

Ocena efektywności systemowego powierzchniowego wzmocnienia murów z bloczków ABK poddanych ukośnemu ścisłkaniu

Efficiency evaluation of a commercial superficial strengthening system applied to AAC-block walls under diagonal compression

Marta Kałuża

Silesian University of Technology, Civil Engineering Department, Akademicka St. 5, 44-100 Gliwice

ORCID: 0000-0001-7120-1107

Corresponding author: M. Kałuża, e-mail: marta.kaluza@polsl.pl

Streszczenie

W artykule przedstawiono wpływ systemowego powierzchniowego wzmocnienia na zachowanie się murów z bloczków ABK murowanych na cienkie spoiny poziome i niewypełnione spoiny pionowe. Zastosowane wzmocnienie składało się z siatki szklanej o wysokiej wytrzymałości, układanej dwustronnie na zaprawie mineralnej zbrojonej włóknami szklanymi. Serię elementów niewzmocnionych i wzmocnionych przebadano w schemacie ukośnego ścisłkania zgodnie z normą ASTM E519-15, wyznaczając ich nośność na ścinanie oraz charakterystykę odkształceniową. Zastosowanie optycznego pomiaru odkształceń pozwoliło na rozpoznanie procesu niszczenia obydwu rodzajów badanych murów. Zastosowane wzmocnienie zmieniło sposób rozwoju uszkodzeń w murze, jednak w obydwu przypadkach zniszczenie inicjowane było przez niewypełnione spoiny pionowe. Zastosowanie obustronnego wzmocnienia znacząco poprawiło parametry wytrzymałościowe muru; nośność próbek wzrosła o niemal 90%, zarysowania pojawiły się przy obciążeniach większych o około 50% w odniesieniu do próbek bez powierzchniowego wzmocnienia, a próbki po osiągnięciu maksymalnej nośności wykazały zachowanie ciągliwe. Zaprezentowano też uproszczony sposób obliczania siły rysującej i maksymalnej, wykazujący dobrą zgodność wyników z rezultatami badań.

Słowa kluczowe: ABK, ukośne ścisłkание, wzmocnienie, proces niszczenia, procedura obliczeniowa

Summary

The article presents the influence of a superficial strengthening system on the behaviour of AAC-block walls with thin bed joints and unfilled head joints. The strengthening system consisted of a high-strength fibreglass mesh applied to both wall surfaces with a mineral mortar reinforced with fibreglass. A series of strengthened and unstrengthened specimens was tested under diagonal compression according to ASTM E519-15 to determine their shear strength and stress-strain characteristics. The use of optical strain measurement made it possible to identify the failure mode for both types of the tested walls. The strengthening system changed the wall failure development, which was initiated by unfilled head joints in both cases. The application of the strengthening system on both wall surfaces improved the strength properties of the wall significantly. The load-bearing capacity of the specimens increased by nearly 90% and cracking of the walls occurred at loads about 50% higher compared to specimens with no superficial strengthening. The strengthened specimens exhibited a ductile behaviour after reaching the maximum bearing capacity. A simplified method for computing the cracking load and maximum load was also proposed, the results of which are consistent with the tests results.

Keywords: AAC, diagonal cracking, strengthening, failure process, calculation procedure

1. Wprowadzenie

Bloczki z autoklawizowanego betonu komórkowego [ABK] są bardzo popularnym i szeroko stosowanym materiałem do budowy

1. Introduction

Autoclaved aerated concrete [AAC] blocks are a very popular and commonly used construction material for bearing walls in low-rise

ścian nośnych w budynkach niskich, a także do wznoszenia ścian wypełniających w typowych układach szkieletowych. Swoją popularność zawdzięczają zarówno uznaniu ich za materiał przyjazny dla środowiska, jak i bardzo korzystnym właściwościom (1,2). Materiał ten jest wytwarzany z „czystych” surowców naturalnych [piasek, wapno] oraz ma niewielkie zapotrzebowanie na energię procesową (3). Błoczek z ABK charakteryzują się bardzo niskim współczynnikiem przewodzenia ciepła w stosunku do innych materiałów konstrukcyjnych, stosunkowo wysoką ognioodpornością oraz małą gęstością, co skutkuje ich niską masą. Materiał ten jest łatwy w obróbce [możliwe jest cięcie na budowie], transporcie, a także – co jest ogromną zaletą – zapewnia szybką i nieskomplikowaną technikę wznoszenia ścian na cienkie spoiny poziome i niewypełnione spoiny pionowe. Niestety, mury wykonane z bloczków ABK mają bardzo niską odporność na ścinanie, wynikającą ze specyfiki ich połączeń, w tym pozostawianiu spoin pionowych jako niewypełnionych. Cecha ta jest szczególnie problematyczna w przypadku ścian konstrukcyjnych pełniących funkcję elementów usztywniających lub narażonych na wpływ nieregularnych deformacji podłoża.

Podstawową metodą poprawy nośności na ścinanie już istniejących ścian murowanych jest powierzchniowa aplikacja różnego typu materiałów, których zadaniem jest ich wzmocnienie. Metoda ta może być stosowana zarówno do wcześniej uszkodzonych elementów, jak i nowowznoszonych ścian. W pierwszym przypadku, działania takie powinny być rozpatrywane jako naprawy służące przywróceniu parametrów wyjściowych konstrukcji lub przygotowanie jej do przeniesienia spodziewanych większych, niż projektowane, obciążeń. Jednak w tym aspekcie liczba prowadzonych badań jest znikoma (4). W drugim przypadku analizowana jest efektywność zewnętrznego wzmocnienia ścian materiałami, najczęściej kompozytowymi, łączonymi z powierzchnią muru poprzez klejenie – system FRP (5-8) – lub zatapianie w zaprawie mineralnej – system TRM (9-13).

Badania ścinanych ścian z bloczków ABK wzmocnionych zewnętrznie są nieliczne, jednak prezentowane w literaturze wyniki pokazują duże możliwości w zakresie poprawy ich nośności i odkształcalności. Jako wzmocnienie stosowane są tu maty szklane lub węglowe w układzie pasmowym (14-16), siatki kompozytowe – szklane (17-19), bazaltowe (20,21) i z włókien PBO (22) – oraz cienkie warstwy wysoko ciągliwego betonu zbrojonego włóknami (23,24). Tym samym istnieje szereg zagadnień wymagających uzupełnienia lub uściślenia stanu wiedzy.

Celem artykułu jest ocena efektywności poprawy nośności i odkształcalności ścian z bloczków ABK przy użyciu systemowego zestawu wzmacniającego, woryginaie przeznaczanego do ścian o dużych wytrzymałościach [cegłanych lub kamiennych]. Zastosowane wzmocnienie składało się z siatki szklanej o gramaturze 225 g/m², układanej na zaprawie mineralnej zbrojonej włóknami szklanymi. Wpływ wzmocnienia określono badawczo poprzez porównanie istotnych wielkości [zarysowania, nośności, odkształcalności, ciągliwości] pomierzonych w elementach niewzmocnionych i obustronnie wzmocnionych. Dzięki zastosowaniu

buildings and infill walls in typical frame skeletons. Their popularity stems from the general perception of AAC as green technology and from its favourable properties (1,2). The material is manufactured from 'clean' natural resources and consumes little process energy (3). AAC blocks offer a very low conduction coefficient compared to other construction materials, relatively high fire resistance, and low density, warranting low mass. The material is easy to handle [can be cut on site], transport, and very efficient and easy to erect walls with thin bed joints and unfilled head joints, which is its primary advantage. Still, AAC-block walls are not resistant to shearing due to the joint specifics, including unfilled head joints. It is particularly problematic in load-bearing walls that need to provide shear resistance or walls affected by irregular soil deformations.

The primary method for improving the shear performance of existing masonry walls is the superficial application of various materials to strengthen the structure. This method is applicable to both damaged and newly erected walls. The former is a case of repair to restore the initial performance of the structure or prepare it for resisting greater loads than the design load. However, the number of studies conducted in this aspect is negligible (4). In the latter scenario, the researchers analyse the effectiveness of external strengthening of the wall, usually with composite materials bonded to the wall surface by glueing (5-8) or embedding in mineral mortar (9-13).

There are not many studies on sheared AAC-block walls that were externally strengthened, but the available results suggest plenty of possibilities for improving the strength and deformation capacity. The strengthening system usually includes woven of fibreglass or fibre carbon in the band system (14-16) adopted to the location of the unfilled head joints. The effect of the strengthening location and strengthening materials on changes in the strength and deformability parameters are discussed and the failure process of unstrengthened walls is also presented. The placement of the composite on unfilled head joints proved to be a better solution. Carbon-fiber-reinforced polymer (CFRP, composite meshes – glass (17-19), basalt (20-21) or PBO fibres (22), and thin layers of highly ductile fibre-reinforced concrete (22-24) unreinforced masonry (URM). Therefore, numerous problems in the state of the art need to be covered or clarified.

The purpose of the article is to assess the effectiveness of a commercial strengthening system designed for high-strength [brick or stone] walls regarding improving the strength performance of AAC-block walls. The strengthening system consisted of a 225 g/m² high-strength fibreglass mesh applied on mineral mortar reinforced with fibreglass. The influence of the strengthening system is determined with laboratory tests by comparing relevant values [cracking, load-bearing capacity, deformation capacity, ductility] measured for walls that were unstrengthened and strengthened on both surfaces. Consecutive stages of failure for both models and points of first cracking with optical strain measurement were identified. A method for determining cracking loads and bearing capacity was proposed, taking into account the effect of the

optycznego pomiaru odkształceń zidentyfikowano poszczególne etapy niszczenia obydwu typów modeli i miejsca inicjujące zniszczenie. Zaprezentowano też metodę wyznaczania sił rysujących i nośności, uwzględniających wpływ zastosowanego wzmocnienia, bazującą na dostępnych – nieznacznie uproszczonych – procedurach obliczeniowych.

2. Materiały i metody

2.1. Materiały

Modele badawcze wykonano z elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego odmiany „600”, przeznaczonych do zastosowania we wszystkich rodzajach ścian murowanych konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych. Wymiary pojedynczego bloczka wynoszą 599 × 199 × 240 mm [długość × wysokość × szerokość]. Ściany murowano na cienkie spoiny wsporne, których grubość wynosiła około 1,5 mm i niewypełnione spoiny pionowe, gdzie połączenie elementów realizowane było przez system pióro-wpust. Zastosowana zaprawa do cienkich spoin składała się z cementu portlandzkiego, kruszywa kwarcowego, dodatków i wypełniaczy mineralnych.

Wzmocnienie wykonano jako systemowe z siatki szklanej typu M-G220 i dedykowanej do niej zaprawie zbrojonej włóknami szklanymi. Zaprawa ta jest dwukomponentową, wysoko odkształcalną mieszaniną cementu, wypełniaczy mineralnych oraz modyfikatorów. Oczka siatki wynoszą 25 × 25 mm. Na rys. 1 pokazano siatkę z widocznymi wymiarami oczek.

Wzmocnienie układano obustronnie, a siatki zatapiały były pomiędzy dwoma warstwami zaprawy wzmacniającej. Sumaryczna grubość jednostronnie ułożonej warstwy wzmocnienia wynosiła około 4 mm.

2.2. Metodyka badań

2.2.1. Podstawowe badania materiałowe

Podstawowe badania materiałowe prowadzono zgodnie z obowiązującymi normami. Wytrzymałość elementów murowych na ściskanie wyznaczono wg normy PN-EN 772-1:2015 (25). Elementy murowe w formie całych bloczków obciążono prostopadłe do powierzchni licowej i wyznaczano ich wytrzymałość na ściskanie. Wytrzymałość na rozciąganie określono pośrednią metodą pull-off zgodnie z normą ASTM C1583 (26). Płaszczyzna pionowa bloczków została odpowiednio przycięta i wyrównana, a następnie wykonano 6 prób odrywania urządzeniem Dyna Z-16 przyklejonego do powierzchni bloczka stempla o średnicy 50 mm.

Zaprawy do cienkich spoin i do wzmacniania przebadano zgodnie z normą PN-EN 1015-11:2001/A1 (27), wyznaczając ich wytrzymałość na zginanie i ściskanie. Wytrzymałość zaprawy na zginanie wyznaczono na próbkach o wymiarach 40 × 40 × 160 mm. Wytrzymałość na ściskanie określono na półwkach beleczek otrzymanych po próbie zginania; obciążenie skupione przyłożone było do powierzchni 40 × 40 mm. Dodatkowo, dla zaprawy

strengthening system based on available computation procedures that were slightly streamlined.

2. Materials and methods

2.1. Materials

The research models were made of masonry units of 600-grade autoclaved aerated concrete for all types of bearing and non-bearing masonry walls. The AAC block dimensions were 599 × 199 × 240 mm [length × height × width]. The walls were erected with thin [1.5 mm] bed joints and unfilled tongue-and-groove head joints. The thin-joint mortar was made of Portland cement, quartz aggregate, admixtures, and mineral fillers.

The strengthening system consisted of M-G220 fibreglass mesh and dedicated fibreglass-reinforced mortar. The mortar was a two-component, highly ductile mixture of cement, mineral fillers, and modifiers. The mesh size was 25 × 25 mm. Fig. 1 shows the mesh with hole size.

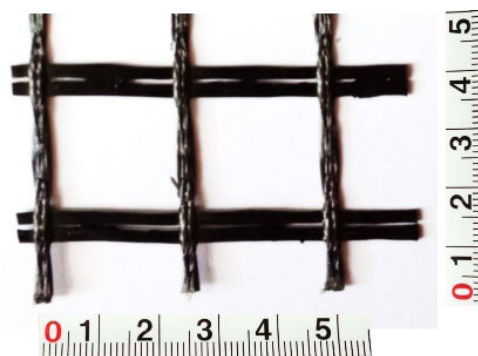
The strengthening system was applied to both surfaces of the wall, and the mesh was sandwiched between two layers of the strengthening mortar. The total thickness of the strengthening layer on one surface was about 4 mm.

2.2. Methodology

2.2.1. Basic material tests

The basic material research followed applicable standards. The compressive strength of the masonry units was determined according to standard PN-EN 772-1:2015 (25). Masonry units [entire blocks] were loaded perpendicularly to the surface to determine their compressive strength. The tensile strength was determined with the indirect pull-off method according to standard ASTM C1583 (26). The vertical plane of the blocks was cut and levelled. Next, six pull-off tests with the Dyna apparatus and a 50-mm stamps bonded to an AAC block were performed.

The thin-joint and strengthening mortars were tested according to standard PN-EN 1015-11:2001/A1 (27). Their flexural strength and compressive strength were determined. The mortar flexural



Rys. 1. Widok siatki wraz z wymiarami oczek

Fig. 1. View of the mesh with a hole size

wzmacniającej wyznaczono początkowy moduł sprężystości wg normy PN-EN 12390-13:2014-02 (28). Badania przeprowadzono na próbkach walcowych o średnicy 60 mm i wysokości 120 mm. Moduł sprężystości określono w przedziale naprężeń pomiędzy $0,1 \sigma_c$ i $0,33 \sigma_c$.

Dane materiałowe siatki wzmacniającej – jej gramaturę, wytrzymałość na rozciąganie i wydłużenie przy zerwaniu – przyjęto z karty technicznej producenta (29).

2.2.2. Badanie nośności muru na ścinanie – schemat ukośnego ściskania

Badania modeli w dwóch seriach – elementów niewzmocnionych Y-NW i wzmocnionych Y-DW – prowadzono w schemacie ukośnego ściskania, zgodnie z normą ASTM E519-15 (30). Norma pozwala na określenie wytrzymałości na ścinanie [w kierunku przekątniowym] w płaszczyźnie muru poprzez zapewnienie podstawowych schematów zniszczenia, a więc poślizgu w spoinach poziomych i zarysowań ukośnych muru. Próbką jest obrócona o 45° w stosunku do kierunku murowania i umieszczona w stanowisku badawczym [w specjalnych elementach stalowych], w którym realizowane jest ściskanie modelu. Wymiary modelu wynoszą 1200×1200 mm; grubość muru wynosi 240 mm.

Interpretacja normowa sposobu wyznaczenia naprężeń w ukośnej próbie ściskania – przy braku docisku w kierunku prostym do spoin wspornych – zakłada równomierny rozkład naprężeń ścinających w obrębie modelu, a więc wartości naprężeń w środku elementu określone są równaniami [1] i [2], gdzie P oznacza siłę ściskającą, a A pole powierzchni próbki.

$$\sigma_x = \sigma_y = 0 \quad [1]$$

$$\sigma_{xy} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{P}{A} \quad [2]$$

Zgodnie z tą hipotezą środek koła Mohra znajduje się na początku osi kartezjańskiej. Główne naprężenia są identyczne: maksymalne naprężenie główne [rozciągające] σ_I jest równe zarówno głównemu naprężeniu ściskającemu σ_{II} , jak i naprężeniu ścinającemu σ_{xy} [$\sigma_I/\sigma_{II} = -1$, kąt kierunku obciążenia wynosi 45°]. A zatem wytrzymałość na ukośne rozciąganie [utożsamiane z wytrzymałością na ścinanie] jest obliczana jako:

$$\tau = f_{dt} = \sigma_I = 0,707 \frac{F_{max}}{A} \quad [3]$$

W trakcie badania, przy użyciu czujników indukcyjnych mierzone są przemieszczenia wzdłuż przekątnych muru, oznaczone jako $[\Delta X]$ i $[\Delta Y]$ – odpowiednio: przemieszczenie prostopadłe [poziome] i równoległe [pionowe] do kierunku działania siły ściskającej. Na ich podstawie wyznaczone są średnie odkształcenia ścinające muru zgodnie z wzorem [4], gdzie l_g oznacza bazę pomiarową, wynoszącą 900 mm.

$$\gamma = \frac{\Delta X + \Delta Y}{l_g} \quad [4]$$

strength test involved $40 \times 40 \times 160$ mm rectangular prism specimens. Compressive strength was tested on halves of beam-shaped specimens left after flexural testing. The point load was applied over 40×40 mm. Additionally, the initial elasticity modulus according to standard PN-EN 12390-13:2014-02 (28) was determined. The tests involved cylinder specimens 120 mm high and 60 mm in diameter. The elasticity modulus was determined for the stress range $0.1 \sigma_c$ to $0.33 \sigma_c$.

The material data for the strengthening mesh, such as weight per unit area, tensile strength, and elongation at break, were taken from the manufacturer's datasheet (29).

2.2.2. Diagonal compression tests

Two types of models, an unstrengthened series Y-US and a strengthened series Y-DS were tested under the diagonal compression scheme according to standard ASTM E519-15 (30). The standard determines in-plane [diagonal] shear strength with basic failure modes, that is bed joint sliding and diagonal cracking. The specimen was rotated 45° relative to the brickwork direction and placed on a test stand in steel loading shoes where compression testing is conducted. The model dimensions were 1200×1200 mm. It was 240 mm thick.

The per-standard interpretation of the method for determining stress in diagonal compression testing—without any loading perpendicular to bed joints—assumes an even distribution of the compression stress throughout the model. Therefore, stresses in the centre of the unit are defined as Equations [1] and [2], where P is the compressive force and A is the specimen surface area.

$$\sigma_x = \sigma_y = 0 \quad [1]$$

$$\sigma_{xy} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{P}{A} \quad [2]$$

The principal stresses are identical; the major principal [tensile] stress σ_I is equal to both the principal compressive stress σ_{II} and the shear stress σ_{xy} [$\sigma_I/\sigma_{II} = -1$, the loading angle is 45°]. Therefore, the diagonal tensile strength [equal to the shear strength] is computed as:

$$\tau = f_{dt} = \sigma_I = 0,707 \frac{F_{max}}{A} \quad [3]$$

During the test, inductive sensors measured displacement along wall diagonals: perpendicular [horizontal] and parallel [vertical] to the compressive force labelled as $[\Delta X]$ and $[\Delta Y]$, respectively. With these values, the mean shear strain for the wall according to equation [4], where l_g is the gauge length of 900 mm is determined.

$$\gamma = \frac{\Delta X + \Delta Y}{l_g} \quad [4]$$

The $\tau - \gamma$ relationship for both test series [unstrengthened and strengthened models] was determined as the parameter for identifying three levels of effectiveness:

Dla obydwu serii badawczych [modele niewzmocnione i wzmacnione] wyznaczono zależność $\tau - \gamma$, na podstawie której określono trzy poziomy skuteczności identyfikowane przez:

- poziom P1 – zarysowanie, scharakteryzowane przez naprężenia rysujące $[\tau_{cr}]$ i odkształcenia sprężyste $[\gamma_e]$;
- poziom P2 – wartości szczytowe, określone przez wytrzymałość na ścinanie $[\tau_{max}]$,
- poziom P3 – faza ciągliwa, którą charakteryzuje odkształcenie graniczne $[\gamma_u]$ przyjmowane przy nagłym spadku naprężeń.

Jako parametr odkształceniowy wyznaczono początkowy moduł ścinania muru, określający sztywność modelu w początkowej fazie pracy i współczynnik ciągliwości μ_d , uwzględniający zdolność konstrukcji do rozpraszania energii. Moduł wyznaczano jako sieczny dla przedziału w zakresie od $0,1 \tau_{max}$ do $0,4 \tau_{max}$ wg wzoru [5].

$$G = \frac{\tau_{0.4} - \tau_{0.1}}{\gamma_{0.4} - \gamma_{0.1}} \quad [5]$$

Współczynnik ciągliwości obliczano z zależności [6] jako stosunek odkształceń granicznych do sprężystych.

$$\mu_d = \frac{\gamma_u}{\gamma_e} \quad [6]$$

Dodatkowo, w jednym elemencie każdej serii zastosowano optyczny pomiar odkształceń powierzchni modelu, prowadzony przy użyciu systemu ARAMIS. Na rys. 2 pokazano model umieszczony w stanowisku badawczym, z powierzchnią przygotowaną do pomiarów optycznych.

Szybkość obciążenia modeli do pojawienia się zarysowań była stała i wynosiła $0,15 \text{ kN/s}$.

3. Wyniki badań

3.1. Badania materiałowe

Wartości odpowiednich wytrzymałości bloczków i obydwu typów zapraw zestawiono w tabelicy 1. Wartości podane w nawiasach to współczynniki zmienności [w %] obliczone dla danej właściwości przy liczbie prób równej 6. Wytrzymałość zapraw na zginanie i moduł wyznaczono tylko dla 3 próbek. Gęstość brutto bloczków w stanie suchym przyjęto z deklaracji producenta, jako $575 \pm 25 \text{ kg/m}^3$ [oznaczenie handlowe 600].

W tabelicy 2 zestawiono właściwości siatki wzmacniającej (29). Powierzchnię siatki na jednostkę długości przyjęto jako $35,27 \text{ mm}^2/\text{m}$.

3.2. Badania ukośnego ściskania

Zachowanie się niewzmocnionych elementów charakteryzuje liniowa zależność naprężenie – odkształcenie. Zniszczenie elementu nastąpiło gwałtownie i nie było wcześniej sygnalizowane. Nie obserwowano momentu zarysowania, stąd w elemencie wyróżnić można tylko jedną fazę pracy – stan niezarysowany [1], a zary-

- level 1 – cracking with cracking stresses $[\tau_{cr}]$ and elastic strains $[\gamma_e]$;
- level 2 – peak values determined by shear strength $[\tau_{max}]$,
- level 3 – the ductile phase with the ultimate strain $[\gamma_u]$ at an abrupt decrease in stress.

The strain parameter is the initial shear modulus of the wall, which describes the model's stiffness at initial loading and the ductility coefficient μ_d , which takes into account the structural ability to dissipate energy. The modulus was determined as the secant modulus for $0.1 \tau_{max}$ to $0.4 \tau_{max}$ according to the equation [5].

$$G = \frac{\tau_{0.4} - \tau_{0.1}}{\gamma_{0.4} - \gamma_{0.1}} \quad [5]$$

The ductility coefficient was calculated from [6] as the ratio of ultimate strain to elastic strain.

$$\mu_d = \frac{\gamma_u}{\gamma_e} \quad [6]$$

Moreover, one model in each series was measured with the ARAMIS optical surface strain measuring system. Fig. 2 shows the model on the test stand with the surface prepared for optical measurements.

The loading rate until surface cracking was constant at 0.15 kN/s .

3. Results

3.1. Material tests

Values of relevant strengths of the blocks and both types of mortars are summarised in Table 1. The values in parenthesis are coefficients of variation [%] calculated for each parameter of six specimens. We calculated the mortar flexural strength and modulus for three specimens only. The gross density of dry blocks was assumed to be $575 \pm 25 \text{ kg/m}^3$ as declared by the manufacturer [commercial code 600].



Rys. 2. Model przygotowany do badań na stanowisku do ukośnego ściskania

Fig. 2. Specimen prepared to testing with an optical measurement

Tablica 1 / Table 1

WŁAŚCIWOŚCI KOMPONENTÓW

PROPERTIES OF COMPONENTS

	Wytrzymałość / Strength, MPa			Moduł E modulus, GPa
	na ściskanie / ompressive	na zginanie / flexural	na rozciąganie / tensile	
bloczki / AAC blocks	4.16 [5.32]	-	0.66 [10.9]	-
zaprawa murarska / thin-joint mortar	7.31 [5.78]	2.15	-	-
zaprawa wzmacniająca / strengthening mortar	26.41 [3.79]	6.83	-	8.43

sowanie jest równoznaczne ze zniszczeniem modelu. Wartości pomierzone i wyliczone przy zniszczeniu zestawiono w tablicy 3. Obraz zniszczenia niewzmocnionego elementu pokazano na rys. 3. Element rozpadł się na kawałki wzdłuż przekątnej, to jest w płaszczyźnie głównych naprężeń ściskających.

W przypadku elementów wzmocnionych można zidentyfikować wszystkie 3 fazy pracy elementu, co zaznaczono na Rys. 4. Na wykresie widoczny jest moment zarysowania [1], po którym następuje dalszy wzrost obciążenia [mniej dynamiczny i bez liniowej zależności], aż do uzyskania pełnej nośności muru [2]. Następnie notuje się nagły spadek siły, jednak konstrukcja nie ulega zniszczeniu. W fazie tej występuje gwałtowny przyrost odkształceń – faza ciągliwa [3]. Jednakże, z uwagi na sposób obciążania modeli, wartości siły mierzone w tej fazie są niewiarygodne. W momencie nagłego spadku siły wyznaczono jedynie wartości odkształceń, traktując je jako odkształcenia graniczne. Wartości charakterystyczne dla kolejnych faz pracy elementów zestawiono w tablicy 4.

Obraz zniszczenia modelu wzmocnionego pokazano na rys. 5 – sytuacja bezpośrednio po zakończeniu badania [rys. 5a] i po zdjęciu siatki z modelu [rys. 5b]. Widoczne jest lokalne odspojenie zaprawy wzmacniającej i drobne rysy biegnące przed środek modelu. Po usunięciu siatki model nie uległ dodatkowej deformacji, ujawnił się za to wyraźnie układ rys o przebiegu przekątniowym i niewielkich rozwartościach [maksymalnie do 3 mm]. W żadnym miejscu siatka nie uległa rozerwaniu.

4. Dyskusja

Bardzo gwałtowne zniszczenie niewzmocnionych modeli i chaotyczny układ spękań nie pozwalały na jednoznaczne rozpoznanie procesu niszczenia. Zastosowanie optycznego pomiaru przemieszczeń na powierzchni modelu pozwolił na zidentyfikowanie sposobu narastania odkształceń i wskazanie miejsc newralgicznych.

Tablica 2 / Table 2

WŁAŚCIWOŚCI SIATKI SZKLANEJ [WG DANYCH PRODUCENTA]

MG-220 MESH PROPERTIES [MANUFACTURER DATA]

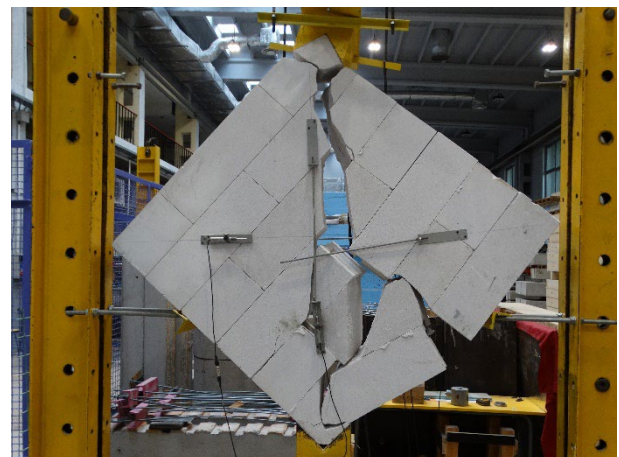
Siatka / Mesh	Gramatura Weight, g/m ²	Wytrzymałość na rozciąganie Tensile strength, kN/m	Moduł ścinania G modulus, GPa	Wydłużenie przy zniszczeniu Elongation at failure, %
M-G220	≥ 220	1079	67	1.68

Table 2 contains the parameters of the strengthening mesh (29). The assumed mesh surface area per unit length was 35.27 mm²/m.

3.2. Diagonal compression tests

The unstrengthened models are characterised by a linear stress-strain relationship. The failure was abrupt and sudden. Any surface cracking was observed, hence only one behaviour phase can be identified here: uncracked state [1]. The cracking was tantamount to model failure. The measured and computed values at failure are summarised in Table 3. The damage of an unstrengthened model is shown in Fig. 3. The model disintegrated along the diagonal, in the plane of the principal compressive stress.

Strengthened models exhibited all three behaviour phases as shown in Fig. 4. The plot shows the surface cracking moment [1] followed by an increase in loading [less dynamic and not linear] until the maximum load-bearing capacity of the wall is reached [2]. Next, the load drops rapidly, but the structure remains intact. This phase involves a rapid increase in strain—ductile phase [3]. Note that the load values measured in this phase are unreliable because



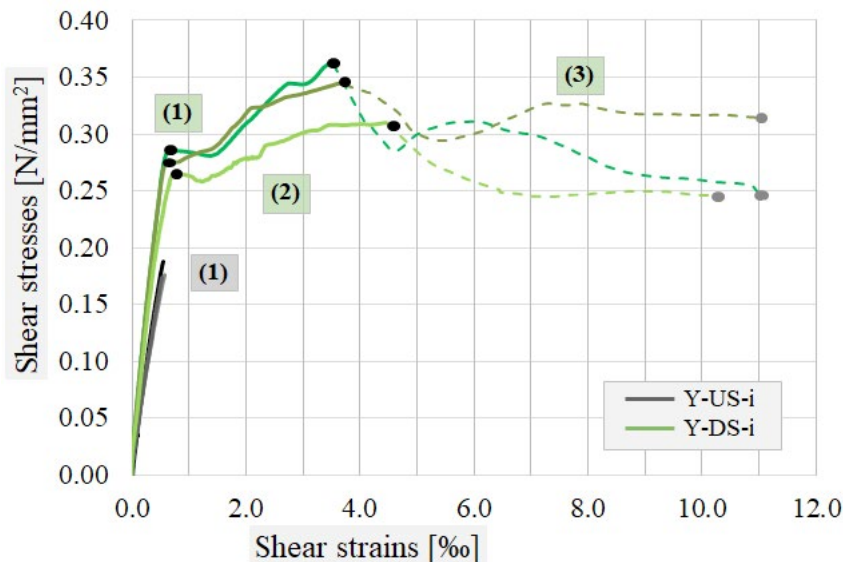
Rys. 3. Obraz zniszczenia niewzmocnionego modelu

Fig. 3. Damage of unstrengthened model

Tablica 3 / Table 3

WIELKOŚCI CHARAKTERYZUJĄCE ZNISZCZENIE NIEWZMOCNIONYCH MODELI
 QUANTITIES CHARACTERISING THE FAILURE OF UNSTRENGTHENED MODELS

Model Models	Siła / Force	Napężenie / Stress	Odształcenie / Strain	Moduł / G-modulus
	$F_{max,NW}$, kN	$\tau_{max,NW}$, MPa	$\gamma_{max,NW}$, ‰	G, MPa
Y-NW-1	76.6	0.188	0.542	389
Y-NW-2	71.9	0.176	0.578	351
Y-NW-3	71.0	0.174	0.520	340
Średnia / Mean	73.1	0.180	0.547	360



Rys. 4. Zależność napężenie – odkształcenia dla modeli niewzmocnionych i wzmocnionych

Fig. 4. Stress-strain relationship for both tested series

W początkowej fazie bloczki ABK „rozsuwały” się w niewypełnionych spoinach. Następnie notowano znaczny wzrost deformacji w spoinach wspornych, w miejscach styku z najsilniej rozsuniętymi bloczkami [rys. 6a]. W momencie przekroczenia nośności spoiny na ścinanie dochodziło do niekontrolowanego zniszczenia modelu. Konsekwencją gwałtownego charakteru zjawiska - jako zniszczenie wtórne - było uszkodzenie bloczków [rys. 6b]. A zatem, niewypełnione spoiny inicjowały i przyspieszały [przez gwałtowniejsze narastanie odkształceń w spoinach wspornych] zniszczenie muru. Na rys. 6 spoiny wsporne zaznaczono linią ciągłą, a niewypełnione spoiny linią przerywaną. Widać wyraźnie, że główna płaszczyzna wzdłuż której nastąpiło zniszczenie przebiegała w linii spoin – dominujący schemat, a następnie elementy murowe ulegały rozerwa-

Tablica 4 / Table 4

WARTOŚCI CHARAKTERYZUJĄCE ZACHOWANIE WZMOCNIONYCH MODELI
 QUANTITIES CHARACTERISING THE FAILURE OF STRENGTHENED MODELS

Model Models	Zarysowanie / Cracking [1]			Wartość szczytowa / Maximum values [2]			Faza ciągliwa Ductility [3]	Współ. ciągliwości Ductility coefficient	Moduł G-modulus
	F_{cr} , kN	T_{cr} , MPa	γ_e , ‰	F_{max} , kN	T_{max} , MPa	γ_{max} , ‰	γ_u , ‰	μ	G, MPa
Y-DW-1	116.0	0.285	0.641	147.9	0.363	3.476	11.129	17.4	536
Y-DW-2	110.8	0.272	0.571	140.7	0.346	3.692	11.087	19.4	523
Y-DW-3	108.2	0.264	0.714	127.1	0.309	4.463	10.242	14.3	456
Średnia / Mean	111.7	0.273	0.642	138.6	0.339	3.877	10.834	17.0	505

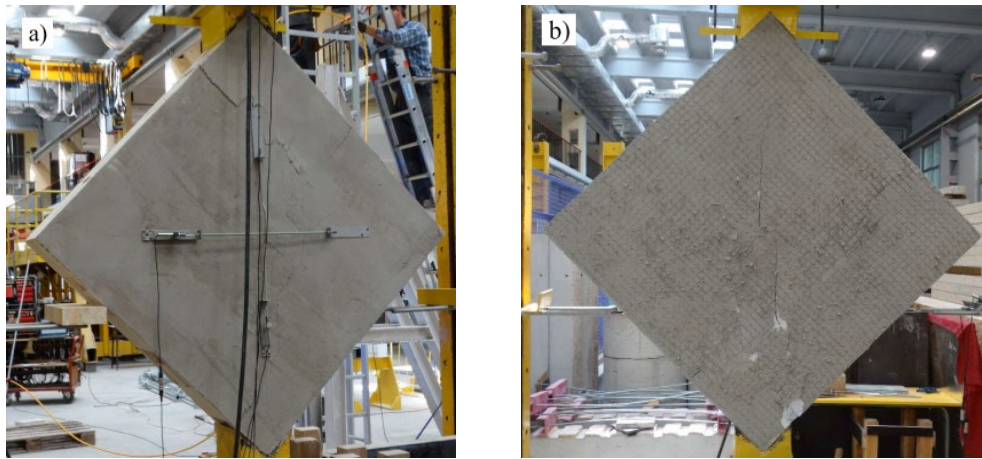
of how the model was loaded. Only strains were determined upon the abrupt decrease in load as ultimate strains. Characteristic values for consecutive behaviour phases are summarised in Table 4.

The image of a failed strengthened model is shown in Fig. 5: immediately after the test [Fig. 5a] and with the mesh removed [Fig. 5b]. Local strengthening mortar debonding and minor surface cracks in the central part of the model are visible. The model did not deform further after the mesh was removed. Instead, a clear-cut arrangement of diagonal surface cracks up to 3 mm wide was revealed. The mesh was not ruptured.

4. Discussion

Very abrupt failure of unstrengthened models and chaotic cracking prevented unambiguous identification of the failure mode. The optical measurement of strain on the model's surface identified the process of strain development and critical points.

Initially, the AAC blocks 'slid' in unfilled joints. Next, a significant increase in deformation in bed joints at interfaces with the most displaced blocks [Fig. 6a] was noticed. When the shear strength of the joint was exceeded, the model failed uncontrollably. The abrupt event resulted in a secondary failure of the blocks [Fig. 6b]. Therefore, unfilled joints initiated and accelerated wall failure [through a more rapid increase in strain in bed joints]. Bed joints are marked with a solid line and unfilled joints with a dashed line in Fig. 6. It is evident that the primary plane of failure was along the joints—which is the dominant mode—followed by the rupture of masonry units. Fig. 6a shows the outline of block failure lines in ellipses. Still, their strains are an order of magnitude lower than joint strains.



Rys. 5. Zniszczenie modelu serii Y-DW: a) sytuacja po badaniu, b) mur po usunięciu siatki

Fig. 5. Damage of Y-DS series: a) direct after testing, b) wall after removal of mesh

niu. Na rys. 6a widać zarys linii zniszczenia bloczków – obszary w elipsach – jednak odkształcenia pojawiające się w nich są o rząd wielkości niższe niż w spoinach.

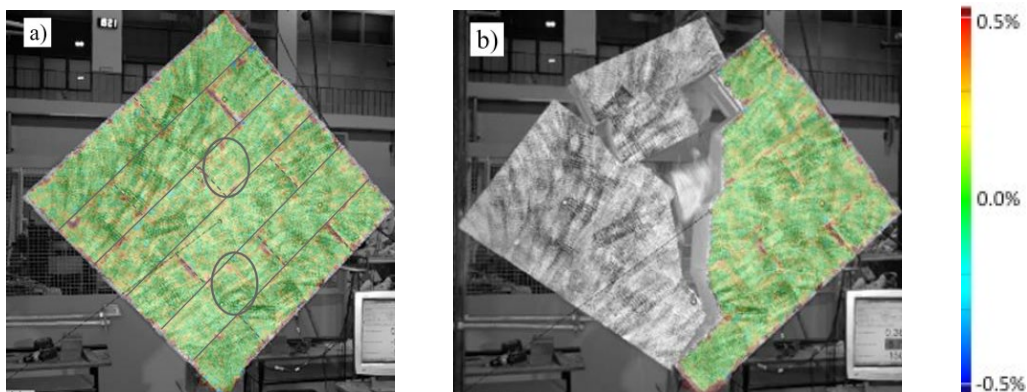
W murze wzmocnionym postępował powolny proces narastania uszkodzeń [rys. 7]. Siatka znacznie ograniczała możliwość rozsuwania się bloczków poprzecznie do niewypełnionych spoin, a zatem w spoinach wspornych nie było szybkiego narastania odkształceń. W momencie zarysowania muru bloczki uległy spękanii; na rys. 7a widoczne są miejsca rys w bloczkach. Miejsca narastania odkształceń w bloczkach zlokalizowane były na stykach z niewypełnioną spoiną [środkowy obszar modelu]. Niewypełnione spoiny były zatem wstępnym uszkodzeniem, które inicjuje dalsze niszczenie muru. Siatka nie była w stanie dostatecznie mocno rozmyć wpływu niewypełnionych spoin. Następnie widoczne jest narastanie uszkodzeń – następuje łączenie się kolejnych niewypełnionych spoin w układ ukośnych pęknięć [rys. 7b]. Siatka – jako element krępujący – nie dopuszczała do gwałtownego narastania uszkodzeń. Tuż przed zniszczeniem [rys. 7c] dochodziło do delaminacji siatki [szary obszar w środku modelu], a strefa silnych odkształceń została rozmyta na znacznej powierzchni muru.

W obydwu modelach notuje się zniszczenie typu *Diagonal cracking [ukośne zarysowanie]*, jednak w elementach niewzmocnionych rysa przebiegała głównie przez spoiny [dominująca płaszczyzna],

The strengthened wall exhibits a slow process of damage expansion [Fig. 7]. The mesh significantly restricted block sliding transversely to unfilled joints. Therefore, no rapid increase in strain was noted in bed joints. Upon surface cracking of the wall, the blocks fractured. Fig. 7a shows block surface cracks. Block strain increased at interfaces with unfilled joints [the central part of the model]. Hence, unfilled joints were the initial damage that initiated further deterioration of the wall. The mesh could not sufficiently diffuse the impact of unfilled joints. Then, the damage expands; consecutive unfilled joints are connected to form diagonal cracks [Fig. 7b]. Being a confining component, the mesh prevented any abrupt increase in deformation. The mesh delaminated right before failure [the grey area in the centre of the model in Fig. 7c], and the heavy strain zone was diffused over a significant portion of the wall.

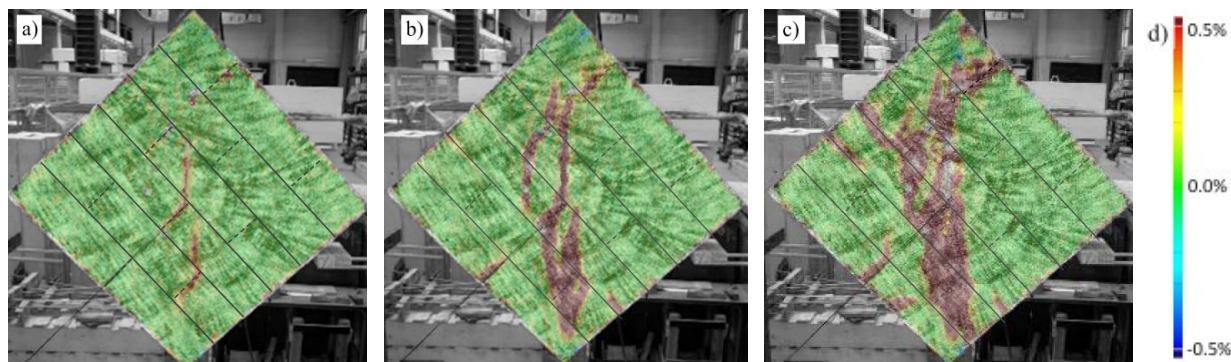
Even though both models exhibited the diagonal cracking mode of failure, the unstrengthened models had the crack mainly along joints [the dominant plane] and the strengthened models had similar cracking both along joints and through masonry units.

The cracking of the strengthened models [block rupture] occurred at much greater loads than the failure [cracking] of the unstrengthened models, which is because of the relatively significant tensile strength of the blocks [0.66 MPa]. The increase exceeded 50%. The maximum load for the strengthened series was nearly 90%



Rys. 6. Obraz deformacji muru niewzmocnionego: a) tuż przed zniszczeniem, b) w momencie niszczenia, c) skala odkształceń

Fig. 6. Deformation maps for unstrengthened wall: a) just before failure, b) moment of damage, c) strain scale



Rys. 7. Obraz deformacji muru wzmocnionego: a) zarysowanie, b) w momencie osiągnięcia pełnej nośności, c) przed zniszczeniem, d) skala odkształceń

Fig. 7. Deformation maps for strengthened wall: a) cracking, b) at maximum load-bearing capacity, c) just before damage, d) strain scale

natomiast w modelach wzmocnionych równorzędnie przez spoiny, jak i elementy murowe.

Zarysowanie modeli wzmocnionych [rozerwanie bloczków] nastąpiło przy znacznie większych siłach niż zniszczenie [zarysowanie] modeli niewzmocnionych, co wynika z relatywnie dużej wytrzymałości bloczków na rozciąganie [0,66 MPa]. Wzrost ten wynosił ponad 50%. Maksymalna siła odnotowana we wzmocnionej serii była o prawie 90% wyższa niż w modelach niewzmocnionych. Ograniczenie przez siatkę poszerzenia się powstałych pęknięć w murze spowodowało pojawienie się pożądaną, zwłaszcza na obszarach występowania cyklicznych oddziaływań, fazy ciągliwej, którą charakteryzują bardzo wysokie odkształcenia wzmocnionych elementów.

5. Analityczne szacowanie sił wynikających z udziału wzmocnienia

W analizowanym przypadku wartościami istotnymi z punktu widzenia projektowego są: siła powodująca zarysowanie i maksymalna siła przejmowana przez wzmocniony mur.

Przy obliczaniu siły rysującej, a więc opisując zachowanie się muru w stanie niezarysowanym, przyjęto dwa założenia (31):

1) wpływ siatki jest niewielki, co wynika z podobnych odkształceń ścinających jakie zmierzono w chwili pojawienia się pierwszych rys w murze niewzmocnionym [0,547‰ – tabela 3] i wzmocnionym [0,642‰ – tabela 4];

2) na styku matrycy wzmacniającej z murem nie wystąpił poślizg.

Zatem na wzrost nośności muru w momencie zarysowania wpływa przede wszystkim zbrojona włóknami matryca, której głównym parametrem jest wytrzymałość na rozciąganie $[f_{t,TRM}]$. Przekształcając wzór do wyznaczania nośności na ścinanie [3] uzyskano zależność [7], która określa siłę wynikającą z udziału matrycy wzmacniającej w nośności wzmocnionego muru:

$$F_{(1)TRM} = \frac{l}{0.707} f_{t,TRM} t_m n_w \quad [7]$$

gdzie n_w to liczba warstw zaprawy wzmacniającej, t_m to sumaryczna grubość jednej warstwy wzmocnienia, a l to szerokość muru

greater than for the unstrengthened models. The restriction of crack expansion by the mesh led to the ductile phase with very high strain in strengthened models, which is desirable, particularly in areas of repeated impact.

5. Analytical estimation of loads due to the strengthening system

Design-relevant values in this case are the cracking load and the maximum load transferred to the strengthened wall.

Two assumptions are made for the computation of the cracking load to characterise the behaviour of uncracked wall (31):

1) the influence of the mesh is not significant due to similar shear strains as those measured upon the first cracks on the uncracked wall [0.547‰ – Table 3] and strengthened wall [0.642‰ – Table 4];

2) there was no slippage at the interface of the strengthening matrix and the wall.

Therefore, the increased bearing capacity of the wall at cracking is mainly due to the matrix reinforced by fibers, $[f_{t,TRM}]$. Having transformed the shear strength equation [3], formula [7] that defines the load due to the contribution of the matrix to the bearing capacity of the strengthened wall was obtained:

$$F_{(1)TRM} = \frac{l}{0.707} f_{t,TRM} t_m n_w \quad [7]$$

where n_w is the number of strengthening mortar layers, t_m is the total thickness of a single layer of the strengthening system, and l is the wall width [equal to its height]. Following the relationship in Model Code 2010 (32), the tensile strength of the mortar is calculated according to equation [8] with the compression strength of the mortar as determined in the study [value from the Table 1].

$$f_{ctm} = 0.3(f_m)^{2/3} \quad [8]$$

The next phase of specimen behaviour [2] demonstrates the inclusion of the mesh in load transmission. Therefore, the increase in the wall's bearing capacity after cracking stems from the interaction between the mesh, mortar, and wall can be assumed. The load due to the mesh on both sides of the wall can be computed from [9] transformed according to ACI 549.4R-13 (33) point 13.2.1d.

[równa jego wysokości]. Na podstawie zależności [5.1-3a] podanej w Model Code 2010 (32) wytrzymałość na rozciąganie zaprawy wyliczono z wzoru [8], przyjmując wytrzymałość zaprawy na ściskanie bezpośrednio z badań [wartość z tablicy 1].

$$f_{ctm} = 0.3(f_m)^{2/3} \quad [8]$$

W kolejnej fazie pracy elementu [2] wyraźnie widoczne jest włączenie się siatki w przenoszenie obciążeń. A zatem, można przyjąć, że za wzrost nośności muru po jego zarysowaniu odpowiada siatka współpracująca z zaprawą i murem. Siłę wynikającą z udziału siatki zastosowanej jako dwustronne wzmocnienie wyliczyć można z zależności [9] przekształconej z wytycznych zawartych w (33) pkt. 13.2.1d.

$$F_{(2)TRM} = 2 \frac{l}{0.707} f_{fv} A_f n_i \quad [9]$$

Parametrem istotnym jest tutaj projektowana wytrzymałość wzmocnienia f_{fv} , wyliczana ze wzoru [10], gdzie E_f to moduł sprężystości siatki, ε_{fv} to jej projektowane odkształcenia rozciągające, według (33) ograniczone do 0,004 z uwagi na współpracę wzmocnienia z murem, A_f to pole siatki na jednostkę długości w [mm²/mm], a n_i to liczba siatek w jednym pakiecie [po jednej stronie].

$$f_{fv} = E_f \varepsilon_{fv} \quad [10]$$

Zaproponowano, aby przy wyznaczaniu maksymalnej siły przenoszonej przez wzmocniony element uwzględnić zarówno siły przenoszone przez warstwę zaprawy [stan do momentu zarysowania], jak i siły przenoszone przez siatki w systemie wzmacniającym, pomimo tego, iż jej odkształcenia są już wstępnie ograniczone z uwagi na współpracę siatki z zaprawą i systemu wzmacniającego z murem. W przypadku relatywnie słabego podłoża, a za takie uważane są ściany z bloczków ABK i silnych zapraw wzmacniających [zbrojonych dodatkowo włóknami] udział matrycy wzmacniającej w wzroście siły po zarysowaniu elementów wzmocnionych jest znaczący i nie można go pomijać, co nakazują wytyczne (33).

Na podstawie powyższych zależności i przyjętej propozycji obliczono wartości sił, które wynikają z udziału komponentów wzmocnienia w nośności muru.

Uzyskane różnice między wartościami obliczonymi i pomierzonymi są nieznaczne, a więc można przyjąć, że w analizowanym przypadku zaproponowany sposób postępowania daje dobrą zgodność z wynikami badań. Oczywiście, w obliczeniach przyjęto nośność niewzmocnionego elementu bezpośrednio z badań, co powoduje ograniczenie w praktycznym ich zastosowaniu.

6. Wnioski

W artykule zbadano efektywność zastosowania systemowej metody wzmacniania ścian ceglanych do wzmocnienia ściany wykonanych z bloczków ABK, to jest materiału o stosunkowo małej wytrzymałości i sztywności, wynikającej z wykonania ścian na cienkie spoiny poziome i niewypełnione spoiny pionowe. Na podstawie badań i przeprowadzonych analiz sformułowano zaprezentowane poniżej wnioski.

$$F_{(2)TRM} = 2 \frac{l}{0.707} f_{fv} A_f n_i \quad [9]$$

The design strength of the strengthening system [f_{fv}] is relevant here. It is computed from Equation [10], where E_f is the elasticity modulus of the mesh, ε_{fv} is the design tensile strain of the mesh according to (34) limited to 0.004 due to the interaction between the strengthening system and the wall, A_f is the surface area of the mesh per unit of length [mm²/mm], and n_i is the number of mesh pieces in a single package [on one surface].

$$f_{fv} = E_f \varepsilon_{fv} \quad [10]$$

It is proposed to take into consideration both loads transmitted by the mortar layer [until cracking] and loads transmitted by meshes of the strengthening system when determining the maximum load transmitted by the strengthened component even though the strain of the mortar is preliminarily limited by the interaction between the mesh and the mortar and also between the strengthening system and the wall. In the case of a relatively poor substrate—such as AAC-block walls—with strong strengthening mortars [additionally reinforced with fibre], the contribution of the strengthening matrix to the increase in the load after cracking of strengthened components is substantial and cannot be disregarded, as required in guidelines (33).

In light of the above and the proposal, the load contributions from the strengthening system components to the wall's bearing capacity are calculated.

As differences between computed and measured values are insignificant, one can assume the proposed procedure offers good conformity to research results in the case at hand. Note that the computations include the bearing capacity of the unstrengthened component directly from the laboratory tests, which is a limitation for practical applications.

6. Conclusions

The paper analysed the effectiveness of a commercial method for strengthening brick walls when applied to strengthen AAC-block walls, which have low strength and stiffness [resulting from the erecting technique - thin bed joints and unfilled head joints]. The research effort and analyses yielded the following conclusions.

1. The unfilled head joint approach results in very unfavourable behaviour of the wall under shear load. It applies to both unstrengthened and superficially strengthened models; unfilled joints initiate cracking in both cases.
2. Application of wall strengthening on both surfaces of the wall resulted in a substantial increase in the bearing capacity [around 90%], delayed cracking [about 50% increase in cracking load], and ductile behaviour after bearing capacity is achieved.
3. Unstrengthened walls exhibited cracking mostly along bed joints [immediately before failure] on segments between unfilled head joints. Upon cracking of strengthened walls, masonry units fractured starting at the interface with unfilled head joints.

Tablica 5 / Table 5

WARTOŚCI SIŁY RYSUJĄCEJ I MAKSYMALNEJ UZYSKANE W BADANIACH I OBLICZENIACH

CRACKING AND MAXIMUM FORCE VALUES OBTAINED IN TESTS AND CALCULATIONS

Siła / Force: kN		Zarysowanie / Cracking	Wartości szczytowe / Maximum values
niszcząca model NW / at failure of Y-US series	$F_{max,NW}$	73.1	73.1
uwzg. udział zaprawy / from contribution of matrix	$F_{(1),TRM}$	36.1	36.1
uwzg. udział siatki / from contribution of mesh	$F_{(2),TRM}$	-	32.1
sumaryczna siła / total	-	109.2	141.3
uzyskana w badaniach modelu DW / from testing of Y-DS series	$F_{L,DW}$	111.7	138.6
różnica względem wartości pomierzonej / difference from the measured value		-2.2%	+1.9%

- Zastosowanie technologii murowania z niewypełnionymi spoinami pionowymi powoduje bardzo niekorzystne zachowanie się muru poddanego ścinaniu. Obserwowane jest to zarówno w modelach niewzmocnionych, jak i ze wzmocnieniem powierzchniowym; w obydwu przypadkach niewypełnione rysy inicjują zniszczenie.
- Zastosowane obustronne wzmocnienie ściany skutkowało znacznym wzrostem nośności [rzędu 90%], opóźnieniem zarysowania [wzrostem siły rysującej o około 50%] i ciągłym zachowaniem po uzyskaniu nośności.
- W murach niewzmocnionych notowano rysy przechodzące przede wszystkim wzdłuż spoin wspornych [tuż przed zniszczeniem elementów], na odcinkach łączących niewypełnione spoiny pionowe. W ścianach wzmocnionych, w chwili zarysowania pękały elementy murowe, proces ten rozpoczął się na styku z niewypełnioną spoiną.
- Dostępne procedury obliczeniowe, po małych modyfikacjach, pozwalają na wiarygodne wyznaczenie siły rysującej i maksymalnej przenoszonej przez wzmocnione elementy. Wartości obliczonych sił są zgodne z wynikami badań.
- Slightly modified computation procedures from the literature can be used to reliably determine the cracking load and the maximum load transmitted by strengthened components. The calculated loads conform to the test results.

Note that the conclusions are valid for a specific test batch and are qualitative. A more in-depth quantitative analysis, particularly of the reliability of the proposed computation procedure would require additional test series, taking into account such variables as strength parameters and thickness of the wall, strength and thickness of the strengthening mortar, and parameters and number of meshes used.

Oczywiście, przedstawione powyżej wnioski odnoszą się do konkretnej serii badawczej i mają charakter jakościowy. W celu przeprowadzenia szczegółowej analizy ilościowej, zwłaszcza w zakresie wiarygodności pokazanej procedury obliczeniowej, należy wykonać dodatkowe serie badań z uwzględnieniem takich czynników zmiennych jak: właściwości mechaniczne i grubość muru, wytrzymałość i grubość zaprawy wzmacniającej oraz właściwości i liczba zastosowanych siatek.

Literatura/ References

- S. Aroni, Autoclaved Aerated Concrete - Properties, Testing and Design, Rilem Technical Committees, CRC Press, 1993.
- C. Fudge, F. Fouad, R. Klingner, Autoclaved aerated concrete, in: S. Mindess (Ed.), Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (2nd Ed.), Woodhead Publishing, 2019, 345–363. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102616-8.00015-0>.
- W. Pichór, Environmentally friendly material solutions in the technology of autoclaved aerated concrete. Cem. Wapno Beton **27** (2022) 166–177. <https://doi.org/10.32047/CWB.2022.27.3.2>.

4. A. Kwiecień, B. Zając, J. Kubica, Repair of cracked historical masonry structures by use of the Flexible Joint Method (FJM) – laboratory tests. In: *Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi, 2006.
5. D. Tinazzi, A. Nanni, *Assessment Of Technologies Of Masonry Retrofitting With FRP*, Center of Infrastructure Engineering Studies, University of Missouri-Rolla, 2000.
6. M.R. Valluzzi, D. Tinazzi, C. Modena, Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Constr. Build. Mater.* **16** (2002) 409–416. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00043-0](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00043-0).
7. T.-L. Bui, A. Si Larbi, N. Reboul, E. Ferrier, Shear behaviour of masonry walls strengthened by external bonded FRP and TRC. *Comp. Struct.* **132** (2015) 923–932. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.06.057>.
8. G. Marcari, G. Manfredi, A. Prota, M. Pecce, In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. *Compos. B* **38** (2007) 887–901. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.11.004>.
9. N. Sathiparan, K. Meguro, Shear and Flexural Bending Strength of Masonry Wall Retrofitted Using PP-Band Mesh. *Constr. J.* (2013) 11.
10. A. Borri, M. Corradi, R. Sisti, C. Buratti, E. Belloni, E. Moretti, Masonry wall panels retrofitted with thermal-insulating GFRP-reinforced jacketing. *Mater Struct.* **49** (2016) 3957–3968. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0766-4>.
11. S. Babaeidarabad, F. De Caso, A. Nanni, URM Walls Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composite Subjected to Diagonal Compression. *J. Compos. Constr.* **18** (2014) 04013045. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000441](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000441).
12. P. Cassese, C. Balestrieri, L. Fenu, D. Asprone, F. Parisi, In-plane shear behaviour of adobe masonry wallets strengthened with textile reinforced mortar. *Constr. Build. Mater.* **306** (2021) 124832. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124832>.
13. A. Kalali, M.Z. Kabir, Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests. *Eng. Struct.* **39** (2012) 24–37. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.01.018>.
14. M. Kałuża, Experimental Analysis of Surface Application of Fiber-Reinforced Polymer Composite on Shear Behavior of Masonry Walls Made of Autoclaved Concrete Blocks, *Buildings* **12** (2022) 2208. <https://doi.org/10.3390/buildings12122208>.
15. J. Kubica, I. Galman, Comparison of Two Ways of AAC Block Masonry Strengthening Using CFRP Strips - Diagonal Compression Test, *Proc. Eng.* **193** (2017) 42–49. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.184>.
16. A.S. Saad, T.A. Ahmed, A.I. Radwan, In-Plane Lateral Performance of AAC Block Walls Reinforced with CFRP Sheets, *Buildings* **12** (2022) 1680. <https://doi.org/10.3390/buildings12101680>.
17. M. Kałuża, Effectiveness of Shear Strengthening of Walls Made using AAC Blocks - Laboratory Test Results. *Arch. Civil Eng.* **66** (2020). <https://doi.org/10.24425/ACE.2020.131794>.
18. A. Gupta, G.K. Meena, V. Singhal, Strengthening of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry wallets with fabric reinforced cementitious matrix for in-plane shear and out-of-plane loads. *Structures* **51** (2023) 1869–1880. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.099>.
19. M. Kałuża, I. Galman, J. Kubica, C. Agneloni, Diagonal Tensile Strength of AAC Blocks Masonry with Thin Joints Superficially Strengthened by Reinforced Using GFRP Net Plastering. *KEM* **624** (2014) 363–370. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.624.363>.
20. M. Kałuża, The influence of FRCM system with a basalt mesh on the shear properties of AAC masonry walls, in: *Brick and Block Masonry - From Historical to Sustainable Masonry*. Taylor & Francis Group, London, England, 2020, pp. 1–10.
21. Z. Li, L. Chen, Q. Fang, W. Chen, H. Hao, Y. Zhang, Experimental and numerical study of basalt fiber reinforced polymer strip strengthened autoclaved aerated concrete masonry walls under vented gas explosions. *Eng. Struct.* **152** (2017) 901–919. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.055>.
22. Ł. Drobiec, R. Jasiński, W. Mazur, R. Jonkiel, The effect of the strengthening of AAC masonry walls using FRCM system. *Cem. Wapno Beton* **25** (2020) 376–389. <https://doi.org/10.32047/CWB.2020.25.5.4>.
23. M. Deng, W. Zhang, S. Yang, In-plane seismic behavior of autoclaved aerated concrete block masonry walls retrofitted with high ductile fiber-reinforced concrete. *Eng. Struct.* **219** (2020) 110854. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110854>.
24. H. Lyu, M. Deng, Y. Ma, S. Yang, Y. Cheng, In-plane cyclic tests on strengthening of full-scale autoclaved aerated concrete blocks infilled RC frames using highly ductile concrete (HDC). *J. Build. Eng.* **49** (2022) 104083. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.104083>.
25. PN-EN 772-1:2015 *Metody badań elementów murowych - Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie*, (2015).
26. ASTM C1583 *Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)*, (2013).
27. PN-EN 1015-11:2001 *Metody badań zapraw do murów - Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zapraw*, (2001).
28. PN-EN 12390-13:2014-02 *Badania betonu -- Część 13: Wyznaczanie siecznego modułu sprężystości przy ściskaniu*, (2014).
29. Karta techniczna produktu - MAPEGRID G220, (2020). <https://www.mapei.com/pl/pl/produkty-i-rozwiązania/lista-produktow/informacje-o-produktach/mapegrid-g-220>.
30. ASTM E519 *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, (2015).
31. T. D'Antino, F.G. Carozzi, C. Poggi, Diagonal shear behavior of historic walls strengthened with composite reinforced mortar (CRM), *Mater Struct.* **52** (2019) 114. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1414-1>.
32. fib *Model Code for Concrete Structures*, (2010).
33. American Concrete Institute, ed., *ACI 549.4R-13: Guide to design and construction of externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for repair and strengthening concrete and masonry structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 2013.