

Mury skrzepowane – cz. II: Sprawdzenie warunków ULS na ścinanie ścian modelem S-T

Ściany skrzepowane stosuje się powszechnie nie tylko na terenach objętych wpływami sejsmicznymi, ale przede wszystkim z konieczności zwiększenia odporności na zarysowania i sztywności, a także zapewnienia integralności konstrukcji, nawet w sytuacjach wyjątkowych. W pracy przedstawiono autorską propozycję algorytmu sprawdzania nośności na ścinanie jednopolewej ściany skrzepowanej przy zastosowaniu metody kratownicowej S-T. Opracowany algorytm jest kompatybilny z modelem wyznaczania sztywności oraz rozdziału obciążeń i zgodny z europejskimi normami projektowania EN 1996-1-1:2010 oraz projektu Eurokodu 6 (prEN 1996-1-1:2017).

W pierwszej połowie XX w. przez pewien czas używano wymiennie terminów „mur wypełniający” (infilled masonry) i „mur skrzepowany” (confined masonry), co wynikało z technologii wykonania. Wzmocnienie muru z wykorzystaniem szkieletu (drewnianego, betonowego) skonstruowanego przed lub po wykonaniu muru zostało zastosowane do odbudowy murów budynków na początku XX w., po serii tragicznych w skutkach trzęsień ziemi w Europie, Azji i USA [1], natomiast trudno jednoznacznie stwierdzić, kiedy rozpoczęto badania eksperymentalne tego typu konstrukcji. Z technologicznego punktu widzenia badania i analizy rozpoczęto równolegle z badaniami ścian wypełniających szkielety, które datowane są na przełom lat 40. i 50. XX w.

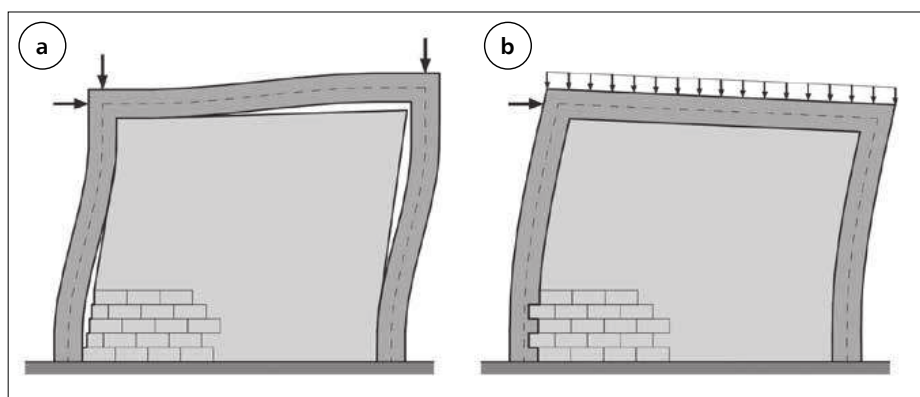
prof. dr hab. inż. Radosław Jasiński
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

dr inż. Krzysztof Grzyb
Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

W stosunku do muru wypełniającego szkielet wprowadzenie skrzepowania zmienia zasadniczo postać deformacji konstrukcji. W murze wypełniającym szkielet [2] deformujący się szkielet działa na wypełniający mur przez naroża (rys. 1a). Z kolei w murze skrzepowanym [3] deformacja konstrukcji jest zbliżona do deformacji ściany bez skrzepowania, z tym że wypadkowa sił rozciągających zostaje przejęta przez zbrojenie pionowych rdzeni (rys. 1b).

Współpraca muru z elementami krępującymi istotnie wpływa na mechanizm zarysowania i sposób zniszczenia konstrukcji [4]. W początkowej fazie obciążenia poziomego, aż do chwili zarysowania (F_{cr}), konstrukcja skrzepowanego muru pracuje w sposób sprężysty, a sztywność jest największa. Wzrost obciążenia powoduje zarysowanie wypełnienia murowego i degradację sztywności. Faza postsprężysta trwa od chwili zarysowania aż do chwili osiągnięcia maksymalnego obciążenia (F_{max}). Przy maksymalnym obciążeniu wzdłuż przekątnej muru występują: liczne rysy w obrębie naroży muru oraz dominująca rysa biegnąca wzdłuż całej przekątnej ściany. Powstają rysy wzdłuż rozciąganego, żelbetowego rdzenia oraz pod rygłem. Poziome rysy giętne mogą pojawić się również w rozciąganych i zginanych obszarach rdzenia żelbetowego. W fazie osłabienia (zniszczenia) dalszy wzrost obciążenia powoduje wyraźną degradację sztywności związaną z podziałem muru na dwie niezależnie pracujące, trójkątne tarcze i ze zniszczeniem rozciąganego naroża ramy. O granicznym obciążeniu (F_u) ściany decydują tylko siły tarcia w rysie (aggregate interlocking) oraz ząbkowania się zbrojenia w narożu rygli i rdzeni (dowel action).

Mur skrzepowany jest na tyle złożoną konstrukcją, że ma wiele cech wspólnych z tradycyjną konstrukcją murową niezbrojoną lub zbrojoną, a także z murem



Rys. 1. Porównanie deformacji ściany usztywniającej przy różnych warunkach brzegowych [2, 3]: a) ściana wypełniająca szkielet, b) ściana skrzepowana

wypełniającym szkielet. Wystarczy zauważyć, że w fazach sprężystej i postsprężystej odkształcona postać muru skrępowanego jest podobna do muru zbrojonego pionowo, z tym że wypadkowa rozciągających sił jest skupiona w rdzeniu zbrojenia, a nie przez zbrojenie pionowe w murze. Jednocześnie wyraźnie generowany jest ściskany krzyżulec biegnący zgodnie z kierunkiem przekątnej muru, a w tym wypadku mur skrępowany wykazuje podobieństwo do muru wypełniającego szkielet. Z tych powodów modele teoretyczne nośności na obciążenia poziome (ściananie) murów skrępowanych budowane są przy uwzględnieniu obserwowanego dualizmu pracy muru. W literaturze wyróżnić można następujące podejścia teoretyczne do zachowania muru skrępowanego:

- Modele empiryczne, mające charakter ilościowy, a nie jakościowy, które nie wyjaśniają zachodzących zjawisk, tylko stanowią adaptację istniejących modeli muru niezbrojonego, zbrojonego lub wypełniającego szkielet z uwzględnieniem właściwości danego typu konstrukcji skrępowanej. Modele tego typu mają ograniczoną stosowalność wyłącznie do konstrukcji, które służyły do walidacji współczynników empirycznych.
- Dyskretnie modele prętowe – metoda ram zastępczych (equivalent frame method) oraz ram o szerokich słupach (wide column frame analogy), w których dokonuje się podziału konstrukcji na prętowe, współpracujące ze sobą, elementy ramy. W tym wypadku modele zostały zaadaptowane z algorytmów opracowanych do analiz płaskich (jedna ściana usztywniająca) i analiz przestrzennych budynków o konstrukcji ścianowej [5–10].
- Modele kratownicowe S-T (strut-and-tie) stosowane są powszechnie w analizach konstrukcji żelbetowych. Umożliwiają racjonalne projektowanie dzięki idealizowaniu złożonych elementów konstrukcyjnych za pomocą odpowiednich modeli kratownic. Warunkiem koniecznym stosowania modeli S-T są plastyczne właściwości materiałów. Konstrukcja musi mieć wystarczającą cią-

gliwość, aby przejść od zachowania sprężystego do plastycznego [11].

- Metoda ścieżki obciążenia LPM (load path method) jest odmianą metody kratownicowej i służy do poszukiwania najbardziej prawdopodobnego rozwiązania zamiast rozwiązania dokładnego. Najbardziej prawdopodobnym rozwiązaniem jest ścieżka, która została powiązana z najniższą wartością całkowitej energii odkształcenia. Metoda ta została początkowo wprowadzona przez Schlaicha [12] i jest powszechnie stosowana do konstrukcji żelbetowych. Ścieżka obciążenia reprezentuje w niej linię, wzdłuż której siła lub jej składowa jest przenoszona przez konstrukcję od punktu obciążenia do jej podparcia. Ostatnie badania sugerują, że metoda LPM jest skuteczna w przewidywaniu zachowania konstrukcji i identyfikowaniu możliwych obrazów zarysowań. Jak dotychczas metoda nie została w pełni zaimplementowana do ilościowego określania ostatecznej nośności ścian murowanych [13, 14].

- Modele tarczowe opierające się na analizie stanu naprężeń stanowią rozwinięcie modeli wykorzystywanych w konstrukcjach ścianowych oraz murach wypełniających szkielety. Istotnym novum jest uwzględnienie pełnej współpracy żelbetowych elementów współpracujących z murem [15].

Niniejszy artykuł stanowi kontynuację wcześniejszych publikacji autorów [16, 17] dotyczących ścian skrępowanych. Tym razem podjęto próbę stworzenia procedury umożliwiającej sprawdzenie warunków ULS na ściananie ściany skrępowanej. Wykorzystano model S-T omówiony w pracy [18] i kryteria wytrzymałościowe stosowane w aktualnym [19] oraz projektowanym Eurokodzie 6 [20].

USTALENIA EUROKODU 6

W aktualnych przepisach [19] nie sformułowano żadnych wytycznych dotyczących sprawdzania warunków ULS murowych ścian skrępowanych, natomiast w nowszej

edycji normy [20] wprowadzono dodatkowy rozdział 8.10.3 poświęcony sprawdzeniu nośności na ścinanie i zginanie murów skrępowanych.

Obliczeniową nośność na ścinanie ściany skrępowanej można obliczyć jako sumę nośności na ścinanie ściany murowej oraz żelbetowych elementów krępujących (z pominięciem zbrojenia). Nośność niezbrojonego muru na ścinanie wyraża następująca zależność:

$$V_{Rd} = f_{vd} t d \quad (1)$$

w której:

f_{vd} – obliczeniowa wytrzymałość muru na ścinanie obliczona z uwzględnieniem średnich naprężeń ściskających w rozpatrywanym przekroju ściany,
 t – grubość ściany,
 d – efektywna długość przekroju ściany określona zgodnie z rys. 2.

Niestety, nie podano stosownej zależności służącej do obliczenia nośności na ścinanie betonowych rdzeni. Sądzić można jednak, że nośność na ścinanie niezbrojonych rdzeni można obliczać zgodnie z zaleceniami Eurokodu 2 [21] zamieszczonymi w pkt. 6.2.2 (elementy niewymagające zbrojenia na ścinanie) według następującej relacji:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (2)$$

gdzie:
 f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie betonu [N/mm²],

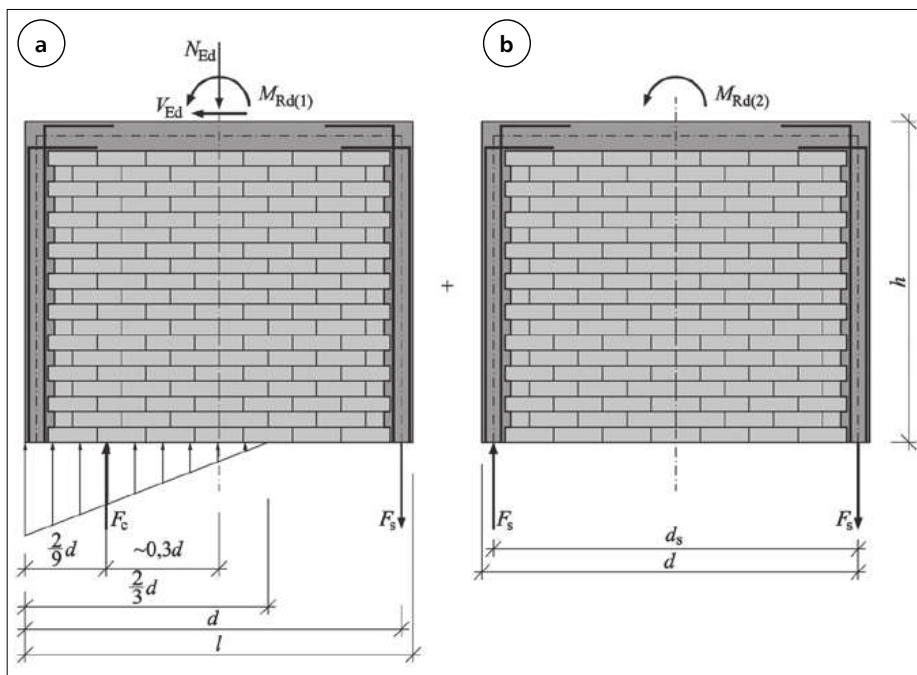
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0,$$

d – wysokość użyteczna przekroju [mm],

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02,$$

A_{sl} – pole przekroju zbrojenia rozciągającego, które sięga na odległość nie mniejszą niż $(l_{bd} + d)$ poza rozważany przekrój,
 b_w – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej przekroju [mm],

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd},$$



Rys. 2. Rozkład naprężeń i sił wewnętrznych w ścianie skrzepowanej poddanej ścinaniu [20]: a) rozkład naprężeń ściskających w murze, b) rozkład sił osiowych w rdzeniach

N_{Ed} – siła podłużna w przekroju,

A_c – pole przekroju betonu [mm^2],

$$v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}},$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c,$$

$$k_1 = 0,15.$$

Oprócz nośności na ścinanie konieczne jest sprawdzenie nośności na zginanie. Należy wykazać, że obliczeniowy moment zginający występujący w rozpatrywanym przekroju ściany M_{Ed} jest mniejszy lub równy obliczeniowej nośności na zginanie ściany M_{Rd} . Nośność

sprawdza się z uwzględnieniem łącznego oddziaływania poziomej siły wywołującej zginanie oraz pionowej siły powodującej ściskanie. Należy uwzględnić moment zginający przejmowany przez strefę ściskaną muru oraz rdzenie żelbetowe, a także moment zginający wynikający z uplastycznienia zbrojenia rdzeni. Obliczeniową nośność na zginanie wyznacza się według relacji:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} d_s \sqrt{\frac{l}{h}} + 0,3 N_{Ed} d \quad (3)$$

w której:

A_s – pole powierzchni zbrojenia podłużnego rdzeni,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego rdzeni,

d_s – odległość między środkami ciężkości zbrojenia podłużnego rdzeni określona zgodnie z rys. 2b,

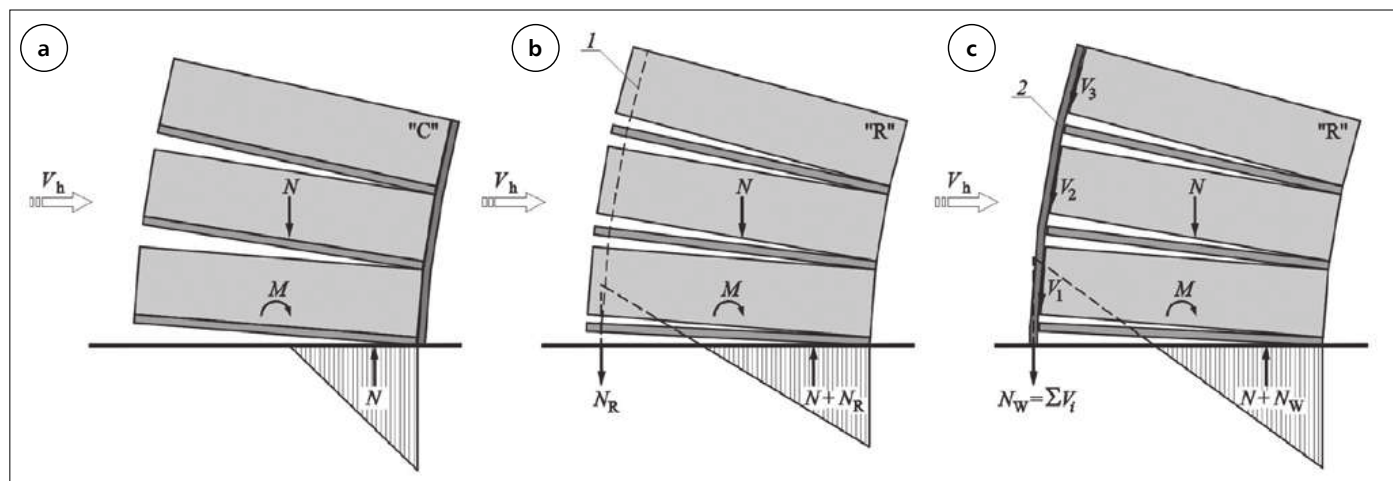
d – efektywna długość przekroju ściany określona zgodnie z rys. 2,

N_{Ed} – obliczeniowa wartość obciążenia pionowego ściany.

POLSKIE NORMY I PRZEPISY POPRZEDZAJĄCE EUROKOD 6

W zasadzie jedynymi przepisami, w których można było znaleźć informacje o ścianach skrzepowanych, była instrukcja ITB 391/2003 [22]. Przepisy zawierały w miarę spójne wytyczne odnośnie do konstruowania murów skrzepowanych [16], określanych mianem ścian (pasm) przystosowanych do przeniesienia sił rozciągających (typu „R”). Elementy wzmacniające ściany w budynkach narażonych na wstrząsy górnicze powinny przejąć wypadkowe siły rozciągające (N_R i N_W) wynikające ze zginania ściany w płaszczyźnie i współpracować przy przenoszeniu sił poprzecznych wywołanych drganiami podłoża (rys. 3).

Według [22] odległości między rdzeniami powinny wynikać z analizy obliczeniowej ściany zginanej z płaszczyzny,



Rys. 3. Ściany usztywniające o różnym stopniu zabezpieczenia przed wpływami wstrząsów górniczych [22–24]: a) ściany nieprzystosowane do przeniesienia sił rozciągających, b) ściany przystosowane do przeniesienia sił rozciągających konstrukcją krępującą, c) ściany przystosowane do przeniesienia sił rozciągających przez połączenie ze ścianą nośną; 1 – zbrojony rdzeń muru skrzepowanego, 2 – ściana nośna połączona ze ścianą usztywniającą

Rys. Radosław Jasiński

ponadto powinny być sytuowane w połączeniach ścian nośnych z usztywniającymi.

USTALENIA NORM FEMA 306 I FEMA 274

Jak przedstawiono w pracy [18], do wyznaczania sztywności i rozdziału obciążeń na ściany skrzepowane wykorzystuje się metodę S-T. Tego typu rozwiązanie dość szczegółowo scharakteryzowano w normach FEMA 306 [25] i FEMA 274 [26]. W normach przyjęto, że o nośności takiej ściany decyduje ukośny krzyżulec pokrywający się z przekątną muru o minimalnej, początkowej wytrzymałości na ścinanie nie mniejszej niż $\tau_0 \geq 0,34 \text{ N/mm}^2$.

Nośność ściskanego krzyżulca według wspomnianych norm należy określać na podstawie następujących zależności:

$$R_s = \frac{(\tau_0 + \mu \sigma_y) l_n t}{\cos \theta} \quad - \text{ ścinanie}$$

$$R_{dt} = 2\sqrt{2} h_n f_t' \cos \theta \quad - \text{rozciąganie} \quad (4)$$

$$R_{cc} = atf_{m90}' \quad - \text{poziome ściskanie}$$

gdzie:

τ_0 – początkowa wytrzymałość na ścinanie muru,

μ – współczynnik tarcia zaprawy w spoinie wspornej,

f_t' – wytrzymałość na rozciąganie muru,

f_{m90}' – wytrzymałość na ściskanie w kierunku równoległym do płaszczyzny spoiny wspornej,

l_n – długość murowego wypełnienia,

t – grubość murowego wypełnienia.

ALGORYTM OKREŚLANIA SZTYWNOŚCI METODĄ S-T

Model kratownicowy służący do sprawdzania warunków ULS ściany skrzepowanej jest podobny do modelu prętowego stosowanego w ścianach murowych stanowiących wypełnienie szkieletu. Istotna różnica polega na pełnej współpracy muru z elementami krępującymi. Dodatkowo w zastępczej kratownicy (model S-T) oprócz ściskanego krzyżulca reprezentującego mur uwzględnia się rozciągany, pionowy pręt reprezentujący żelbetowy element krępujący.

Zespolenie muru z elementami żelbetowymi powoduje, że szerokość ściskanego krzyżulca jest wyraźnie mniejsza (o ok. 50%) niż w murze wypełniającym szkielet. Drugą istotną różnicą w stosunku do murów wypełniających szkielet jest to, że w miejsce ramy reprezentującej szkielet wprowadza się klasyczną kratownicę (model S-T). Wyznaczanie nośności jednopolowej ściany skrzepowanej polega na zastąpieniu konstrukcji składającej się z pionowych rdzeni i muru kratownicą z pionowego rdzenia (pręt T) oraz ukośnego krzyżulca (pręt S) połączonych przegubowo. Szczegóły budowy zastępczej kratownicy przedstawiono w pracy [18].

W wypadku skrzepowanych ścian smukłych ($h_{col}/l_{bel} > 1,0$) kąt pochylenia ściskanego krzyżulca odpowiada pochyleniu przekątnej ściany murowej. W celu ujednolicenia metody wyznaczania sztywności oraz rozdziału obciążeń [18] przyjąć można, że geometria zastępczej kratownicy pokrywa się z teoretycznymi osiami rdzeni i rygli. W związku z tym pochylenie krzyżulca jest nieco większe, a więc osiowe siły w krzyżulcu są mniejsze. W wypadku sprawdzenia warunków ULS na ścinanie bezpieczniejsze rezultaty daje zmniejszenie ściskających naprężeń w krzyżulcach.

Jeśli chodzi o ściany krępe ($h_{col}/l_{bel} \leq 1,0$), ściskany krzyżulec nie biegnie między narożami murowego wypełnienia, ale kształtuje się w odległości l_t od strony dolnego naroża. Według pracy [27] przy łącznym działaniu obciążeń poziomych i pionowych (ze stropów) pochylenie krzyżulca jest równe:

$$\theta = 81,47 \theta_0^{-(5,87\mu + 0,42)} \quad (5)$$

$$\text{gdzie } h_{col}/l_{bel} \leq 1, \mu < 2$$

gdzie:

θ_0 – kąt pochylenia przekątnej ściany wyrażony w radianach,

$\mu = \frac{V_{Ed}}{g_d l_{bel} + q_d l_{bel}}$ – stosunek poziomego obciążenia i sumarycznego obciążenia pionowego ściany.

Wartość przesunięcia l_t dolnego węzła krzyżulca względem naroża ściany określa następująca zależność:

$$l_t = -(7,74\mu + 1,48)(h_{col}/l_{bel}) + 2,59\mu + 2,81 \quad (6)$$

$$\text{gdzie } h_{col}/l_{bel} \leq 1$$

W wypadku ścian krępych w większości norm projektowania przyjmuje się, że krzyżulec pokrywa się z przekątną ściany, a zaproponowaną metodę, przedstawioną w pracy [9], można stosować pod warunkiem, że uzyska się korzystne wyniki.

Ukształtowanie się w konstrukcji zastępczej kratownicy odpowiada osiągnięciu stanu granicznego nośności. W związku z tym sprawdzenie nośności modelu S-T składającego się z ukośnego krzyżulca murowego i pionowego rdzenia żelbetowego powinno być zgodne z metodą nośności granicznej. Należy rozwiązać taki schemat statyczny kratownicy, w którym na skutek osiągnięcia formalnych warunków ULS w prętach ustrój traci geometryczną niezmienną [28]. W wypadku jednokrzyżulcowej kratownicy reprezentującej mur skrzepowany przyjmuje się następujące dwa możliwe scenariusze:

1. schemat 1 – nośność na ścinanie ze ścisaniem osiągnięta zostanie w ukośnym krzyżulcu, a w żelbetowym rdzeniu spełniony zostanie warunek ULS na rozciąganie; maksymalne obciążenie kratownicy wynosi $^1V_{Rd}$;

2. schemat 2 – w żelbetowym rdzeniu osiągnięty zostanie stan graniczny na rozciąganie, a w ukośnym murowym krzyżulcu spełnione zostaną warunki ULS ze względu na ściskanie ze ścinaniem; maksymalne obciążenie kratownicy wynosi $^2V_{Rd}$.

Za nośność kratownicy V_{Rd} należy przyjąć minimum z uzyskanych sił $^1V_{Rd}$ (schemat 1) i $^2V_{Rd}$ (schemat 2). Nieliniowe rozwiązanie powoduje, że nie obowiązuje zasada superpozycji, dlatego każdorazowo należy rozważyć łączne działanie obciążeń pionowych

wynikających z ciężaru własnego i pionowych obciążeń eksploatacyjnych.

Nośność ściskanego krzyżulca murowego

Nośność na ścinanie ściskanego krzyżulca zgodnie z kryteriami Eurokodu 6 [19, 20] należy obliczać przy założeniu minimalnych naprężeń normalnych, występujących w płaszczyźnie spoin wspornych (z pominięciem zmiennych obciążeń q_d), według zależności:

$$S_{V_{Rd}} = \min \begin{cases} V_{Rd2} = \frac{f_{vk0} + \mu_f \sigma_d}{\gamma_M} t a_h \\ V_{Rd2, \max} = \frac{f_{vlt} t a_h}{\gamma_M} \end{cases} \quad (7)$$

gdzie:

t – grubość muru,

$\sigma_d = \frac{g_d}{t}$ – minimalne obliczeniowe naprężenie w murowym wypełnieniu wywołane obciążeniami stałymi,

$a_h = \frac{a}{\sin \theta_i}$ – poziomy przekrój ściskanego krzyżulca,

$\theta_i = \theta_0$ lub θ – kąt pochylenia ściskanego krzyżulca.

$$a = 0,175d \left(h_{col} \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_{col} J_{col} h_m}} \right)^{-0,4}$$

a – szerokość ściskanego krzyżulca;
 h_{col} , E_{col} , I_{col} – wysokość, moduł sprężystości i moment bezwładności pionowych rdzeni;
 E_m – moduł sprężystości muru;
 h_m – wysokość murowego wypełnienia,

$d = \sqrt{h_m^2 + l_m^2}$ – długość krzyżulca,

l_m – długość murowego wypełnienia.

Nośność na ścinanie krzyżulca wyznacza się, przyjmując, że w płaszczyźnie spoin wspornych normalne naprężenia osiągną obliczeniową wytrzymałość na ścinanie muru (rys. 4):

$$\begin{aligned} \sum Y = 0 &\rightarrow S_{N_{Rd}} \sin \theta_i - f_d t a_h = \\ &= 0 \rightarrow S_{N_{Rd}} = \frac{f_d t a_h}{\sin \theta_i} = \frac{f_d t a}{\sin^2 \theta_i} \end{aligned} \quad (8)$$

Nośność na rozciąganie żelbetowego rdzenia

Nośność na rozciąganie żelbetowego rdzenia oblicza się z pominięciem współpracy betonu z następującej zależności (por. pkt 6.5.3 Eurokodu 2 [21]):

$$T_{N_{Rd}} = (A_{S1} + A_{S2}) f_{yd} \quad (9)$$

gdzie:

A_{S1} , A_{S2} – pole powierzchni przykrawędziowego zbrojenia rdzenia (rys. 4),

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności stali.

Znając nośności prętów kratownicy, można wyznaczyć graniczne nośności poszczególnych schematów:

• schemat 1 – nośność kratownicy zde-terminowana jest przez nośność murowego krzyżulca (ścianę, pozioma składowa nośności na ścinanie ukośnego krzyżulca):

$$\begin{aligned} V_{Ed} \leq V_{Rd} &= \min(S_{V_{Rd}}; S_{N_{Rd}} \cos \theta) = \\ &= \min \left(S_{V_{Rd}}; \frac{f_d t a \cos \theta}{\sin^2 \theta} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

• schemat 2 – o nośności decyduje nośność na rozciąganie żelbetowego ściągę; poszukiwaną poziomą siłę wyznacza się z warunku równowagi sił:

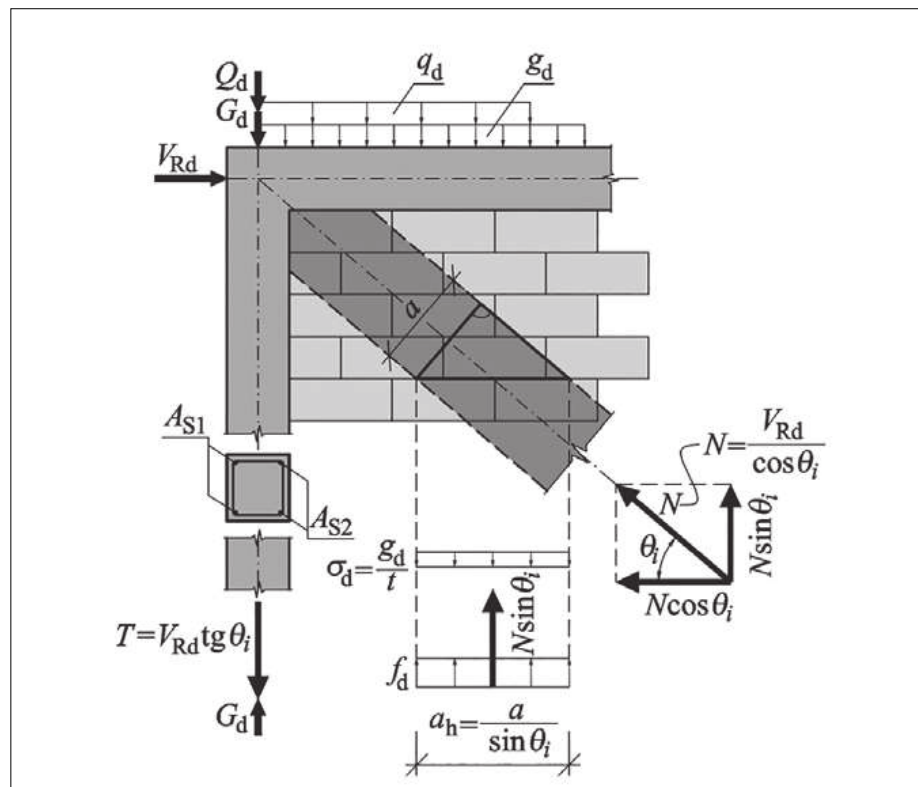
$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\rightarrow T_{N_{Rd}} + \\ &+ (G_d + Q_d) - V_{Rd} \tan \theta_i = 0 \\ V_{Ed} \leq V_{Rd} &= \frac{G_d + T_{N_{Rd}}}{\tan \theta} = \\ &= \frac{G_d + (A_{S1} + A_{S2}) f_{yd}}{\tan \theta} \end{aligned} \quad (11)$$

Minimalną siłę poprzeczną uzyskuje się po przyjęciu oddziaływania na żelbetowy rdzeń wyłącznie obciążeń stałych G_d .

Ostatecznie nośność kratownicy ściany skrupowanej wyznacza się jako minimum ze schematu 1 i schematu 2 z zależności:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_{Rd}^1; V_{Rd}^2) \quad (12)$$

Żeby warunki ULS zostały spełnione, obliczeniową nośność ściany skrupowanej wyznaczoną z warunku (12) należy porównać z obliczeniową siłą poprzeczną wyznaczoną według procedury przedstawionej w pracy [18].



Rys. 4. Siły osiowe w prętach zastępczej kratownicy modelu

PODSUMOWANIE

Interakcja żelbetowych elementów krępujących (rdzeni i rygli) powoduje, że ściana skrzepowana pod względem statycznym przypomina zbrojoną pionowo ścianę murową oraz ścianę murową wypełniającą szkielet. W jednym i drugim przypadku konstrukcja wykazuje właściwości plastyczne, a więc w pełni adekwatnym modelem analizy jest kratownicowy model S-T. W pracy przedstawiono kratownicową metodę (S-T), pozwalającą na sprawdzenie warunków ULS muru skrzepowanego od oddziaływań określonych zgodnie z adekwatną metodą opisaną w pracy [18]. Na przykładzie jednopolowej ściany skrzepowanej zbudowano model S-T, w którym rozciągany rdzeń zastąpiono prętem T, a ściskany murowy krzyżulec – prętem S. Ze względu na możliwość wystąpienia różnych mechanizmów zniszczenia w stanie granicznym rozważono dwa możliwe scenariusze utraty nośności. Jeden ze schematów zakłada, że nośność na ścinanie ze ściskaniem osiągnięta zostanie w ukośnym krzyżulcu, a w żelbetowym rdzeniu spełniony zostanie warunek ULS na rozciąganie. Natomiast drugi mechanizm wynika z osiągnięcia w żelbetowym rdzeniu stanu granicznego na rozciąganie przy spełnieniu warunków ULS na ścinanie ze ściskaniem w murowym krzyżulcu. Poszukiwaną nośnością V_{Rd} modelu S-T jest minimalna siła pozioma uzyskana z rozwiązania obydwu schematów zniszczenia kratownicy. Warunki nośności ULS na ścinanie zostały opracowane w zgodzie z zasadami podanymi w Eurokodzie 6 [19, 20] oraz Eurokodzie 2 [21]. Metoda może nastroić sporo problemów w przypadku występowania otworów w murze wypełniającym. Można w tej sytuacji budować zastępcze kratownice, jak podano w pracy [18], lub postępować w uproszczony sposób z redukcją przekroju krzyżulca [15]. Oprócz zaproponowanej metody postępowania do analiz ścian skrzepowanych stosować można model tarczowy, którego budowa

jest o wiele bardziej skomplikowana, ale pozwala uwzględnić obecność otworów i możliwość wczesnego zarysowania muru [15]. ■

Literatura

1. N. Avramidou, *Dynamic behavior of brick structural elements infilled to strengthen R.C. structures*, 5th International Brick Masonry Conference, 1979, Waszyngton, USA, s. 294–301.
2. R. Jasiński, I. Galman, *Zagadnienia projektowe, konstrukcyjne i badawcze zginanych i ścinanych murowych ścian wypełniających szkielet*, XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 2019 r., materiały konferencyjne, tom II, s. 1–150.
3. T. Janaraj, *Studies on the in-plane shear response of confined masonry shear walls*, PhD Thesis, Queensland University of Technology, Australia 2014.
4. L.E. Flores, S.M. Alcocer, *Calculated response of confined masonry structures*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Meksyk, 1996, Paper nr 1830 (CD-ROM).
5. C.F. Candy, *Analysis of shear-wall frames by computer*, „New Zealand Engineering”, vol. 19, nr 19, Wellington, Nowa Zelandia 1964, s. 342–347.
6. R.W. Clough, I.P. King, E.L. Wilson, *Structural analysis of multistorey buildings*, „Journal of Structural Division”, ASCE, vol. 90, 1964.
7. I.A. MacLeod, *Structural analysis of wall systems*, „The Structural Engineer”, 1977, s. 487–495.
8. I.A. MacLeod, H.M. Hosny, *Frame analysis of shear wall cores*, „Journal of Structural Division”, ASCE, vol. 103, nr 10, 1977, s. 2037–2045.
9. I.A. MacLeod, *General frame element for shear wall analysis*, Proceedings Institut of Civil Engineers, part 2, vol. 61, 1976, s. 785–790.
10. I.A. MacLeod, *Lateral stiffness analysis of shear walls with openings*, Proceedings Symposium of Tall Buildings, Londyn, Anglia, Pergamon Press, 1967, s. 223–252.
11. J.K. Wight, *Use of strut and tie modeling within the ACI Building Code*, Structures Congress, Waszyngton, USA, 2001, [https://doi.org/10.1061/40558\(2001\)140](https://doi.org/10.1061/40558(2001)140).
12. J. Schlaich, K. Schafer, M. Jennewein, *Toward a consistent design of structural concrete*, „PCI Journal”, vol. 32, nr 3, 1987, s. 74–150, <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>.
13. F. Palmisano, A. Elia, *Shape optimization of strut-and-tie models in masonry buildings subjected to landslide-induced settlements*, „Engineering Structures”, vol. 84, 2015, s. 223–232, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.030>.
14. F. Palmisano, A. Vitone, G. Alicino, *Nonlinear analysis of R.C. discontinuity regions by using the Bi-directional evolutionary structural optimization method*, Proceedings of OPT-i, 1st International Conference on Engineering and Applied Sciences Optimization, 2014, s. 749–758.
15. R. Jasiński, *Murowe ściany usztywniające. Tom II. Nośność, metody, algorytmy i przykłady obliczeń*, Politechnika Śląska, 2023.
16. R. Jasiński, K. Grzyb, *Mury skrzepowane – ustalenia ogólne i normowe – cz. I*, „Inżynier Budownictwa” nr 11/2021, s. 72–75.
17. R. Jasiński, K. Grzyb, *Mury skrzepowane – ustalenia ogólne i normowe – cz. II*, „Inżynier Budownictwa” nr 1/2022, s. 76–81.
18. R. Jasiński, K. Grzyb, *Mury skrzepowane, cz. I: Obliczanie sztywności ścian metodą kratownicową*, „Inżynier Budownictwa” nr 3/2025, s. 32–37.
19. EN-1996-1-1:2010 Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
20. prEN-1996-1-1:2017 Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (draft).
21. PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
22. *Instrukcja nr 391/2003, Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2003.
23. *Instrukcja nr 325/1993, Projektowanie budynków mieszkalnych i użyteczności publicznej podlegających wpływom wstrząsów górniczych*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1993.
24. A. Cholewicki, *Konstrukcje zespolone z prefabrykatów*, monografia, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2001.
25. FEMA 306, *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Basic procedures manual*, Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Waszyngton 1998.
26. FEMA 274, *Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, NEHRP Commentary, Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Waszyngton 1999.
27. S. Brzev, *Earthquake-resistant confined masonry construction*, Indian Institute of Technology Kanpur, National Information Center of Earthquake Engineering, Delhi 2008.
28. S. Brzev, J.J. Perez-Gavilan, *Application of strut-and-tie model for seismic design of confined masonry shear walls*, Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges, Modena, da Porto & Valluzzi, 2016, Londyn, Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova 2016, s. 2257–2263, <https://doi.org/10.1201/b21889-296>.