pressure and shear was specified. It was recommended that the axial spacing of the bars required as anchoring transverse reinforcement should be no less than 5 cm and no more than 50 cm for slabs with a width of less than or equal to 75 cm and no more than 33.3 cm for slabs with a width greater than 75 cm. The minimum support length a_0 should be 60 mm for beams, 40 mm for floor slabs and 35 mm for roof slabs. In the case of supporting the element on a support without a bearing, the resultant support reaction may be assumed as 1/3 of the support length.

Currently, large-size floor and wall slabs are used to make walls and ceilings in industrial and public utility buildings, in single-family and multi-family housing.

Technical materials (21) provide information that they are manufactured from reinforced aerated concrete with a density of 600 kg/m³ and an average compressive strength of 4.0 N/mm². Floor and roof slabs are 30–60 cm wide, 24 or 30 cm thick and 490, 500, 510, 520, 560, 580 and 600 cm long. Upper and lower reinforcement is used in the form of welded meshes made of A-III steel bars. In slabs 24 cm thick, longitudinal reinforcement is made of 8 or 10 mm diameter bars and transverse reinforcement is made of 6 mm diameter bars. The transverse reinforcement spacing is

w przypadku płyt o szerokości większej niż 75 cm. Minimalna długość oparcia a_0 powinna wynosić 60 mm w przypadku belek, 40 mm w przypadku płyt stropowych i 35 mm w przypadku płyt dachowych. W przypadku oparcia elementu na podporze bez łożyska wypadkową reakcję podporową przyjmować można w 1/3 długości oparcia.

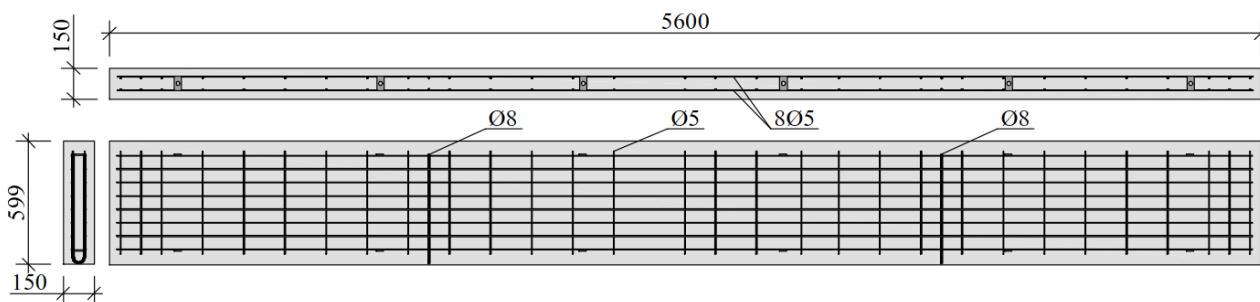
Obecnie wielkowymiarowe płyty stropowe i ściennie stosowane są do wykonywania ścian i stropów w obiektach przemysłowych a także użyteczności publicznej, w budownictwie mieszkaniowym jednorodinnym i wielorodzinnym.

W materiałach technicznych (21) podano informację, że płyty ściennie i stropowe produkowane są ze zbrojonego betonu komórkowego o gęstości 600 kg/m^3 i średniej wytrzymałości na ściskanie $4,0 \text{ N/mm}^2$. Płyty stropowe i dachowe mają szerokość 30 – 60 cm, grubości 24 lub 30 cm oraz długości 490, 500, 510, 520, 560, 580 i 600 cm. Stosuje się zbrojenie górne i dolne w postaci siatek zgrzewanych z prętów ze stali klasy A-IIIIN. W płytach o grubości 24 cm jako zbrojenie podłużne zastosowano pręty o średnicy 8 lub 10 mm a zbrojenie poprzeczne z prętów o średnicy 6 mm. Rozstaw zbrojenia poprzecznego wynosi 100 mm w strefie oparcia i 200 mm w pozostałym obszarze. Płyty przeznaczone są do przenoszenia obciążenia równomiernie rozłożonego o wartości obliczeniowej od $4,25 \text{ kN/m}^2$ do $7,5 \text{ kN/m}^2$ odpowiednio do płyt o największej i najmniejszej rozpiętości. Płyty produkowane są w klasie odporności ogniowej REI 120. Płyty wzdłuż bocznych powierzchni mają specjalnie wyprofilowane zamki, w których umieszcza się pręt zbrojeniowy i układa mieszankę betonową. Minimalna długość oparcia płyt wynosi 9 lub 15 cm. Wszelkie otworowania płyt wymagają analizy obliczeniowej. Płyty ściennie mają szerokość 30 – 60 cm, grubości 15, 17,5, 20, 24 oraz 30 cm oraz długość nie większą niż 600 cm. Maksymalne obciążenie obliczeniowe wiatrem oraz obliczeniowe obciążenie wynoszą odpowiednio $1,51 \text{ kN/m}^2$ i $4,26 \text{ kN/m}^2$ w przypadku płyt o grubości 15 cm oraz $4,26 \text{ kN/m}^2$ i $14,4 \text{ kN/m}^2$ w przypadku płyt o grubości 30 cm. Klasa odporności ogniowej mieści się w przedziale od REI 120 do REI 240. Boczne powierzchnie są gładkie lub mają wyprofilowany wpust i pióro. Zbrojenie przy obu powierzchniach jest identyczne wykonane w postaci przestrzennego szkieletu. Przykładową konstrukcję płyty stropowej przedstawiono na rys. 8.

Płyty zbrojone (22) produkowane są z betonu komórkowego klasy gęstości 550 kg/m^3 i znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie $f_b = 4,5 \text{ N/mm}^2$. Standardowa szerokość płyt wynosi 60, 62,5,

100 mm in the support zone and 200 mm in the remaining area. The panels are designed to carry an evenly distributed load with a design value of 4.25 kN/m^2 to 7.5 kN/m^2 for panels with the largest and smallest spans, respectively. The panels are manufactured in the REI 120 fire resistance class. The panels along the side surfaces have specially profiled locks, in which the reinforcing bar is placed and the concrete mix is laid. The minimum length of the panel support is 9 or 15 cm. Any panel openings require a calculation analysis. The wall panels are 30 - 60 cm wide, 15, 17.5, 20, 24 and 30 cm thick and no longer than 600 cm long. The maximum design wind load and design bending strength are 1.51 kN/m^2 and 4.26 kN/m^2 for 15 cm thick panels and 4.26 kN/m^2 and 14.4 kN/m^2 for 30 cm thick panels. The fire resistance class ranges from REI 120 to REI 240. The side surfaces are smooth or have a profiled tongue and groove. The reinforcement on both surfaces is identical and is made in the form of a spatial skeleton. An example of a floor slab structure is shown in Fig. 8.

Reinforced panels (22) are made of aerated concrete with a density class of 550 kg/m^3 and a standardized compressive strength f_b of 4.5 N/mm^2 . The standard width of the panels is 60, 62.5, 75 cm [optionally from 25 cm] and the length is 600 cm. Thickness 15, 17.5 [wall elements], 20, 24 [roof elements], 25, 30 cm. The standard length of the panels is 600 cm and the maximum in the case of ceiling and roof panels is 769 cm [which allows for a maximum span in the light of structural supports of 750 cm] and 800 cm in the case of wall panels. The minimum support length is 1/80 of the panel span in the light of the supports, but not less than 7 cm in the case of support on a wall and 5 cm in the case of support on a steel or reinforced concrete structure. Depending on the thickness of the cover, the panels are manufactured in the fire resistance class REI 30-90 at a thickness of 15 cm and REI 30-120 for panels over 15 cm thick. Panels up to 24 cm thick have profiling on the side surface, as well as tongue and groove and a flooding cross-section, while panels of greater thickness have only a flooding groove on both sides. The design of the panels allows for cantilever work with a maximum extension of no more than 150 cm. It is permissible to make holes with a diameter and depth of no more than 15 cm, provided that no less than 3/4 of the total cross-section of the panel is maintained and the longitudinal reinforcement is not damaged. Otherwise, the holes should be made using steel replacements. In the case of wall and roof panels, the profiling of the longitudinal edges and front sides is made as smooth, with tongue and groove, with grooves.



Rys. 8. Widok konstrukcji płyty ściennej (21)

Fig. 8. View of the wall plate structure (21)

75 cm [opcjonalnie od 25 cm] a długość 600 cm. grubość 15, 17,5 [elementy ściennie] 20, 24 [elementy dachowe], 25, 30 cm. Standardowa długość płyt wynosi 600 cm a maksymalna w przypadku płyt stropowych i dachowych 769 cm [co pozwala na osiągnięcie maksymalnej rozpiętości w świetle podpór konstrukcyjnych wynoszącej 750 cm] i 800 cm w przypadku płyt ściennych. Minimalna długość oparcia stanowi 1/80 rozpiętości płyty w świetle podpór lecz nie mniej niż 7 cm w przypadku oparcia na murze oraz 5 cm w przypadku oparcia na konstrukcji stalowej lub żelbetowej. W zależności od grubości otuliny płyty, płyty produkowane są w klasie odporności ogniowej REI 30 – 90 przy grubości 15 cm oraz REI 30 – 120 dla płyt o grubości powyżej 15 cm. Płyty w zależności od przeznaczenia i grubości mają na bocznych powierzchniach profilowanie: na pióro i wpust, wpust, wpust zalewowy. Konstrukcja płyt umożliwia pracę wspornikową o maksymalnym wysięgu nie większym niż 150 cm. Dopuszcza się do wykonywania otworów o średnicy i szerokości nie większej niż 15 cm pod warunkiem zachowania nie mniej niż 3/4 przekroju całkowitego płyty i nie naruszenia zbrojenia podłużnego. W przeciwnym razie otwory należy wykonać przy użyciu stalowych wymianów. W przypadku płyt ściennych oraz dachowych profilowanie podłużnych krawędzi oraz boków czołowych wykonywane jest jako: gładkie, na wpust i pióro, z wpustami.

Większa liczba producentów ma w swojej ofercie zbrojone nadproża. Można tu znaleźć dwa typy nadproży. Nadproża zespolone oraz nadproża samonośne. W przypadku nadproży istotnym parametrem poza jego wymiarami jest jego nośność, minimalna długość oparcia oraz prawidłowe ułożenie zbrojenia rozciąganego.

W materiałach technicznych (22) podano, że nadproża zespolone wykonywane są o wysokości 12,4 cm, szerokości 11,5 lub 17,5 cm i długości 125, 150 – 300 cm [stopniowane co 50 cm] i długości oparcia od 15 do 25 cm. Nadproża zespolone przeznaczone są do przekrywania otworów o maksymalnej szerokości 250 cm. Układane są pojedynczo, podwójnie lub potrójnie w celu dostosowania do grubości muru. Zbrojenie stanowią dwa płaskie szkielety zbrojeniowe o kształcie drabinki, w których pręty podłużne są zgrzane z prętami poprzecznymi. Nadproże [przekrywające otwór o szerokości większej niż 110 cm] wymaga podparcia w środku rozpiętości uzyskuje swoją nośność dopiero po uzyskaniu pełnej wytrzymałości przez wykonany nad nim mur. Nadproża samonośne ze zbrojonego betonu komórkowego mają wysokość 24,9 cm i pozwalają na przekrycie otworów okiennych i drzwiowych o maksymalnej szerokości 175 cm. Szerokość nadproży wynosi 20, 24, 30 i 36,5 cm a długość 130, 150, 175, 200, 225 cm przy minimalnej długości oparcia 19,5 lub 24,5 cm. Zbrojenie nadproży stanowią zgrzane ze sobą pręty gładkie. Dolne zbrojenie podłużne zlokalizowane jest na dwóch wysokościach w narożach strzemion. Górne zbrojenie podłużne znajduje się na końcach pionowych ramion strzemion otwartych. Strzemiona w strefie oparcia rozmieszczone są w rozstawie co 5 cm a w strefie środkowej co 12,5 i 20 cm. Maksymalne równomierne obciążenie obliczeniowe wynosi od 13 – 23 kN/m. Nadproża wykonywane są z betonu komórkowego o klasie gęstości 550 kg/m³ i wytrzymałości na ściskanie $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$.

More manufacturers offer reinforced lintels. Two types of lintels can be found here. Composite lintels and self-supporting lintels. In the case of lintels, an important parameter, apart from their dimensions, is their load-bearing capacity, minimum support length and correct arrangement of the tension reinforcement.

Technical materials (22) state that lintels are made with a height of 12.4 cm, a width of 11.5 or 17.5 cm and a length of 125, 150 – 300 cm [graded every 50 cm] and a support length of 15 to 25 cm. Composite lintels are designed to cover openings with a maximum width of 250 cm. They are arranged singly, double or triple to adapt to the thickness of the wall. The reinforcement consists of two flat reinforcement frames in the shape of a ladder, in which the longitudinal bars are welded to the transverse bars. The lintel [covering an opening wider than 110 cm] requires support in the middle of the span and only gains its load-bearing capacity after the wall constructed above it has gained full strength. Self-supporting lintels with a height of 24.9 cm are manufactured for load-bearing walls made of reinforced aerated concrete and allow for covering window and door openings with a maximum width of 175 cm. The width of the lintels is 20, 24, 30 and 36.5 cm and the length is 130, 150, 175, 200, 225 cm with a minimum support length of 19.5 or 24.5 cm. The reinforcement of the lintels consists of smooth bars welded together. The lower longitudinal reinforcement is located at two heights in the corners of the stirrups. The upper longitudinal reinforcement is located at the ends of the vertical arms of the open stirrups. The stirrups in the support zone are spaced every 5 cm and in the central zone every 12.5 and 20 cm. The maximum uniform design load is 13 - 23 kN/m. The lintels are made of aerated concrete with a density class of 550 kg/m³ and compressive strength $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$.

According to (21), the minimum support length is 20 cm for lintels covering openings not exceeding 100 cm in width and 25 cm for lintels covering wider openings. Lintels can be 24.9 cm high, 12, 15 and 20 cm wide and 120, 140, 170, 200, 230 cm long, which allows for covering an opening with a maximum width of 175 cm. The load-bearing capacity in addition to the own weight ranges from 4.4 kN/m to 21 kN/m. Composite lintels are 12.4 cm high, 12, 15 and 20 cm wide and 120, 140, 170, 200, 230, 260 and 300 cm long, which allows for covering an opening with a maximum width of 250 cm. Lintels require assembly support at a spacing of 75 cm. The composite lintels (23) are 12.5 cm high, 11.5, 17.5 cm wide and 125, 150, 200, 250 and 300 cm long, which allows for covering an opening with a maximum width of 277 cm while maintaining a minimum support length of 11.5 cm. The permissible characteristic load [over the dead weight of the lintel and wall] is from 1.01 to 23.59 kN/m for a wall with a height of 12.5 to 75 cm. Self-supporting lintels (24) are offered in two fire resistance classes R30 and R90. They are made of aerated concrete with a density class of 650 kg/m³ and a compressive strength of 4 N/mm². The A-IIIIN steel reinforcement [St3S-b-500] is covered with an anti-corrosion protective coating [water-based paint for metal]. The lintels are 24 cm high and 12 and 18 cm wide. The minimum length of support on the wall is 20 cm for lintels 140 and 160 cm long and 25 cm

Według (21) minimalna długość oparcia wynosi 20 cm w przypadku nadproży przykrywających otwory o szerokości nie przekraczających 100 cm oraz 25 cm w przypadku nadproży przekrywających szersze otwory. Nadproża mogą mieć wysokość 24,9 cm, szerokości 12, 15 i 20 cm i długość 120, 140, 170, 200, 230 cm co pozwala na przekrycie otworu o maksymalnej szerokości 175 cm. Nośność ponad ciężar własny wynosi od 4,4 kN/m do 21 kN/m. Nadproża zespolone mają wysokości 12,4 cm, szerokości 12, 15 i 20 cm oraz długość 120, 140, 170, 200, 230, 260 i 300 cm co pozwala na przekrycie otworu o maksymalnej szerokości 250 cm. Nadproża wymagają podparcia montażowego w rozstawie co 75 cm. Nadproża zespolone (23) mają wysokości 12,5 cm, szerokości 11,5, 17,5 oraz długość 125, 150, 200, 250 i 300 cm co pozwala na przekrycie otworu o maksymalnej szerokości 277 cm przy zachowaniu minimalnej długości oparcia 11,5 cm. Dopuszczalne obciążenie charakterystyczne [ponad ciężar własny nadproża i muru] wynosi od 1,01 do 23,59 kN/m przy wykonaniu muru o wysokości od 12,5 do 75 cm.

Nadproża samonośne (24) oferowane są w dwóch klasach odporności ogniowej R30 oraz R90. Wykonywane są z betonu komórkowego o klasie gęstości 650 kg/m³ i wytrzymałości na ściskanie 4 N/mm². Zbrojenie ze stali A-IIIIN [St3S-b-500] pokryte jest antykorozyjną powłoką ochronną [farba wodorocieńczalna do metalu]. Nadproża mają wysokości 24 cm i szerokości równe 12 i 18 cm. Minimalna długość oparcia na murze wynosi 20 cm przypadku nadproży o długości 140 i 160 cm oraz 25 cm w przypadku nadproży o długości 200 i 230 cm. Dopuszczalne równomierne obciążenie obliczeniowe wynosi od 13,9 do 32,2 kN/m. Na rys. 9 przedstawiono przykładowe zbrojenie nadproży, a na rys. 10 konstrukcje nadproży zespolonego i samonośnego.

3. Badania

3.1. Modele badawcze i program badań

W ramach szerokiego zakresu badań wyrobów z autoklawizowanego betonu komórkowego prowadzonych na Wydziale Budownictwa Politechniki Śląskiej przeprowadzono weryfikację

for lintels 200 and 230 cm long. The permissible uniform design load is from 13.9 to 32.2 kN/m. Fig. 9 shows an example of lintel reinforcement, and Fig. 10 shows the structures of composite and self-supporting lintels.

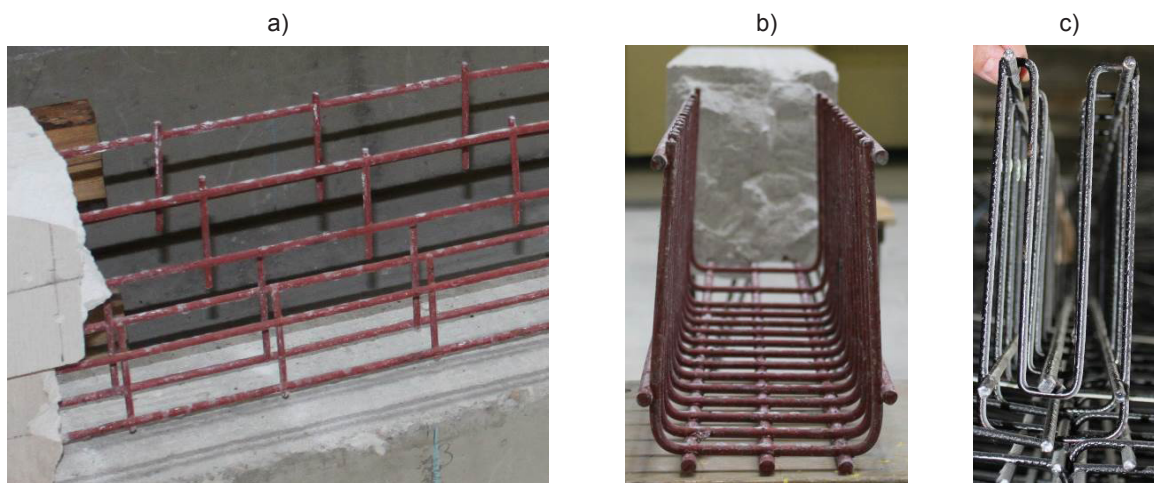
3. Research

3.1. Research models and research program

As part of a wide range of tests of autoclaved aerated concrete products conducted at the Faculty of Civil Engineering of the Silesian University of Technology, the load-bearing capacity of reinforced prefabricated lintels was verified. The first stage of the tests included basic tests, in which the lintels were tested in accordance with the requirements of the standard PN-EN 1356:1999 (25) as single elements. The second stage included basic tests, in which the lintels were tested as beams built into a wall with AAC masonry elements and a ring beam. Two types of lintels were used in the tests, 200 cm long, 18 cm wide and 24 cm high, differing in the spacing of the transverse reinforcement. The elements allow for covering openings in load-bearing structural walls with a maximum width in the light of no more than 150 cm with a minimum length of support on the wall of $a_0=25$ cm. The reinforcement of the lintels consists of a spatial mesh of welded together ribbed bars made of St3S-b-500 steel grade with a diameter of 8 mm [constituting longitudinal reinforcement] and a diameter of 4.5 mm [constituting transverse reinforcement] covered with an anti-corrosion protective coating. Elements marked as N had stirrups at a constant spacing of 15 cm along the entire length of the beam, while lintels marked as W had a spacing reduced to 7.5 cm in the support zone.

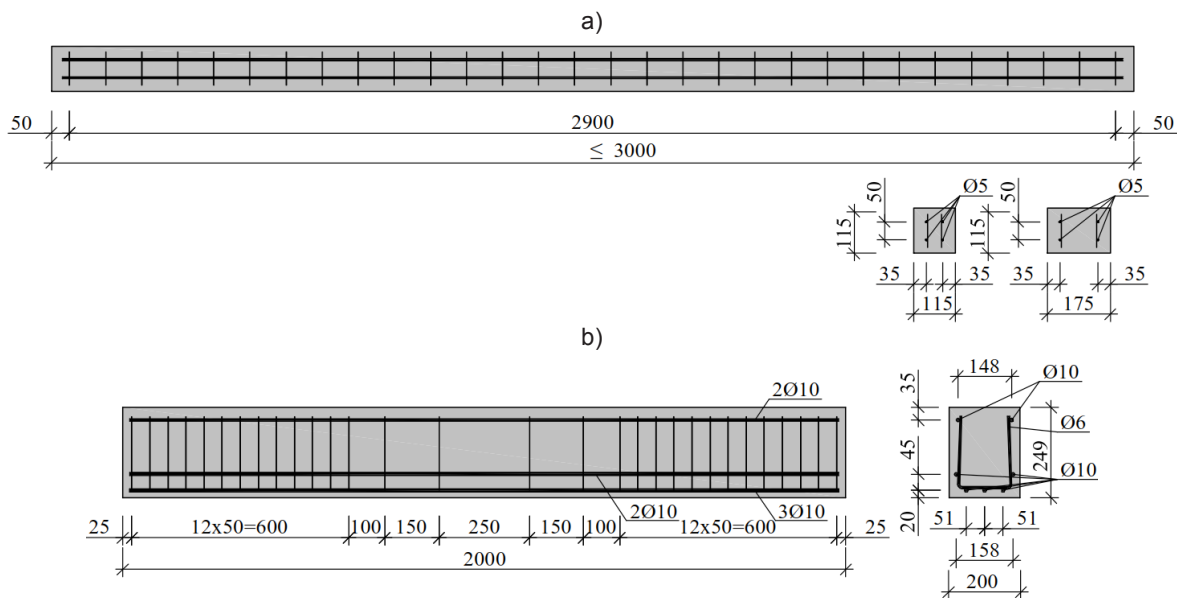
The bending strength tests of the lintels in the four-point bending scheme included three research series with at least three elements in each. In series A and G, N-type lintels were tested, and in series C, W-type lintels. Series NIII at the basic research stage included six wall models with N-type lintels.

In the second stage, tests were carried out on wall fragments representing the upper zone of the wall around the window opening



Rys. 9. Widok zbrojenia nadproża: a) zespolonego (21), b) samonośnego (21), c) samonośnego (24)

Fig. 9. View of the lintel reinforcement: a) composite (21), b) self-supporting (21), c) self-supporting (24)



Rys. 10. Przykładowy widok konstrukcji zbrojenia nadproży (21): a) zespolonego, b) samonośnego

Fig. 10. Example view of the lintel reinforcement structure (21): a) composite, b) self-supporting

ności zbrojonych prefabrykowanych nadproży. Pierwszy etap badań obejmował badania podstawowe, w których nadproża badano zgodnie z wymaganiami normowymi PN-EN 1356:1999 (25) jako pojedyncze elementy. Drugi etap obejmował badania zasadnicze, w których nadproża badano, jako belki wbudowane w ścianę z elementami murowymi z ABK i wieńcem. W badaniach wykorzystano dwa typy nadproży o długości 200 cm, szerokości 18 cm i wysokości 24 cm różniące się rozstawem zbrojenia poprzecznego. Tego typu elementy pozwalają na przekrycie otworów w ścianach konstrukcyjnych nośnych o maksymalnej szerokości w świetle nie większej niż 150 cm przy minimalnej długości oparcia na murze $a_0 = 25$ cm. Zbrojenie nadproży stanowi przestrzenna siatka zgrzanych ze sobą prętów żebrowanych ze stali gatunku St3S-b-500 o średnicy 8 mm [stanowiących zbrojenie podłużne] oraz o średnicy 4,5 mm [stanowiących zbrojenie poprzeczne] pokryte antykorozyjną powłoką ochronną. Elementy oznaczone jako N posiadały strzemiona w stałym rozstawie 15 cm na całej długości belki a nadproża oznaczone jako W posiadały zmniejszony do 7,5 cm rozstaw w strefie przypodporowej.

Badania wytrzymałości na zginanie nadproży w schemacie czteropunktowego zginania obejmowały trzy serie badawcze po minimum trzy elementy w każdej. W serii A i G badano nadproża typu N, a w serii C nadproża typu W. Seria NIII w etapie badań zasadniczych obejmowała sześć modeli murów z nadprożami typu N.

W drugim etapie wykonano badania fragmentów ścian odwzorowujących górną strefę ściany wokół otworu okiennego [o szerokości otworu w świetle 150 cm]. Nadproża oparto na dwóch warstwach elementów murowych zachowując długość oparcia 25 cm a ponad nadprożem ułożono jedną warstwę elementów murowych. Mur zwieńczono żelbetową belką o przekroju poprzecznym $b \times h = 0,18 \times 0,22$ m i długości 268 cm równej długości modelu. Do wzniesienia modeli zastosowano elementy murowe o wymiarach $l_u \times t_u \times h_u = 59 \times 18 \times 24$ cm z piórem i wpustem, klasie gęstości 600 kg/m^3

[with a clear opening width of 150 cm]. The lintels were supported on two layers of masonry elements, maintaining a support length of 25 cm, and one layer of masonry elements was placed above the lintel. The wall was topped with a reinforced concrete beam with a cross-section of $b \times h = 0,18 \times 0,24$ m and a length of 268 cm equal to the length of the model. To erect the models, masonry elements with dimensions $l_u \times t_u \times h_u = 59 \times 18 \times 24$ cm were used, equipped with a tongue and groove, density class 600 kg/m^3 and standardized average compressive strength $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$. A mortar for thin joints of class M5 was used without filling the butt joints. A view of the research models is shown in Fig. 11.

3.2. Test stand and methods

All tests were carried out on test stands constructed on the strong floor in the Laboratory of the Faculty of Civil Engineering of the Silesian University of Technology. Models with additional equipment were placed under steel frames and then loaded until destruction. In the basic tests, a stand was made that met the requirements of the standard (20, 25). In the tests of series A and C, the lintels were supported on hinged supports, sliding through steel sheets 50 mm wide, 10 mm thick and no shorter than the width of the lintel in accordance with the requirements of the standard PN-EN 1356:1999 (25) located according to (20) at 1/3 of the support length of 250 mm. In the tests of series G, the lintels were supported on supports through steel sheets with a width equal to the length of the support. The load in the form of a pair of concentrated forces located at 1/4 of the beam span was applied to the upper surface of the elements by means of a system consisting of a steel crossbeam and a hydraulic actuator. In addition to the load registration, during the test, the deflection, the loss of anchorage of the longitudinal reinforcement were measured, as well as the morphology of the cracks and the mechanism of destruction were recorded. In the tests of the models of wall fragments of the NIII series, the load was applied to the upper surface of the ring beam in the form of four

i znormalizowanej średniej wytrzymałość na ściskanie $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$. Zastosowano zaprawę do spoin cienkowarstwowych klasy M5 bez wypełniania spoin czołowych. Widok modeli badawczych przedstawiono na rys. 11.

3.2. Stanowisko badawcze i technika badań

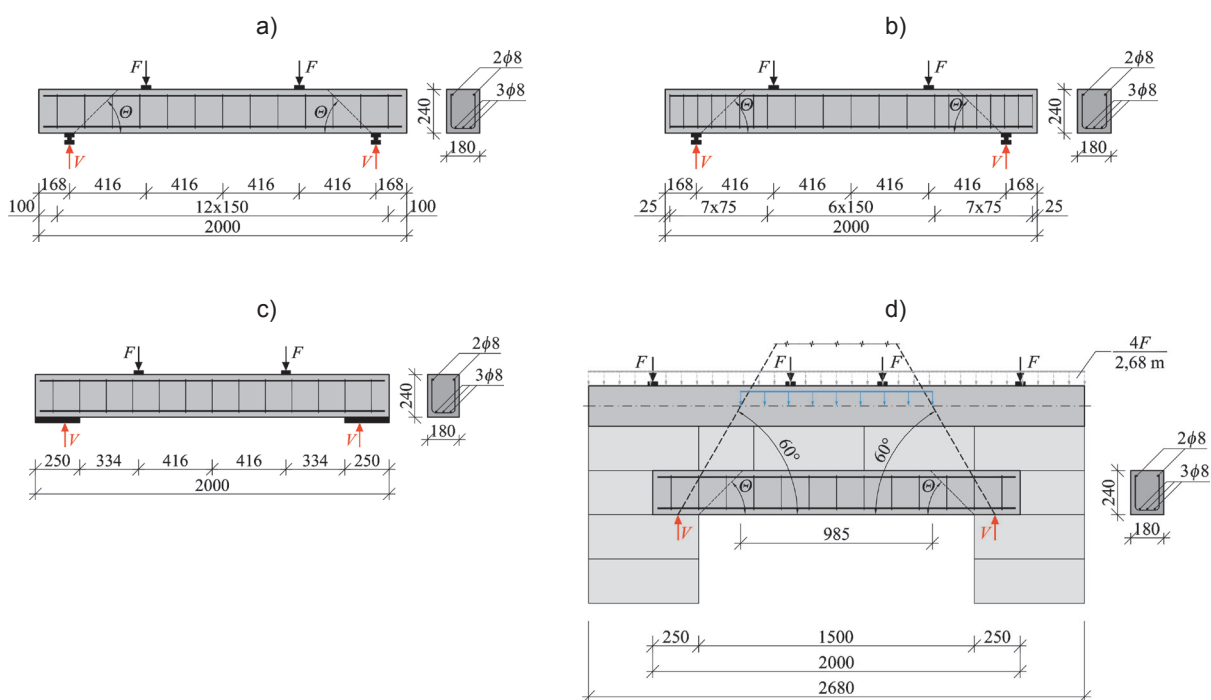
Wszystkie badania przeprowadzono na stanowiskach badawczych wykonanych na Płyce Wielkich Sił w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Modele wraz z dodatkowym wyposażeniem ustawiano pod stalowymi ramami a następnie obciążano aż do zniszczenia. W badaniach podstawowych wykonano stanowisko spełniające wymagania normy (20, 25). W badaniach serii A i C nadproża oparto na podporach przegubowych, przesuwnych poprzez stalowe blachy o szerokości 50 mm, grubości 10 mm i długości nie mniejszej niż szerokość nadproża zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1356:1999 (25) usytuowane wg (20) w 1/3 długości oparcia wynoszącej 250 mm. W badaniach serii G nadproża oparto na podporach poprzez stalowe blachy o szerokości równej długości oparcia. Obciążenie w postaci pary sił skupionych zlokalizowanych w 1/4 rozpiętości belki przykładano do górnej powierzchni elementów poprzez układ składający się ze stalowego trawersu, siłownika hydraulicznego i siłomierza o zakresie 100 kN. Poza rejestracją obciążenia w trakcie badania dokonywano pomiaru ugięcia, utraty zakotwienia zbrojenia podłużnego a także i rejestrację morfologii zarysowań i mechanizmu zniszczenia.

W badaniach modeli fragmentów ścian serii NIII obciążenie przykładano do górnej powierzchni wieńca w postaci czterech równo rozmieszczonych sił skupionych, generowanych poprzez siłownik hydrauliczny i zestaw trzech stalowych trawersów. Przed przyłożeniem zasadniczego obciążenia pionowego w modelach

equally distributed concentrated forces, generated by a hydraulic actuator and a set of three steel crossbeams. Before applying the main vertical load in the models, a pre-stress of 0.1 N/mm^2 was introduced through a steel tension-resistance system, which was to represent the horizontal limitation of deformations by a further fragment of the wall occurring in the actual structure. As in the basic tests, during the test, the force and deflection were measured, the morphology of the cracks and the mechanism of destruction were recorded. Details of the test stands are presented in the works (26-28). The view of the test elements used in the tests is shown in Fig. 12.

In the case of lintels subjected to bending load-bearing capacity tests, with increasing load, vertical bending cracks appeared first in the area between the load application points. With further load increase, diagonal cracks appeared in the section between the load application point and the support. In the final phase of the test, horizontal cracks appeared at the height of the lower reinforcement [Fig. 13a]. Based on the morphology of the beam cracks, the angle of inclination of the decisive destructive crack in relation to the longitudinal axis of the beam was determined. After the tests, the beam reinforcement was inspected in the support zones. In all lintels, bending of the horizontal stirrup arms was observed [Fig. 13b].

In series NIII, which included wall sections, the first to appear were cracks in the support joints between the masonry elements and the lintel and ring beam, and then on the lintel. Cracking occurred in the lower, middle and upper support parts of the beams. Next, oblique cracks of the lintels propagating from the edge of the support and cracks of the masonry elements supporting the lintels appeared. The research models were destroyed as a result of exhaustion of



Rys. 11. Modele badawcze serii: a) A, b) C, c) G, d) NIII

Fig. 11. Research models of the series: a) A, b) C, c) G, d) NIII



Rys. 12. Widok stanowisk badawczych nadproży w badaniach: a) serie: A, C, G, b) seria NIII

Fig. 12. View of the lintel test stands in the tests: a) series: A, C, G, b) series NIII

wprowadzano poprzez stalowy układ ciągnowo oporowy wstępne naprężenie poziome o wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$, które miało odwzorować poziome ograniczenie odkształceń dalszym fragmentem muru występującym w rzeczywistej konstrukcji. Tak jak w badaniach podstawowych w trakcie badania dokonywano pomiaru siły i ugięcia, rejestrację morfologii zarysowań i mechanizmu zniszczenia. Szczegóły stanowisk badawczych przedstawiono w pracach (26, 27, 28). Widok elementów badawczych wykorzystanych w badaniach pokazano na rys. 12.

W przypadku nadproży poddanych badaniu nośności na zginanie wraz z przyrostem obciążenia w pierwszej kolejności pojawiały się pionowe zarysowania giętkie w obszarze pomiędzy punktami przyłożenia obciążenia. Przy dalszym wzroście obciążenia powstawały ukośne zarysowania na odcinku pomiędzy punktem przyłożenia obciążenia a podporą. W końcowej fazie badania powstawały poziome rysy na wysokości zbrojenia dolnego [rys. 13a]. Na podstawie morfologii zarysowania belek określono kąt nachylenia decydującej rysy niszczącej względem osi podłużnej belki. Po badaniach dokonano oględzin zbrojenia belek w strefach przypodporowych. We wszystkich nadprożach zaobserwowano wygięcie poziomych ramion strzemion [rys. 13b].

W serii NIII obejmującej fragmenty ścian jako pierwsze pojawiły się zarysowania w spoinach wspornych między elementami murowymi

the compressive load-bearing capacity of the masonry elements and lintels in the support zone [Fig. 14a]. No deformation of the horizontal stirrup arms was observed [Fig. 14b] as was the case in the tests of series A, C and G.

3.3. Research analysis

Due to the nature of the destruction of the transmitting models in the support zones, the values of the destructive load were presented in the form of the force F_i acting through the crossbeam on the support and in the form of the total load [support reaction] V_i taking into account the mass of the lintel, steel equipment, masonry elements and the ring beam. In the NIII series models, the load acting on the lintel was assumed to be located in the area covered by an equilateral triangle [the average load acting on the ring beam $4F/2.68 \text{ m}$ was collected from a length of 985 mm - Fig. 11d]. Due to the predominant type of destruction of the elements by shearing, the inclination of the compressed concrete struts was determined based on the morphology of the lintel cracks. The obtained test results are presented in Table 1. In the case of the A series lintels, the reaction in the support V_{mv} was obtained at the level of 13.3 kN and the average inclination of the compressed concrete struts $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv} = 0.90$. In the C series elements, the average values of the reaction at the support V_{mv} and the inclination of the cross braces $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv}$ were obtained at the level of 14.7 kN and 0.91 ,



Rys. 13. Widok elementu serii C w chwili zniszczenia: a) strefa przypodporowa, b) deformacje ramion strzemion w strefie przypodporowej

Fig. 13. View of the C series element at the moment of destruction: a) near-support zone, b) deformations of the stirrup arms in the near-support zone



Rys. 14. Widok uszkodzeń modelu serii NIII: a) strefa podporowa, b) zmiżdżenie ABK nadproży w strefie przypodporowej

Fig. 14. View of damage to the NIII series model: a) support zone, b) crushing of AAC lintels in the support zone

a nadprożem i wieńcem, a następnie na nadprożu. Dochodziło do zarysowania w dolnej, środkowej oraz górnej przypodporowej części belek. W dalszej kolejności powstawały ukośne zarysowania nadproży propagujące się od krawędzi oparcia a także zarysowania elementów murowych podpierających nadproża. Modele badawcze uległy zniszczeniu w wyniku wyczerpania nośności na ściskanie elementów murowych i nadproży w strefie podporowej [rys. 14a]. Nie zaobserwowano deformacji poziomych ramion strzemion [rys. 14b] jak to miało miejsce w badaniach serii A, C i G.

3.3. Wyniki badań

Ze względu na charakter zniszczenia modeli nadawczych w strefach oparcia wartości obciążenia niszczącego przedstawiono w postaci siły F_i działającej poprzez trawers na podporę oraz w postaci całkowitego obciążenia [reakcji podpory] V_i uwzględniającego ciężar nadproża, stalowego osprzętu, elementów murowych i wieńca. W modelach serii NIII jako obciążenie oddziałujące na nadproże przyjęto obciążenie znajdujące się w obszarze objętym trójkątem równobocznym [uśrednione obciążenie działające na wieńiec $4F/2,68$ m zbierano z długości 985 mm – rys. 11d]. W związku z przeważającym typem zniszczenia elementów poprzez ścinanie na podstawie morfologii zarysowania nadproży określono nachylenie ściskanych krzyżulców betonowych. Uzyskane rezultaty badań zestawiono w tablicy 1.

W przypadku nadproży serii A uzyskano reakcję w podporze V_{mv} na poziomie 13,3 kN oraz średnie nachylenie ściskanych krzyżulców betonowych $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv} = 0,90$. W elementach serii C uzyskano średnie wartości reakcji na podporze V_{mv} oraz nachylenia krzyżulców $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv}$ na poziomie odpowiednio 14,7 kN i 0,91. Największą nośnością charakteryzowały się nadproża serii G, w przypadku których uzyskano $V_{mv} = 17,3$ kN a $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv} = 1,15$. W modelach fragmentów murów serii NIII uzyskano średnie wartości reakcji na podporze ${}^eV_{mv}$ o wartości 73,3 kN oraz nachylenia krzyżulców $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv}$ na poziomie 1,19.

W nadprożach serii C podwojenie liczby strzemion w stosunku do nadproży serii A dało nieproporcjonalny wzrost nośności o niespełna 11% nie zmieniając nachylenia ściskanych krzyżulców,

respectively. The highest load-bearing capacity was characteristic of the G series lintels, for which ${}^eV_{mv} = 17.3$ kN and $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv} = 1.15$ were obtained. In the models of wall fragments from the NIII series, the average values of the reaction at the support V_{mv} were obtained at the value of 73.3 kN and the inclination of the cross braces $\text{ctg}(\Theta_{\text{test}})_{mv}$ at the level of 1.19.

In the C series lintels, doubling the number of stirrups compared to the A series lintels resulted in a disproportionate increase in load-bearing capacity by almost 11% without changing the inclination of the compressed struts, the method of destruction and the loss of adhesion of the longitudinal reinforcement. The increase in the load value and inclination of the compressed concrete struts of the G series lintels was influenced by the change in the method of supporting the lintels and ensuring pressure along the entire length of the support zone. The obtained increase in the load value and inclination of the compressed concrete struts was 30% and 28%, respectively, compared to the A series lintels and 18% and 26%, respectively, compared to the results of the C series. In the case of the NIII series models covering wall fragments, the increase in the load value of the lintels compared to the results of the A and G series tests was as much as 438% and 313%, respectively, while the increase in the inclination of the compressed concrete struts was only 32% and 3%, respectively, compared to the results of the A and G series lintels.

4. Safety analysis

The safety analysis of prefabricated AAC elements manufactured in Poland was carried out on the example of reinforced lintels, which were the subject of the research discussed in Paragraph 3. An attempt was made to qualitatively and quantitatively verify the rules for determining the reliable effect of the combination of external actions in accordance with the PN-EN 1990:2004 standard (29). A permanent design situation was considered and it was checked whether the ULS safety condition for shear defined as the equality of the design effect of actions E_d resulting from the most unfavourable combination of all loads and the effect of

Seria / Series	Element / Sample	F_i kN	F_{mv} kN	V_i kN	V_{mv} kN	$V_{mv}/\epsilon V_{mv}$	$ctg(\Theta_{test})$	$ctg(\Theta_{test})_{mv}$
A	1	10.6	12.7	11.2	13.3	0.77	0.87	0.90
	2	12.5		13.1			0.93	
	3	13.2		13.8			0.29*	
	4	14.4		15.0			0.90	
C	1	13.9	14.1	14.5	14.7	0.85	0.87	0.91
	2	12.9		13.5			0.97	
	3	15.5		16.1			0.90	
G	1	16.4	16.7	17.0	17.3	1	1.11	1.15
	2	19.5		20.1			0.12*	
	3	14.2		14.8			1.19	
NIII	1	151.2*	395	28.4*	73.3	4.24	1.19	1.19
	2	357		66.3			1.33	
	3	408		75.7			0.9*	
	4	411		76.2			1.0	
	5	365		67.8			1.19	
	6	435		80.6			1.23	

* – wynik pominięto w analizach / result was omitted in analysis

sposobu zniszczenia i utraty przyczepności zbrojenia podłużnego. Na wzrost wartości obciążenia i nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych nadproży serii G wpłynęła zmiana sposobu podparcia nadproży i zapewnienie docisku na całej długości strefy oparcia. Uzyskano wzrost wartości obciążenia i nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych na poziomie odpowiednio 30% i 28% w stosunku do nadproży serii A oraz 18 i 26% w stosunku do wyników serii C. W przypadku modeli serii NIII obejmującej fragmenty murów wzrost wartości obciążenia nadproży w stosunku do wyników badań serii A i G wyniósł odpowiednio aż 438 i 313% natomiast wzrost nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych wyniósł maksymalnie 33% w stosunku do rezultatów nadproży w serii A i G.

4. Analiza bezpieczeństwa

Analizę bezpieczeństwa produkowanych w Polsce prefabrykowanych elementów z ABK przeprowadzono na przykładzie zbrojonych nadproży, które były przedmiotem badań omówionych w punkcie 3. Starano się jakościowo i ilościowo zweryfikować reguły ustalania miarodajnego efektu działania kombinacji oddziaływań zewnętrznych zgodnych z normą PN-EN 1990:2004 (29). Rozważano trwałą sytuację projektową i sprawdzano, czy warunek bezpieczeństwa ULS na ścinanie określony jako równość obliczeniowego efektu oddziaływań E_d wynikający z najbardziej niekorzystnej kombinacji wszystkich obciążeń i efektu losowej nośności R_d zapewnia akceptowalny poziom bezpieczeństwa. W zaproponowanej metodzie przyjęto, że globalny wskaźnik niezawodności β jest obiektywną miarą poziomu bezpieczeństwa, a obliczeniowe wartości oddzia-

random resistance R_d ensures an acceptable level of safety. In the proposed method it was assumed that the global reliability index β is an objective measure of the level of safety, and the design values of actions determined from individual combinations and the design resistances of the support cross-section are calibrated using partial safety factors established in the standard (29). Finally, the characteristic permanent loads of the floors including the floor layers ensuring the required level of safety against lintel shear were determined and related to the characteristic permanent loads of the floors manufactured in Poland.

4.1. Considered design situation

A simply supported, reinforced AAC lintel with a clear span of l_{cn} and a support length on the wall in accordance with the manufacturer's guidelines (24) [$a_0 = 250$ mm] or a distance of the support from the end of the beam of $2/3a_0 = 168$ mm recommended by PN-EN 12602 (20) and in accordance with the recommendations of Eurocode 6 (30) was analyzed. The lintel had a rectangular cross-section $b \times h = 180 \times 240$ mm and a total length of 2000 mm and differentiated longitudinal and transverse reinforcement [see Chapter 3]. The lintel was loaded with its own mass and the dead weight of the wall from the triangular area of transfer of the actions. The course of permanent loads had a triangular shape with the maximum value g_{kw} occurring in the middle of the lintel span. Permanent loads resulting from the dead weight of the ceiling and the ring beam g_{kf} had a uniform course and occurred on the section ξ . In addition to the permanent loads on the ceiling, two variable actions $q_{k,1}$ resulting from the use category and loads $q_{k,2}$ originating from partition walls were assumed. Variable loads with values $q_{kf,1}$ and $q_{kf,2}$ had

ływań wyznaczone z poszczególnych kombinacji i obliczeniowe nośności przekroju przyporowego są kalibrowane z wykorzystaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa ustalonych w normie (29). Na zakończenie ustalono charakterystyczne obciążenia stałe stropów z udziałem warstw podłogowych zapewniające wymagany poziom bezpieczeństwa na ścinanie nadproży i odniesiono je do charakterystycznych obciążeń stałych stropów produkowanych w Polsce.

4.1. Rozważana sytuacja obliczeniowa

Analizowano swobodnie podparte, zbrojone nadproże z ABK o rozpiętości w świetle l_{cn} i długości oparcia na murze zgodnym z wytycznymi producenta (24) [$a_0 = 250$ mm] lub odległości podpory od końca belki wynoszącym $2/3a_0 = 168$ mm zalecanym przez PN-EN 12602 (20) i zgodnych z zaleceniami Eurokodu 6 (30). Nadproże miało prostokątny przekrój poprzeczny $b \times h = 180 \times 240$ mm i całkowitą długość 2000 mm oraz zróżnicowane zbrojenie podłużne i poprzeczne [por. rozdział 3]. Nadproże obciążano ciężarem własnym i ciężarem własnym muru pochodzącym z trójkątnego obszaru przekazania oddziaływań. Przebieg obciążeń stałych miał kształt trójkątny o maksymalnej wartości g_{kw} występującej w połowie rozpiętości nadproża. Obciążenia stałe wynikające z ciężaru własnego stropu i wieńca g_{kf} miało przebieg równomierny i występowało na odcinku ξ . Oprócz obciążeń stałych na stropie założono dwa oddziaływania zmienne $q_{k,1}$ wynikające z kategorii użytkowania oraz obciążenia $q_{k,2}$ pochodzące od ścianek działowych wykonanych na stropie. Obciążenia zmienne o wartościach $q_{kf,1}$ i $q_{kf,2}$ miały przebieg równomierny i występowały na odcinku ζ . Geometrię rozważanego przypadku nadproża pokazano na rys. 15. W celu usprawnienia obliczeń, wartości sił poprzecznych w przekroju miarodajnym [przy podporze] obliczono od zastępczych obciążeń równomiernie rozłożonych dających w konsekwencji identyczne wartości oddziaływań według następujących zależności:

– obciążenia stałe

$$g_{zV} = \frac{2V_g}{l_{ef}} = \frac{2}{l_{ef}} \left(\frac{1}{4} g_{kw} l_{ef} + \frac{1}{2} g_{kf} \zeta \right) = \frac{1}{2} g_{kw} + \frac{g_{kf} \zeta}{l_{ef}} \quad [1]$$

– obciążenie zmienne „1”

$$q_{1zV} = \frac{2V_{q1}}{l_{ef}} = \frac{q_{kf,1} \zeta}{l_{ef}} \quad [2]$$

– obciążenie zmienne „2”

$$q_{2zV} = \frac{2V_{q2}}{l_{ef}} = \frac{q_{kf,2} \zeta}{l_{ef}} \quad [3]$$

gdzie:

$g_m = 7,0$ kN/m³ – nominalny ciężar właściwy muru [przyjęto ABK klasy gęstości 700],

$g_{kw} = g_m h_{ef}$ – ciężar własny muru [przyjęto ABK klasy gęstości 700],

g_{ks} – obciążenie stałe stropu i wieńca,

a uniform course and occurred on the section ζ . The geometry of the considered lintel case is shown in Fig. 15. In order to facilitate the calculations, the values of transverse forces in the reference cross-section [at the support] were calculated from equivalent uniformly distributed loads resulting in identical values of actions according to the following relations:

– constant load

$$g_{zV} = \frac{2V_g}{l_{ef}} = \frac{2}{l_{ef}} \left(\frac{1}{4} g_{kw} l_{ef} + \frac{1}{2} g_{kf} \zeta \right) = \frac{1}{2} g_{kw} + \frac{g_{kf} \zeta}{l_{ef}} \quad [1]$$

– variable load „1”

$$q_{1zV} = \frac{2V_{q1}}{l_{ef}} = \frac{q_{kf,1} \zeta}{l_{ef}} \quad [2]$$

– variable load „2”

$$q_{2zV} = \frac{2V_{q2}}{l_{ef}} = \frac{q_{kf,2} \zeta}{l_{ef}} \quad [3]$$

where:

$g_m = 7,0$ kN/m³ – nominal specific gravity of the wall [ABK density class 700 was assumed],

$g_{kw} = g_m h_{ef}$ – self-weight of the wall [ABK density class 700 assumed]

g_{ks} – permanent load of the ceiling and ring beam,

$q_{k,1}$ – variable load „1” – by category of use according to PN-EN 1990 (29),

$q_{k,2}$ 1,25 kN/m² – variable load „2” – coming from partition walls according to PN-B-82-2003 (31),

$h_{ef} = \frac{\sqrt{3}}{2} l_{ef}$ – height of the load transfer zone on the lintel,

$l_{ef} = 2a_0 + l_{cl}$ – effective span of the lintel,

l_{cl} – span of the lintel,

$a_0 = 250$ mm lub $a_0 = 168$ mm,

$\zeta = l_{ef} - \frac{2\sqrt{3}(h + h_{n1} + 0,5h_r)}{3}$ – length of load transfer from

ceiling to lintel,

$h_{n1} = 0,24$ m – height of the wall between the lintel and the ring beam,

$h_r = 0,22$ m – ring beam height,

h_{n2} – height of the wall above the ring,

l_{kf} – span of the ceiling in the axes of the walls,

$g_{kf} = \frac{1}{2} g_{ks} l_{kf}$ – permanent load acting on the lintel in the section ξ ,

$q_{k,1}$ – variable load „1” on the ceiling,

$q_{k,2}$ – variable load „2” on the ceiling,

$q_{k,1}$ – obciążenie zmienne „1” – według kategorii użytkowania PN-EN 1990 (29),

$q_{k,2}$ 1,25 kN/m² – obciążenie zmienne „2” – pochodzące od ścianek działowych według PN-B-82-2003 (31),

$h_{ef} = \frac{\sqrt{3}}{2} l_{ef}$ – wysokość strefy przekazania obciążeń na nadproże,

$l_{ef} = 2a_0 + l_{cl}$ – rozpiętość efektywna nadproża,

l_{cl} – rozpiętość nadproża w świetle,

a_0 – długość oparcia nadproża na murze $a_0 = 250$ mm lub $a_0 = 168$ mm,

$\zeta = l_{ef} - \frac{2\sqrt{3}(h + h_{n1} + 0,5h_r)}{3}$ – długość przekazywania obciążeń

ze stropu na nadproże,

$h_{n1} = 0,24$ m – wysokość muru między nadprożem i wieńcem,

$h_r = 0,22$ m – wysokość wieńca,

h_{n2} – wysokość muru nad wieńcem,

l_{kf} – rozpiętość stropu w osiach ścian,

$g_{kf} = \frac{1}{2} g_{ks} l_{kf}$ – obciążenie stałe działające na nadproże na odcinku ξ ,

$q_{k,1}$ – obciążenie zmienne „1” na stropie,

$q_{k,2}$ – obciążenie zmienne „2” na stropie,

$q_{kf,1} = \frac{1}{2} q_{k,1} l_{kf}$ – obciążenie zmienne „1” – według kategorii użytkowania PN-EN 1990:2004,

$q_{kf,2} = \frac{1}{2} q_{k,2} l_{kf}$ – obciążenie zmienne „2” – pochodzące od ścianek działowych.

Według rekomendacji normy (29) częściowe współczynniki bezpieczeństwa odniesione do obciążeń przyłożonych do nadproża miały wartości odpowiednio równe $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$, a współczynniki kombinacyjne były równe $\psi_{0,1} = 0,7$ i $\psi_{0,2} = 0,6$. Współczynnik redukcyjny do obciążeń stałych wynosił $\xi = 0,85$.

4.2. Kombinacje oddziaływań

Postępując analogicznie jak w raporcie (32) rozważono dwie różne kombinacje oddziaływań oznaczone umownie literami „a”, „b”, które mogą być stosowane w Polsce w przypadku, gdy rozważana jest trwała sytuacja projektowa (29,33). W rozpatrywanym przypadku miarodajnym przekrojem i efektem działania oddziaływań jest siła poprzeczna wyznaczona w odległości $\text{zctg}\Theta_{obs}$ od krawędzi podpory. Regułę „a” korespondującą z zależnością [6.10] normy (29) określono następującym równaniem:

reguła „a” →

$$V_{Ed}^{(a)} = V_{Ed}^{6.10} = (\gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q,1} q_{1zV} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - \text{zctg}\Theta_{obs}) \quad [4]$$

$q_{kf,1} = \frac{1}{2} q_{k,1} l_{kf}$ – variable load „1” – by category of use according to PN-EN 1990:2004,

$q_{kf,2} = \frac{1}{2} q_{k,2} l_{kf}$ – variable load „2” – coming from partition walls.

According to the recommendations of the standard (29), partial safety factors related to loads applied to the lintel had values equal to $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.5$, respectively, and combination factors were equal to $\psi_{0,1} = 0.7$ and $\psi_{0,2} = 0.6$. The reduction factor for permanent loads was $\xi = 0.85$.

4.2. Combinations of interactions

Following the same procedure as in the report (32), two different combinations of actions were considered, conventionally marked with the letters „a”, „b”, which can be used in Poland when the permanent design situation is considered (29,33). In the case under consideration, the relevant cross-section and the effect of the actions is the transverse force determined at the distance $\text{zctg}\Theta_{obs}$ from the edge of the support. The rule „a” corresponding to the dependence [6.10] of the standard (29) was defined by the following equation:

rule „a” →

$$V_{Ed}^{(a)} = V_{Ed}^{6.10} = (\gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q,1} q_{1zV} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - \text{zctg}\Theta_{obs}) \quad [4]$$

Rule „b” corresponded to the dependencies [6.10a] and [6.10b] and was defined by the system of equations:

rule „b” →

$$\begin{cases} V_{Ed}^{(b1)} = V_{Ed}^{6.10a} = (\gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{1zV} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - \text{zctg}\Theta_{obs}) \\ V_{Ed}^{(b2)} = V_{Ed}^{6.10b} = (\xi \gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q,1} q_{1zV} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - \text{zctg}\Theta_{obs}) \end{cases} \quad [5a]$$

[5b]

where: Θ_{obs} – angle of inclination of compressed concrete cross-pieces determined on the basis of tests,

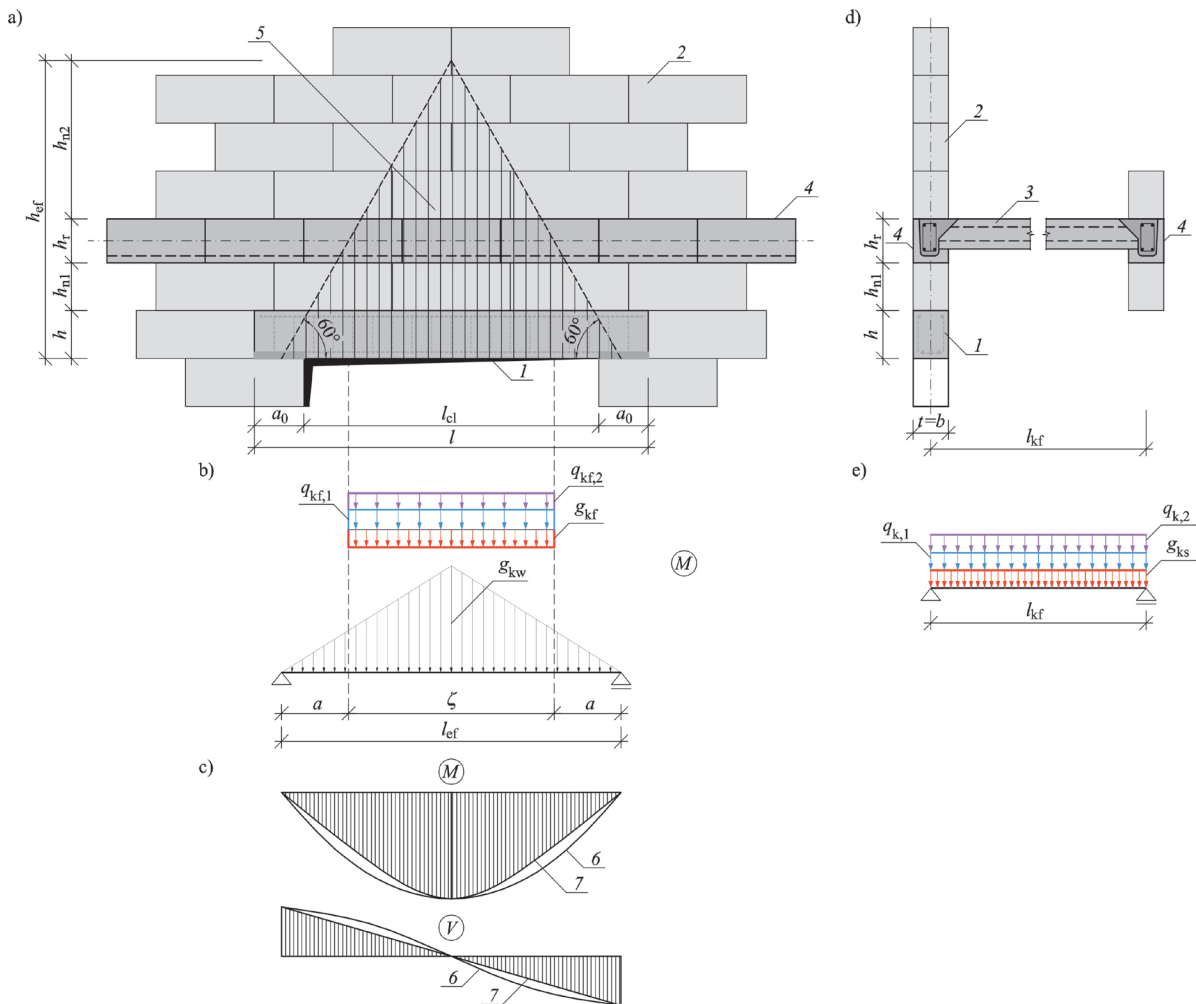
$\gamma_G = 1,35$, $\xi = 0,85$, $\gamma_{Q1} = 1,5$, $\gamma_{Q2} = 1,5$, $\psi_{0,1} = 0,7$, $\psi_{0,2} = 0,6$.

The relationships between the considered safety level and the influence of permanent and variable loads on the total effect of external interactions were introduced by dimensionless parameters χ and k (32,33) in the following form:

$$\chi = \frac{q_{1zV} + q_{2zV}}{g_{zV} + q_{1zV} + q_{2zV}}, \quad [6]$$

$$k = \frac{q_{2zV}}{q_{1zV}}. \quad [7]$$

The introduction of dimensionless coefficients enables the determination of characteristic load values. Using equations [4] and [5] and assuming $E_d = R_d$, the following relations [8-10] are obtained, which enable the determination of characteristic load values:



Rys. 15. Oznaczenia i schemat statyczny obliczeniowego modelu nadproża: a) widok, b) schemat statyczny i obciążenia, c) wykresy sił wewnętrznych, d) przekrój poprzeczny, e) schemat statyczny i obciążenia stropu; 1 – analizowane nadproże, 2 – mur z ABK, 3 – strop, 4 – wieniec, 5 – obszar przekazania obciążeń ze ściany i wieńca na nadproże, 6 – siły wewnętrzne od obciążeń rzeczywistych, 7 – siły wewnętrzne od obciążeń zastępczych

Fig. 15. Designations and static diagram of the computational model of the lintel: a) view, b) static diagram and loads, c) internal force diagrams, d) cross-section, e) static diagram and loads of the ceiling; 1 – analyzed lintel, 2 – AAC wall, 3 – ceiling, 4 – ring beam, 5 – area of load transfer from the wall and ring beam to the lintel, 6 – internal forces from actual loads, 7 – internal forces from substitute loads

Reguła „b” odpowiadała zależnościom [6.10a] i [6.10b] i określona była układem równań:

reguła „b” →

$$\begin{cases} V_{Ed}^{(b1)} = V_{Ed}^{6.10a} = (\gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q1} \psi_{0,1} q_{1zV} + \gamma_{Q2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - z \text{ctg} \Theta_{obs}) \\ V_{Ed}^{(b2)} = V_{Ed}^{6.10b} = (\xi \gamma_G g_{zV} + \gamma_{Q1} q_{1zV} + \gamma_{Q2} \psi_{0,2} q_{2zV}) (0,5 l_{ef} - z \text{ctg} \Theta_{obs}) \end{cases} \quad [5a]$$

$$[5b]$$

gdzie: Θ_{obs} – kąt pochylenia ściskanych krzyżulców betonowych określony na podstawie badań,

$$\gamma_G = 1,35, \xi = 0,85, \gamma_{Q1} = 1,5, \gamma_{Q2} = 1,5, \psi_{0,1} = 0,7, \psi_{0,2} = 0,6.$$

Zależności między rozpatrywanym poziomem bezpieczeństwa i wpływu obciążeń stałych i zmiennych na całkowity efekt oddziaływań zewnętrznych wprowadzono bezwymiarowe parametry χ i k (32,33) w następującej postaci:

$$\chi = \frac{q_{1zV} + q_{2zV}}{g_{zV} + q_{1zV} + q_{2zV}}, \quad [6]$$

$$g_{zVk} = \frac{R_d}{[\xi] \gamma_G + \frac{(\psi_{0,1} \gamma_{Q1} + k \gamma_{Q2} [\psi_{0,2}]) \chi}{(1+k)(1-\chi)}}, \quad [8]$$

$$q_{1zVk} = \frac{\chi}{(1+k)(1-\chi)} g_{zVk}, \quad [9]$$

$$q_{2zVk} = q_{1zVk} k. \quad [10]$$

The characteristic shear resistance of lintels was determined in accordance with Annex D of the standard (29) assuming a normal probability distribution according to the formula [11]:

$$V_{Rk} = \eta_d V_{mvx} (1 - k_n s_x), \quad [11]$$

$\eta_d = 1$ – nonversion coefficient,

$$V_{mvx} = \frac{1}{n} \sum V_i, \quad s_x = \sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (V_i - V_{mvx})^2},$$

k_n – coefficient according to table D1 of the standard [29] determined depending on the sample size and the known or unknown sample variance.

$$k = \frac{q_{2zV}}{q_{1zV}}. \quad [7]$$

Wprowadzenie bezwymiarowych współczynników umożliwia wyznaczenie charakterystycznych wartości obciążeń. Wykorzystując równania [4] i [5] i przyjmując $E_d = R_d$ uzyskuje się następujące zależności umożliwiające wyznaczyć charakterystyczne wartości obciążeń:

$$g_{zV_k} = \frac{R_d}{[\xi]\gamma_G + \frac{(\psi_{0,1}\gamma_{Q,1} + k\gamma_{Q,2}\psi_{0,2})\chi}{(1+k)(1-\chi)}}, \quad [8]$$

$$q_{1zV_k} = \frac{\chi}{(1+k)(1-\chi)} g_{zV_k}, \quad [9]$$

$$q_{2zV_k} = q_{1zV_k} k. \quad [10]$$

Charakterystyczną nośność na ścinanie nadproży określono zgodnie z Załącznikiem D normy (29) przyjmując rozkład normalny prawdopodobieństwa według wzoru:

$$V_{Rk} = \eta_d V_{mvx} (1 - k_n s_x), \quad [11]$$

$\eta_d = 1$ – współczynnik konwersji,

$$V_{mvx} = \frac{1}{n} \sum V_i, \quad s_x = \sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (V_i - V_{mvx})^2},$$

k_n – współczynnik według tablicy D1 normy [29] ustalany w zależności od liczności próby i znanej lub nieznaney wariancji próby.

Obliczeniową nośność wyznaczono zgodnie z Załącznikiem B.3.2 normy PN-EN 12602:2008 (20) według wzoru [12]:

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{comp}}, \quad [12]$$

gdzie:

$\gamma_{comp} = 1,38$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa określony według tablicy D.4 normy (20).

Poszczególne reguły kombinacyjne obowiązują w różnych zakresach wartości współczynnika χ . Reguła „a” obowiązuje w zakresie $0 \leq \chi \leq 1,0$, a w przypadku reguły „b” należy wyznaczyć zakresy obowiązywania poszczególnych równań. Równanie (5a) obowiązuje w zakresie $0 \leq \chi \leq \chi_{lim,b}$, a równanie [5b] w zakresie $\chi_{lim,b} \leq \chi \leq 1,0$. Graniczne wartości reguł obliczeniowych χ_{lim} wyznaczono według (33) z następujących zależności:

$$\chi_{lim,b} = \frac{\gamma_G(1-\xi)(1+k)}{\gamma_G(1-\xi)(1+k) + \gamma_{Q,1}(a-\psi_{0,1}) + \gamma_{Q,2}k(b-\psi_{0,1})}, \quad [13]$$

gdzie:

$$a = 1 \text{ gdy } k \leq \frac{1-\psi_{0,1}}{1-\psi_{0,2}} \text{ lub } a = \psi_{0,1} \text{ gdy } k > \frac{1-\psi_{0,1}}{1-\psi_{0,2}}.$$

4.3. Probabilistyczny model analizy

Obliczeniową nośność wyznaczono zgodnie z Załącznikiem B.3.2 normy PN-EN 12602:2008 (20) według wzoru:

The design load-bearing capacity was determined in accordance with Annex B.3.2 of the PN-EN 12602:2008 standard (20) using the formula [12]:

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{comp}}, \quad [12]$$

where:

$\gamma_{comp} = 1,38$ – partial safety factor determined according to table D.4 of the code (20).

The individual combination rules are valid in different ranges of the χ coefficient values. Rule „a” is valid in the range $0 \leq \chi \leq 1,0$, and in the case of rule „b”, the ranges of validity of the individual equations should be determined. Equation (5a) is valid in the range $0 \leq \chi \leq \chi_{lim,b}$, and equation [5b] in the range $\chi_{lim,b} \leq \chi \leq 1,0$. The limit values of the calculation rules χ_{lim} were determined according to (33) from the following relation [13]:

$$\chi_{lim,b} = \frac{\gamma_G(1-\xi)(1+k)}{\gamma_G(1-\xi)(1+k) + \gamma_{Q,1}(a-\psi_{0,1}) + \gamma_{Q,2}k(b-\psi_{0,1})}, \quad [13]$$

where:

$$a = 1 \text{ when } k \leq \frac{1-\psi_{0,1}}{1-\psi_{0,2}} \text{ or } a = \psi_{0,1} \text{ when } k > \frac{1-\psi_{0,1}}{1-\psi_{0,2}}.$$

4.3. Probabilistic analysis model

The limit state condition determined from random values of the cross-section load-bearing capacity and external loads has the following form in the case of the shear problem (32):

$$\mu_g = \theta_R \bar{R} - \theta_E \bar{E}, \quad [14]$$

where:

μ_g , \bar{R} , \bar{E} – average value of the state function, random load capacity and random load combination,

θ_R , $\theta_E = 1,0$ – measures the uncertainty of the calculation model of the random load-bearing capacity and the random combination of external effects [normal distributions with standard deviations of $\sigma_{\theta_R} \neq 0$, $\sigma_{\theta_E} \neq 0$].

For the random description of the safety of the state function expressed by the relationship [15], the global reliability index defines the relationship:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{V_{mvx} - (\bar{g}_{zV} + \bar{q}_{1zV} + \bar{q}_{2zV})(0,5I_{ef} - zctg\theta_{obs})}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{\theta_R}^2 + \sigma_{E_R}^2 + (\sigma_{gzV}^2 + \sigma_{q1zV}^2 + \sigma_{q2zV}^2)(0,5I_e - zctg\theta_{obs})^2}}, \quad [15]$$

where:

σ_R – standard deviation of load-bearing capacity determined on the basis of lintel tests,

Warunek stanu granicznego ustalony od losowych wartości nośności przekroju jak i zewnętrznych obciążeń ma w przypadku zagadnienia ścinania następującą postać (32):

$$\mu_g = \theta_R \bar{R} - \theta_E \bar{E}, \quad [14]$$

gdzie:

μ_g , \bar{R} , \bar{E} – średnia wartość funkcji stanu, losowej nośności i losowej kombinacji obciążeń,

θ_R , $\theta_E = 1,0$ – miary niepewność modelu obliczeniowego losowej nośności oraz losowej kombinacji oddziaływań zewnętrznych [przyjęto rozkłady normalne z odchyleniami standardowymi wynoszącymi $\sigma_{\theta_R} \neq 0$, $\sigma_{\theta_E} \neq 0$].

Do losowego opisu bezpieczeństwa funkcji stanu wyrażonej zależnością [15] globalny wskaźnik niezawodności określa zależność:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{V_{mvx} - (\bar{g}_{zV} + \bar{q}_{1zV} + \bar{q}_{2zV})(0,5 I_{ef} - zctg\theta_{obs})}{\sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_{\theta R}^2 + \sigma_{ER}^2 + (\sigma_{gzV}^2 + \sigma_{q1zV}^2 + \sigma_{q2zV}^2)(0,5 I_{\bar{E}} - zctg\theta_{obs})^2}}, \quad [15]$$

gdzie:

σ_R – odchylenie standardowe nośności określone na podstawie badań nadproży,

σ_{gzV} , σ_{q1zV} , σ_{q2zV} – odchylenia standardowe obciążeń stałych i zmiennych.

Poszczególne zmienne losowe występujące w równaniu [15] modelowano z zastosowaniem różnych rozkładów prawdopodobieństwa, co wymaga przeliczenia rzeczywistych parametrów na odpowiadające im parametry rozkładu normalnego. W analizowanym przykładzie skorzystano z gotowych formuł zamieszczonych w raporcie (32) w następującej postaci:

$\sigma_{\theta R} = 0,05-0,20$ przyjęto 0,125,

$\sigma_{\theta E} = 0,05-0,10$ przyjęto 0,075,

$\bar{g}_{zV} = g_{zVk}$ – średnie obciążenie stałe [rozkład normalny],

$\sigma_{gzV} = 0,1\bar{g}_{zV}$ – odchylenie standardowe obciążeń stałych,

$\bar{q}_{1zV} = 0,5q_{1zVk}$ – średnie obciążenie zmienne „1” [rozkład Gumela z 50. letnim okresem odniesienia],

$\sigma_{q1zV} = 0,55\bar{q}_{1zV}$ – odchylenie standardowe obciążenia zmiennego „1”,

$\bar{q}_{2zV} = 0,2q_{2zVk}$ – średnie obciążenie zmienne „2” [rozkład Gumela z 5. letnim okresem odniesienia],

$\sigma_{q2zV} = 1,1\bar{q}_{2zV}$ – odchylenie standardowe obciążenia zmiennego „2”.

4.4. Procedura analizy

σ_{gzV} , σ_{q1zV} , σ_{q2zV} – standard deviations of permanent and variable loads.

The individual random variables in equation [15] were modeled using different probability distributions, which requires the conversion of the actual parameters into the corresponding parameters of the normal distribution. In the analyzed example, ready-made formulas included in the report (32) were used in the following form:

$\sigma_{\theta R} = 0,05-0,20$ was assumed as 0,125,

$\sigma_{\theta E} = 0,05-0,10$ was assumed as 0,075,

$\bar{g}_{zV} = g_{zVk}$ – mean constant load [normal distribution],

$\sigma_{gzV} = 0,1\bar{g}_{zV}$ – standard deviation of permanent loads,

$\bar{q}_{1zV} = 0,5q_{1zVk}$ – mean variable load “1” [Gumel distribution with 50-year reference period],

$\sigma_{q1zV} = 0,55\bar{q}_{1zV}$ – standard deviation of variable load “1”,

$\bar{q}_{2zV} = 0,2q_{2zVk}$ – average variable load “2” [Gumel distribution with 5-year reference period],

$\sigma_{q2zV} = 1,1\bar{q}_{2zV}$ – standard deviation of variable load “2”.

4.4. Analysis procedure

The aim of the proposed procedure was to verify the changes in the reliability index β values as a function of relative variable loads χ determined within each of the load combination rules [„a” and „b”]. The values of the β coefficient were determined according to the equation [15], in which all occurring mean values and standard deviations [related to the normal probability distribution] were expressed as a function of characteristic values dependent on relative loads χ . Assuming the equality of load-bearing capacity and the effect of interactions, using the relations [8] – [10], for each value of the χ coefficient it was possible to calculate the equivalent values of characteristic lintel loads g_{zVk} , q_{1zVk} and q_{2zVk} , and then the loads g_{ks} , $q_{k,1}$ and $q_{k,2}$ occurring on the ceiling. As a result of the performed calculations, the course of the searched function $\beta(\chi)$ was obtained, the shape of which was determined by the value of the assumed parameter k . The values of the function $\beta(\chi)$ in the entire range $0 \leq \chi \leq 1$ were compared with the value $\beta_{req} = 3.8$ in order to check whether the guaranteed level of safety is sufficient [$\beta \geq \beta_{req}$]. The obtained calculation results in the form of characteristic permanent loads of ceilings were compared with the actual permanent loads of selected types of ceilings commonly used in Poland, with a span between supports of not less than 6 m. The list of ceiling parameters adopted for calculations is presented in Table 2. The results of tests of lintels of series A, C, G and NIII discussed in detail in Chapter 3 were considered.

4.5. Analysis results

In the analyses, one of the types of lintels manufactured and used

Celem proponowanej procedury była weryfikacja zamian wartości wskaźnika niezawodności β w funkcji względnych obciążeń zmiennych χ określonych w ramach każdej z reguł kombinacji obciążeń [„a” i „b”]. Wartości współczynnika β określono według równania [15], w którym wszystkie występujące wartości średnie i odchylenia standardowe [odniesione do normalnego rozkładu prawdopodobieństwa] wyrażono w funkcji wartości charakterystycznych zależnych od względnych obciążeń χ . Zakładając równość nośności i efektu oddziaływań wykorzystując zależności [8] – [10] przy każdej wartości współczynnika χ istniała możliwość obliczenia wartości zastępczych charakterystycznych obciążeń nadproży

in Poland with different transverse reinforcement and the method of support and cooperation with the wall and the ring beam was taken into account. The obtained relations $\beta = \beta(\chi)$ obtained according to the proposed calculation procedure are shown in Fig. 16. Four different types of lintels and one qualitatively identical load case were considered in detail, in which $k = 0.625$, which means that the random service load „1” resulting from the use category A is accompanied by load „2” representing the occurrence of partition walls with a value of 0.625 of the dominant load. In each of the considered types of lintels in the entire range $0 \leq \chi \leq 1.0$, rule „a” was the safest, which results from the lack of reduction of permanent

Tablica 2 / Table 2

ZESTAWIENIE WŁAŚCIWOŚCI TECHNICZNYCH STROPÓW PRZYJĘTYCH DO ANALIZ NADPROŻA

SUMMARY OF TECHNICAL PROPERTIES OF CEILINGS USED FOR LINTEL ANALYSES

Lp	Rodzaj stropu / Type of ceiling	Typ tropu / Type of ceiling	Ciężar własny stropu / ciężar własny stropu, kN/m ²		Zalecane obciążenie użytkowe stropu Recommended live load kN/m ²		Obciążenie stałe stropu z warstwami podłogowymi Permanent load of the ceiling with floor layers g_{ks} kN/m ²		$\frac{g_{ks}}{g_{ks,cal}}$			
			min	max	min	max	min	max	reguła „a” / rule „a”		reguła „b” / rule „b”	
									min	max	min	max
1	stropy gęstożebrowe / ribbed ceilings	stropy monolityczne z wypełnieniem z pustaków ceramicznych i betonowych / monolithic ceilings filled with ceramic and concrete blocks	2.35	3.60	1.50	3.25	3.65	6.00	0.20	0.33	0.20	0.32
2		stropy z wypełnieniem z pustaków z innych materiałów niż ceramika i beton / ceilings filled with blocks made of materials other than ceramics and concrete	2.00	3.25	2.00		3.30	5.65	0.18	0.31	0.18	0.30
3		stropy prefabrykowane-monolityczne na belkach żelbetowych lub ceramiczno-żelbetowych / stropy prefabrykowane-monolityczne na belkach żelbetowych lub ceramiczno-żelbetowych	2.80	3.75	4.50		4.10	6.15	0.23	0.34	0.22	0.33
4		stropy prefabrykowane-monolityczne na belkach kratownicowych ze stopką ceramiczno-żelbetową lub żelbetową / prefabricated-monolithic ceilings on truss beams with ceramic-reinforced concrete or reinforced concrete footing	2.00	5.00	1.50	7.0	3.30	7.40	0.18	0.41	0.18	0.40
5		stropy prefabrykowane-monolityczne na belkach sprężonych / prefabricated-monolithic ceilings on prestressed beams	1.72	4.60	1.50	2.00	3.02	7.00	0.17	0.39	0.16	0.37
6	stropy płytowe / slab ceilings	jednokierunkowo zbrojone / uniaxial reinforced	2.00	4.0	--		3.30	6.40	0.18	0.35	0.18	0.34
7		krzyżowo zbrojone / cross-reinforced	2.00	5.00	--		3.30	7.40	0.18	0.41	0.18	0.40
8		płytowe zespolone typu Filigran / filigran slab	4.00	5.00	--		5.30	7.40	0.29	0.41	0.28	0.40
9		stropy panelowe / panel ceiling	2.50	6.00	--		3.80	8.40	0.21	<u>0.46</u>	0.20	<u>0.45</u>
10		stropy z płyt prefabrykowanych / ceilings made of prefabricated panels	2.50	3.47	1.28	6.78	3.80	5.87	0.21	0.32	0.20	0.31
11		stropy z płyt z ABK / ceilings made of AAC	1.03	2.06	4.25	5.00	2.33	5.00	<u>0.13</u>	0.28	<u>0.12</u>	0.27
min/max							2.33	8.40	0.13	0.46	0.12	0.45

$g_{zV/k}$, $q_{1zV/k}$ i $q_{2zV/k}$, a następnie obciążeń $g_{k,1}$ i $q_{k,2}$ występujących na stropie. W efekcie wykonanych obliczeń uzyskano przebieg poszukiwanej funkcji $\beta(\chi)$ o kształcie zdeterminowanym wartością przyjętego parametru k . Wartości funkcji $\beta(\chi)$ w całym zakresie $0 \leq \chi \leq 1$ porównano z wartością $\beta_{req} = 3,8$ w celu sprawdzenia, czy zagwarantowany poziom bezpieczeństwa jest wystarczający [$\beta \geq \beta_{req}$]. Otrzymane rezultaty obliczeń w postaci charakterystycznych obciążeń stałych stropów porównano z rzeczywistymi obciążeniami stałymi wybranych typów stropów stosowanych powszechnie w Polsce, o rozpiętości w świetle podpór nie mniejszej niż 6 m. Wykaz parametrów stropów przyjętych do obliczeń zestawiono w tabelicy 2. Rozpatrywano wyniki badań nadproży serii A, C, G i NIII omówionych szczegółowo w rozdziale 3.

4.5. Wyniki analiz

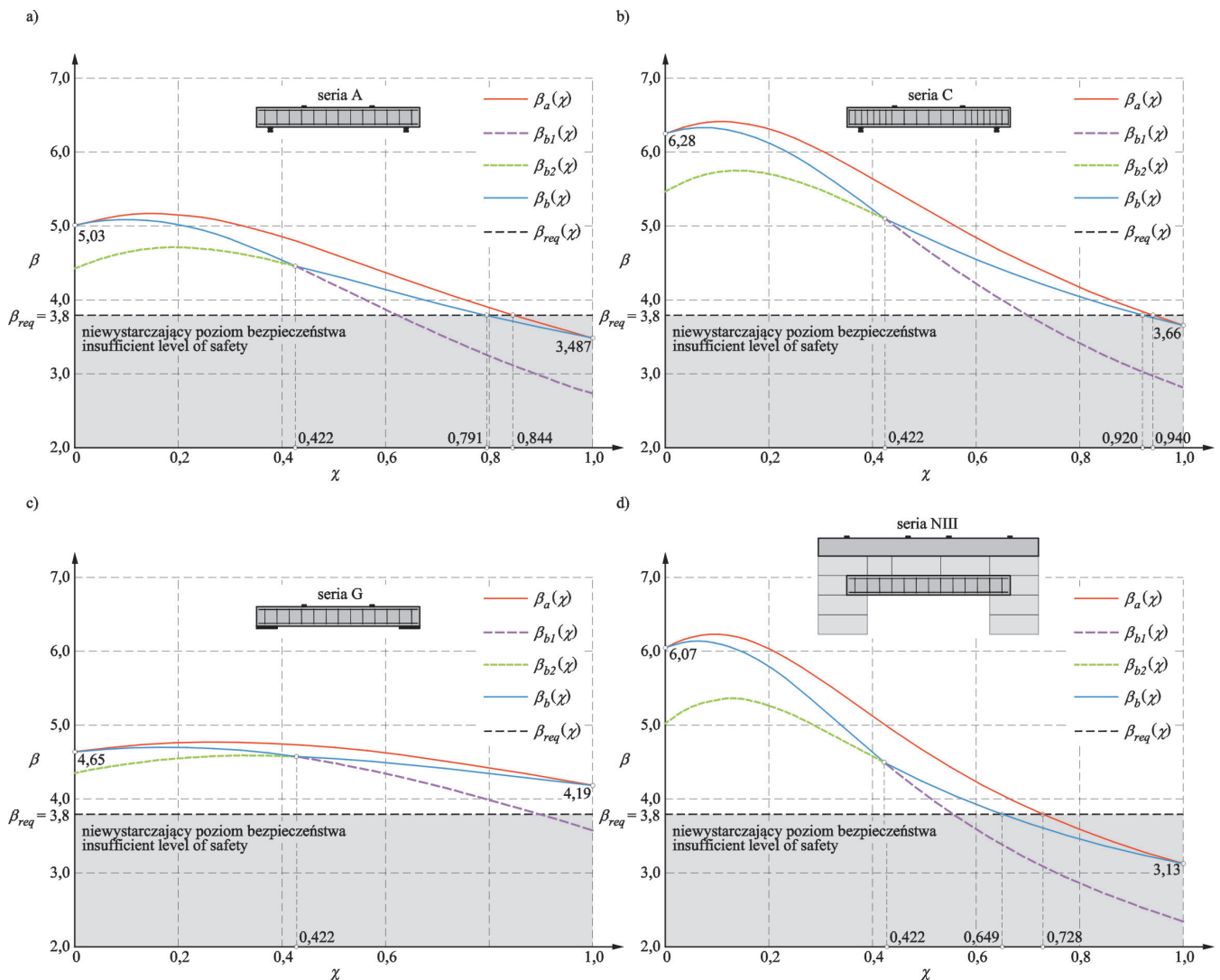
W analizach wzięto pod uwagę jeden z typów nadproży produkowanych i stosowanych w Polsce ze zróżnicowanym poprzecznym zbrojeniem oraz sposobem oparcia i współpracy z murem i wieńcem. Uzyskane relacje $\beta = \beta(\chi)$ uzyskane według proponowanej procedury obliczeniowej pokazano na rys. 16. Szczegółowo rozważano cztery różne typy nadproży oraz jeden jakościowo identyczny przypadek obciążenia w którym $k = 0,625$, co oznacza że losowemu obciążeniu użytkowemu „1” wynikającemu z kategorii użytkowania A towarzyszy obciążenie „2” reprezentujące występowanie ścianek działowych o wartości 0,625 obciążenia dominującego. W każdym z rozpatrywanych typów nadproży w całym zakresie $0 \leq \chi \leq 1,0$ reguła „a” była najbardziej bezpieczną, co wynika z braku redukcji obciążeń stałych współczynnikiem redukcyjnym [stosując współczynnik ξ] oraz obciążenia zmiennego dominującego współczynnikiem $\psi_{0,1}$. Uwagę zwraca fakt, że największy poziom bezpieczeństwa uzyskiwano przy niewielkiej wartości parametru χ , gdy udział obciążeń zmiennych jest najmniejszy. Jednak tylko w przypadku nadproży serii G [rys. 16c] w całym zakresie współczynnika χ uzyskano wystarczający poziom bezpieczeństwa niezależnie od przyjętej reguły kombinacyjnej. W pozostałych analizowanych nadprożach [rys. 16a, b, d] przy relatywnie dużych wartościach współczynnika χ nie osiągnęto wystarczającego poziomu bezpieczeństwa. W przypadku reguły „b”, każdorazowo uzyskano mniejsze poziomy gwarantowanego bezpieczeństwa. Największe różnice wystąpiły przy wartości $\chi_{b,lim} = 0,422$ najmniejsze przy wartości $\chi = 1,0$. Co świadczy, że reguła „b” utworzona z normowych kombinacji [6.10a] i [6.10b] jest bardziej ryzykowna. Obserwowane przedziały wartości współczynników χ przy których uzyskano $\beta \geq \beta_{req} = 3,8$ wynika głównie z uzyskanych empirycznych nośności, ale również z odchyłeń standardowych oraz miar niepewności modelu. Ze względu na niewystarczający zapas bezpieczeństwa istnieje możliwość kalibracji współczynnika γ_{comp} , tak aby w całym zakresie względnych obciążeń wyrażonych przez współczynnik χ spełniony był warunek $\beta \geq \beta_{req}$.

Wykorzystując zależności [8] – [10] obliczono wartości stałych i zmiennych obciążeń zastępczych nadproża, które następnie przekonwertowano na obciążenia stałe i zmienne występujące na stropie. W tym etapie analiz rozpatrywano wyłącznie nadproża serii NIII, które były najbardziej zbliżone do rzeczywistego przy-

loads with a reduction factor [using the ξ factor] and the dominant variable load with the $\psi_{0,1}$ factor. It is worth noting that the highest level of safety was obtained with a small value of the χ parameter, when the share of variable loads is the smallest. However, only in the case of the G series lintels [Fig. 16c] was a sufficient level of safety achieved in the entire range of the χ coefficient, regardless of the adopted combination rule. In the remaining analyzed lintels [Fig. 16a, b, d], a sufficient level of safety was not achieved with relatively high values of the χ coefficient. In the case of rule „b”, lower levels of guaranteed safety were obtained each time. The greatest differences occurred with the value of $\chi_{b,lim} = 0.422$ and the smallest with the value. This indicates that rule „b” created from the standard combinations [6.10a] and [6.10b] is more risky. The observed ranges of χ coefficient values at which $\beta \geq \beta_{req} = 3.8$ was obtained result mainly from the obtained empirical load-bearing capacities, but also from standard deviations and measures of model uncertainty. Due to the insufficient level of safety, it is possible to calibrate the γ_{comp} factor so that the condition $\beta \geq \beta_{req}$ is met over the entire range of relative loads expressed by the χ factor.

Using the relations [8] – [10] the values of permanent and variable equivalent loads of the lintel were calculated, which were then converted to permanent and variable loads occurring on the ceiling. At this stage of the analysis, only the lintels of the NIII series were considered, which were the closest to the actual design case. A comparison of the obtained calculation results taking into account the combination rules „a” and „b” is shown in Fig. 17. Assuming, in accordance with the assumptions made at the beginning, that $q_{k,1} = 2.0$ kN/m² and $q_{k,2} = 1.25$ kN/m², the values of the permanent load of the ceilings $g_{k,cal}$ were calculated, taking into account the dead weight with floor layers. In the case of rule „a” $g_{k,cal} = 18.1$ kN/m² and the reliability index equal to $\beta_{a,cal} = 6.2$ were obtained, and in the case of rule „b” $g_{k,cal} = 18.7$ kN/m² and $\beta_{b,cal} = 6.03$ were obtained. The obtained results were referred to the values of permanent loads of ceilings commonly used in Poland and are presented in Table 2. The presented comparison shows that for typical variable loads on ceilings with an axial span of 6 m, the proportions of actual permanent loads and permanent loads calculated according to the proposed procedure reach a maximum of 46% in both applied load rules. The conducted calculation analysis based on the results of laboratory tests and the tradition of determining internal forces in lintels and ceiling solutions used in Poland indicate sufficient levels of safety with appropriate support of lintels on supports. The factor reducing the level of safety of the structure is the increase in the share of variable loads on ceilings in relation to the total loads [increase in the value of the χ coefficient].

However, it cannot be ruled out that the calculations showing that the level of safety is ensured may lead to an emergency situation. Such a situation may result from the lack of an appropriate length of support of the prefabricated element on the wall, or from incorrect assembly not in accordance with the manufacturer’s instructions. A situation in which the prefabricated lintel was placed in the opposite position to the recommended one is shown in Fig. 18. Such a position of the prefabricated element may result not only in reduced



Rys. 16. Poziomy gwarantowany poziom bezpieczeństwa rozpatrywanych nadproży przy różnych regułach obciążeń w funkcji bezwymiarowego współczynnika χ : a) nadproże typu A, b) nadproże typu C, c) nadproże typu G, d) nadproże typu NIII

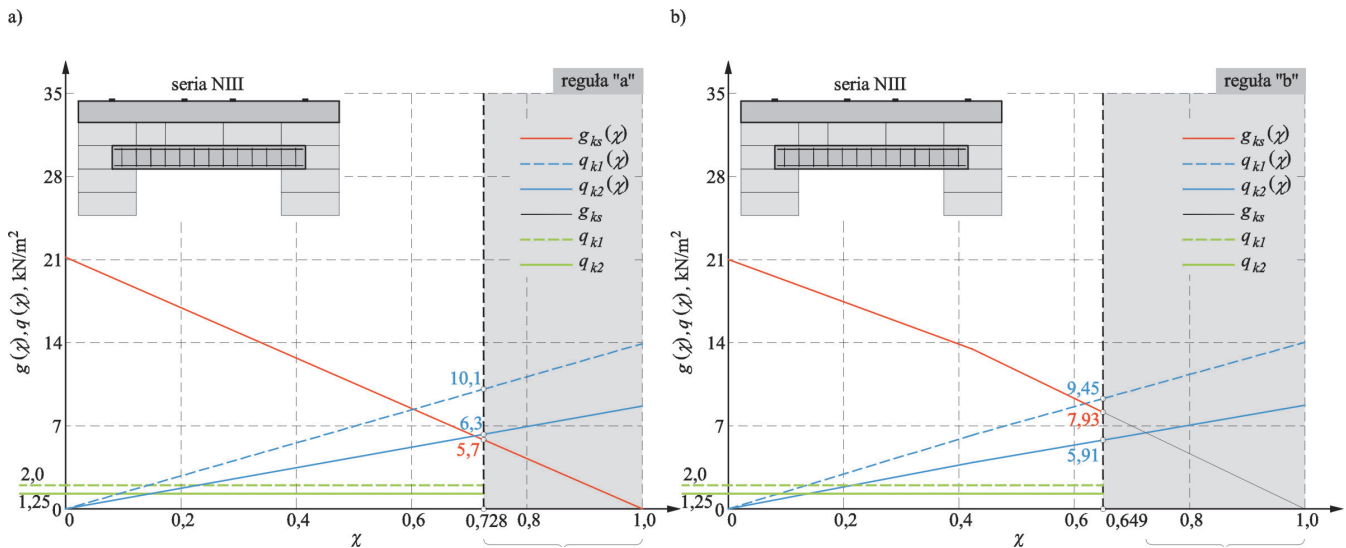
Fig. 16. Levels of guaranteed safety of the considered lintels under different load rules as a function of the dimensionless coefficient χ : a) lintel type A, b) lintel type C, c) lintel type G, d) lintel type NIII

padku projektowego. Porównanie uzyskanych wyników obliczeń z uwzględnieniem reguł kombinacyjnych „a” i „b” pokazano na rys. 17. Przyjmując, zgodnie z przyjętymi na wstępie założeniami, że $q_{k,1} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ i $q_{k,2} = 1,25 \text{ kN/m}^2$ obliczono wartości stałego obciążenia stropów $g_{ks,cal}$ uwzględniające ciężar własny z warstwami podłogowymi. W przypadku reguły „a” otrzymano $g_{ks,cal} = 18,1 \text{ kN/m}^2$ i wskaźnik niezawodności równy $\beta_{a,cal} = 6,2$, a w przypadku reguły „b” uzyskano $g_{ks,cal} = 18,7 \text{ kN/m}^2$ i $\beta_{b1,cal} = 6,03$. Otrzymane rezultaty odniesiono do wartości stałych obciążeń stropów stosowanych powszechnie w Polsce i zestawiono w tabelicy 2. Z przedstawionego porównania wynika, że przy typowych obciążeniach zmiennych na stropach o rozpiętości osiowej 6 m proporcje rzeczywistych obciążeń stałych i obciążeń stałych obliczonych według proponowanej procedury osiągają maksymalnie 46% w obu stosowanych regułach obciążeń. Przeprowadzona analiza obliczeniowa bazująca na wynikach badań laboratoryjnych oraz tradycji wyznaczania sił wewnętrznych w nadprożach i stosowanych w Polsce rozwiązań stropów wskazują na wystarczający poziom bezpieczeństwa przy odpowiednim oparciu nadproży na podporach. Czynnikiem

bending capacity, but above all in shear capacity due to the lack of transverse stirrup arms anchoring the longitudinal reinforcement.

5. Summary

The analyses carried out have shown that the use of currently manufactured reinforced elements made of AAC is safe. However, construction errors cannot be ruled out, e.g. elements built up backwards. Such defects should be eliminated during the acceptance phase. In existing structures, mainly roof and ceiling panels, damage may occur as a result of overloading, corrosion of reinforcement caused by moisture and production errors. Standard tests of lintels have shown how important the impact of the support of elements is on their load-bearing capacity in the support zone. In elements in which pressure was applied over the entire support zone [series G], an increase in the total load of 30% was obtained. Tests of lintels together with fragments of the wall and a reinforced concrete ring confirmed the cooperation of all model elements giving a several-fold increase in the total load [73.3/17.3



Rys. 17. Zmiany obciążeń stałych i zmiennych nadproża typu NIII w funkcji bezwymiarowego współczynnika χ : a) reguła „a”, b) reguła „b”

Fig. 17. Changes of permanent and variable loads of the NIII type lintel as a function of the dimensionless coefficient χ : a) rule „a”, b) rule „b”

redukcją poziomu bezpieczeństwa konstrukcji jest zwiększenie udziału obciążeń zmiennych na stropach w stosunku do sumarycznych obciążeń [wzrost wartości współczynnika χ].

Nie można jednak wykluczyć, że obliczeniowe wykazanie, że poziom bezpieczeństwa jest zapewniony, to może dojść do sytuacji awaryjnej. Taka sytuacja może wynikać z braku odpowiedniej długości oparcia prefabrykatu na murze, lub z błędnego montażu niezgodnego z wytycznymi producenta. Sytuacje, w której prefabrykowane nadproże ułożono w pozycji odwrotnej od zalecanej pokazano na rys. 18. Takie położenie prefabrykatu skutkować może nie tylko obniżoną nośnością na zginanie, ale przede wszystkim nośnością na ścinanie z powodu braku poprzecznych ramion strzemion kotwiących zbrojenie podłużne.



Rys. 18. Nieodpowiednio [odwrotnie] zabudowane nadproże na budowie

Fig. 18. Incorrectly [upside down] built-up lintel on the construction site

5. Podsumowanie

Przeprowadzone analizy wykazały, że stosowanie obecnie produkowanych elementów zbrojonych z ABK jest bezpieczne. Nie można jednak wykluczyć błędów wykonawczych, np. odwrotnie zabudowanych elementów. Tego typu wady powinny być eliminowane w fazie odbioru robót. W istniejących konstrukcjach głównie płyt dachowych i stropów uszkodzenia mogą wystąpić w wyniku przeciążenia, korozji zbrojenia spowodowanej zawilgoceniem oraz błędami produkcji.

Normowe badania nadproży pokazały, jak ważny jest wpływ oparcia elementów na ich nośność w strefie podporowej. W elementach, w których zastosowano docisk na całej strefie oparcia [seria G] uzyskano wzrost całkowitego obciążenia na poziomie 30%. Badania nadproży wraz z fragmentami muru oraz żelbetowym wieńcem potwierdziły współpracę wszystkich elementów modeli dającą kilkukrotny wzrost całkowitego obciążenia [73,3/17,3

= 4.24]. In the design phase, by comparing the reduced load on the lintel using the “equilateral triangle” method, it is possible to obtain a load many times greater than the load-bearing capacity of the lintel itself without taking into account the load-bearing capacity of the entire lintel-wall-ring system. As a result, instead of a convenient and safe AAC lintel, a reinforced concrete or steel lintel will be used. Computational analyses performed in accordance with the procedure given in the work (32) showed that the rules of external interactions are not calibrated in a way that ensures full safety of lintels in the entire range of $0 \leq \chi \leq 1.0$. The exception were the results obtained in the G series lintels. However, considering that in typical ceiling and load solutions, the χ values reach the value of $0 \leq \chi \leq 0.4$, the use of the traditional method of determining internal forces in lintels and the empirical approach to determining the load-bearing capacity can be stated that the level of safety of lintels is ensured. This applies to both combination rules considered, in which different reduction factors and specifying combination values of random effects of individual variable loads are used. Each analyzed combination rule pro-

= 4,24]. W fazie projektu zestawiając zredukowane obciążenie na nadproże metodą „trójkąta równobocznego” można uzyskać obciążenie wielokrotnie większe od nośności samego nadproża bez uwzględniania nośności całego układu nadproże-mur-wieńiec. W efekcie zamiast wygodnego w montażu i bezpiecznego w zastosowaniu nadproża z ABK zastosowane zostanie nadproże żelbetowe lub stalowe.

Wykonane analizy obliczeniowe zgodne z procedurą podaną w pracy (32) pokazały, że reguły oddziaływań zewnętrznych nie są wykalibrowane w sposób zapewniający pełne bezpieczeństwo nadproży w całym zakresie $0 \leq \chi \leq 1,0$. Wyjątek stanowiły wyniki uzyskanych w nadprożach serii G. Biorąc jednak pod uwagę, że w typowych rozwiązaniach stropów i obciążeń wartości χ osiągają wartość $0 \leq \chi \leq 0,4$, to stosowanie tradycyjnej metody wyznaczania sił wewnętrznych w nadprożach i empiryczne podejście do określania nośności można stwierdzić, że poziom bezpieczeństwa nadproży jest zapewniony. Dotyczy to obu rozpatrywanych reguł kombinacyjnych, w których stosowane są zróżnicowane współczynniki redukcyjne i specyfikujące wartości kombinacyjne losowych efektów oddziaływań poszczególnych obciążeń zmiennych. Każda analizowana reguła kombinacyjna przebiegała inaczej i dawała różne wartości globalnego wskaźnika bezpieczeństwa. Uwzględniając typowe obciążenia zmienne użytkowe stropów [$q_{k,1} = 2,0 \text{ kN/m}^2$] i obecność ścianek działowych $q_{k,2} = 1,25 \text{ kN/m}^2$ oraz odpowiadające obciążenia stałe na stropie g_{ks} obliczono wskaźniki niezawodności, które mieściły się w zakresie $\beta = 6,2 - 6,03$. Odpowiadające obciążenia stałe stropów o rozpiętości osiowej 6 m, których oddziaływanie prowadziłyby do osiągnięcia warunków ULS na ścinanie nadproży wyniosło $g_{ks} \approx 18 \text{ kN/m}^2$, co o ponad 55% przekracza wartości obciążeń stałych w typowych rozwiązaniach w Polsce.

Nasuwa się jednoznaczna konkluzja, że projektując nadproża zgodnie z regułami normowymi i tradycyjnym podejściem służącym do wyznaczenia obliczeniowych sił wewnętrznych w nadprożach i odpowiednim oparciu na podporach bezpieczeństwo konstrukcji jest zapewnione na odpowiednim poziomie. Niedostateczna nośność i wstąpienie stanu awaryjnego wynikają najczęściej z popełnianych błędów wykonawczych i eksploatacyjnych.

Literatura / References

1. Ch. Goodier, S. Cavalaro, Ch. Gorse, K. Blay, Blanco-Alvarez A.: Structural performance of aged Reinforced Autoclaved Aerated Concrete (RAAC) roof panels. CE/Papers, 6(2), 134 (2023). <https://doi.org/10.1002/cepa.2226>.
2. <https://www.bbc.com/news/education-66669239> (dostęp 11.05.2024 r.)
3. G. Zapotoczna-Sytek, S. Balkovic, Autoklawizowany beton koórkowy. Technologia. Właściwości. Zastosowanie. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2013.
4. Ł. Drobiec, L. Misiewicz, R. Jasiński, Projektowanie konstrukcji murowych z betonu komórkowego wspomaganie badaniami. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2022.
5. Katalog Projektów Konstrukcji Sprężonych. Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego, wydanie III uzupełnione, Warszawa, 1957.
6. Katalog budownictwa. Biuro Studiów i Projektów Typowych Budownictwa Przemysłowego. Warszawa, 1963 r.

ceeded differently and gave different values of the global safety index. Taking into account typical variable loads of ceilings [$q_{k,1} = 2.0 \text{ kN/m}^2$] and the presence of partition walls $q_{k,2} = 1.25 \text{ kN/m}^2$ and corresponding permanent loads on the ceiling g_{ks} , reliability indices were calculated, which were in the range $\beta = 6.2 - 6.03$. The corresponding permanent loads of ceilings with an axial span of 6 m, the impact of which would lead to the achievement of ULS conditions for lintel shear, amounted to $g_{ks} \approx 18 \text{ kN/m}^2$, which exceeds the values of permanent loads in typical solutions in Poland by over 55%. There is a clear conclusion that by designing lintels in accordance with the rules of the standards and the traditional approach used to determine the calculated internal forces in lintels and appropriate support on supports, the safety of the structure is ensured at an appropriate level. Insufficient load-bearing capacity and the occurrence of an emergency state are most often the result of errors made in execution and operation.

7. M., Pietraszek E. Piliszek , Żelbet i Beton Sprężony. Państwowe Wydawnictwa Szkolnictwa Zawodowego. Warszawa, 1965.
8. F. Szlązak, Budownictwo żelbetowe i metalowe. Część I. Budownictwo żelbetowe. PWN, Warszawa, 1986 r.
9. J. Arendarski, Zakotwienie zbrojenia w elementach zginanych z betonu komórkowego. Praca Doktorska. Politechnika Warszawska, 1965.
10. J. Arendarski, Zakotwienie zbrojenia w betonie komórkowym. Inżynieria i Budownictwo 8-9/1965 (1965).
11. B. Lewicki (red.) Budownictwo Betonowe. Tom IV. Betony Lekkie. Arkady, Warszawa, 1967.
12. B. Lewicki, Płyty stropowe i dachowe z betonów lekkich. Biblioteka Inżynierii i Budownictwa, tom 8. Arkady, Warszawa, 1964.
13. BN-78/6746-02 Autoklawizowany beton komórkowy. Asfaltowa masa powłokowa do zabezpieczania zbrojeń przed korozją.
14. BN-79/6759-01 Autoklawizowany beton komórkowy. Lateksowo-cementowa masa powłokowa do zabezpieczania zbrojeń przed korozją.
15. Instrukcja ITB nr 428/81. Preparat Berox.
16. BN-76/6746-01 Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego. Płyty dachowe.
17. BN-74/6746-03 Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego. Dyle i płyty ściennie.
18. BN-82/6746-01 Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego. Płyty dachowe.
19. BN-83/6746-03 Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego. Dyle i płyty ściennie.
20. PN-EN 12602:2008 Prefabrykowane elementy zbrojone z betonu komórkowego.
21. Katalog produktów Termalica.
22. Katalog produktów Ytong.
23. Katalog produktów H+H.
24. Katalog produktów SOLBET
25. PN-EN 1356:1999 Badanie właściwości użytkowych elementów zbrojonych z autoklawizowanego betonu komórkowego lub betonu lekkiego kruszywowego o otwartej strukturze przy zginaniu.
26. Ł. Drobiec, R. Jasiński, W. Mazur, Precast lintels made of autoclaved aerated concrete – test and theoretical analyses. *Cem Wapno Beton* **22**(5), 339 – 413, (2017).
27. W. Mazur, Ł. Drobiec, R. Jasiński, Research of Light Concrete Precast Lintels. *Procedia Eng.* **161**, 611 – 617 (2016). doi:10.1016/j.proeng.2016.08.711.
28. W. Mazur, Ł. Drobiec, R. Jasiński, Research and numerical investigation of masonry - AAC precast lintels interaction. *Procedia Eng.* **193**, 385 – 392 (2017).
29. PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji.
30. PN-EN 1996-1-1:2013 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
31. PN-B-02003:1982 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
32. J. Markova, M.L. Sousa, S. Dimova, A. Athanasopoulou, S. Iannaccone, Reliability of structural members designed with the Eurocodes NDPs selected by EU and EFTA Member States. JRC Technical Reports. EUR 29410 EN, Publications Office of the European Union, Luxembourg, (2018). ISBN 978-92-79-96816-7. doi:10.2760/24880.
33. H. Gulvanessian, M. Holický, Reliability based calibration of Eurocodes considering a steel member. Jass Workshop on Reliability Based Code Calibration, Zurych, Swizerland, (2002).