

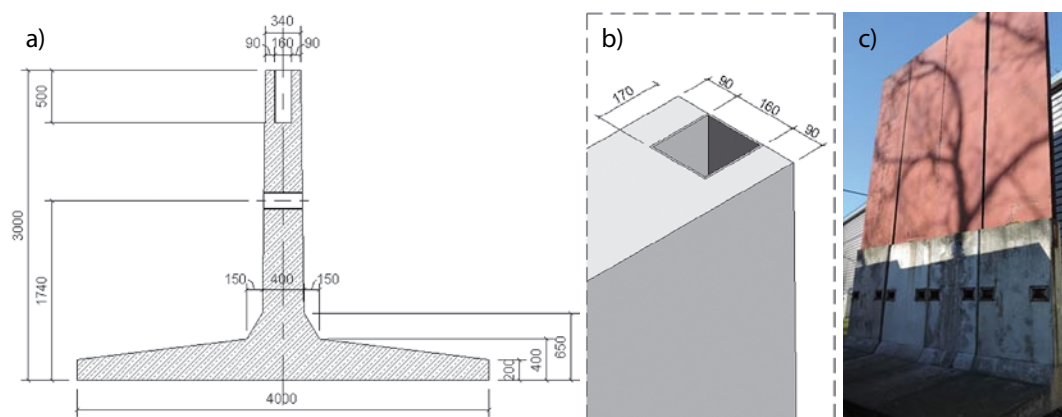
Uszkodzenie i wzmocnienie prefabrykowanych przestawnych ścian oporowych w magazynie materiałów sypkich

prof. dr hab. inż. Mieczysław Kamiński, Expertus Biuro Rzeczoznawstwa Budowlanego, dr inż. Michał Drzazga, dr inż. Maciej Kaźmierowski, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, mgr inż. Marek Drzazga, KONSTRUKTOR group Sp. z o.o

1. Wprowadzenie

Jedną z możliwych funkcji ścian oporowych jest zabezpieczenie przed przemieszczaniem składowiska materiałów sypkich (np. składowanie śruty sojowej w magazynie). Tego typu konstrukcje często są wykonywane jako prefabrykowane, żelbetowe, płytowe ściany, zwykle do wysokości około 4 m, wyjątkowo do 6 m [1]. Niekiedy w zakładach przechowujących materiał sypki (uwarunkowania technologiczne) – zachodzi potrzeba, aby prefabrykowane ściany oporowe można było przetransportować i ułożyć w innym miejscu na obiekcie (przestawne sekcje). Wówczas istotne jest, aby ściany charakteryzowały się możliwie niewielkim ciężarem. W tym celu smukłe ściany oporowe mogą być wykonane z dwóch części: dolnej – żelbetowej; górnej – stalowej (np. płyty z blach przymocowanych do żeber osadzonych w gniazdach ściany żelbetowej). W tego typu rozwiązaniu skutek na przykład przekroczenia dopuszczalnej wysokości składowanego materiału bądź też błędów projektowych może dojść do uszkodzenia lub zniszczenia ściany oporowej w strefie połączenia. Dla ścian oporowych wymagane jest sprawdzenie m.in. stanu granicznej nośności elementu konstrukcyjnego (np. połączenia) [N1]. W niniejszym artykule opisano studium przypadku uszkodzenia połączenia prefabrykowanej, żelbetowej, przestawnej ściany oporowej z częścią stalową. Wykonano obliczenia numeryczne MES wybranych elementów konstrukcyjnych ściany w stanie uszkodzonym

Rys. 1. Ściana oporowa (stan nieuszkodzony):
a) geometria części żelbetowej ściany,
b) widok gniazda (przed wprowadzeniem żeber),
c) widok ogólny



oraz po wykonaniu wzmocnienia, a także omówiono najważniejsze elementy projektu wzmocnienia.

2. Opis konstrukcji

Magazyn do składowania śruty rzepakowej o wymiarach 165x49x30 m (dł. x szer. x wys.) został podzielony na trzy części za pomocą przestawnych, prefabrykowanych ścian oporowych. Ściany wykonano w dolnej części jako żelbetowe, w górnej – z konstrukcji stalowej (rys. 1c). Segment ściany o wymiarach: szerokość podstawy żelbetowej 4,00 m; wysokość części żelbetowej 3,00 m, szerokość pojedynczej grodzi 1,5 m (segmenty ustawione jeden przy drugim, nie łączone ze sobą). Połączenie ściany i symetrycznej stopy fundamentowej wzmocniono za pomocą skosów (rys. 1a). W środkowej części ściany umiejscowione poziome otwory, umożliwiające przestawianie segmentów. W koronie ściany żelbetowej wykonano gniazda o głębokości 50 cm (rys. 1a i b), służące do zakotwienia stalowej płyty (górny fragment ściany oporowej). Część żelbetową ściany o zmiennej grubości (34–40 cm) wykonano z betonu klasy B30, gatunku stali 18G2-b (rys. 1c). Stalową część ściany, w strefie zakotwienia stanowią płyty z żebrami podłużnymi z kształtowników HEA 160, które zakotwiono w gniazdach części żelbetowej (rys. 1c). Środkowa i dolna część stalowej ścianki – stężona.



Rys. 2. Pęknięcia naroży ścian żelbetowych: a–b) wybrane sekcje, c) fragment widoku ogólnego sekcji nr 4 i 5

Zewnętrzna osłona ściany wykonana z blach o wysokości 6,0 m, grubości 2 mm, przyspawana obwodowo do żeber.

3. Opis i przyczyny uszkodzeń

W wyniku przeprowadzonych oględzin zaobserwowano wykruszenia oraz pęknięcia (>1 mm [2]) w narożach korony części żelbetowej sekcji ściany oporowej (rys. 2a–b – wybrane uszkodzenia). Występują one w wielu sekcjach. Fragment inwentaryzowanej ściany (dwie sekcje), z zaznaczonymi pęknięciami (kolor czerwony) pokazano na rysunku 2c. W zależności od rozpatrywanej sekcji długość pęknięcia wynosi od 20 do 45 cm (pęknięcia występują w pasie korony ściany o szerokości odpowiadającej głębokości gniazda). Uszkodzenia powstały najprawdopodobniej w wyniku błędów projektowych. Wysokość składowania materiału na poziomie bliskim maksymalnemu (9 m) spowodowało wzrost parcia czynnego, a dalej momentów zginających ściany. W rezultacie, w strefie połączenia – zakotwienie skrajnych żeber w koronie ściany żelbetowej – doszło do przekroczenia stanu granicznego. Pęknięciom sprzyja ukształtowanie zewnętrznych gniazd, które od strony czołowej ściany oporowej nie są zabezpieczone (brak warstwy żelbetowej – rysunek 1b). Występujące poziome zbrojenie gniazd nie jest dostatecznie dobrze zakotwione, zaś ścianki gniazd (grubości 9 cm) mają większą podatność giętną. Przeprowadzone badania sklerometryczne wykazały wytrzymałość betonu na ściskanie odpowiadającą klasie B30.

4. Charakterystyka wzmocnienia

W celu dokładniejszej oceny stanu technicznego ściany oporowej wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, które wykazały przekroczenie SGN na zginanie części żelbetowej

ściany dla poziomu zasypu 9 m (pierwotnie projektowany poziom) oraz przyjętych parametrów składowanego materiału (ciężar objętościowy $\gamma = 7,0$ kN/m³, kąt stoku naturalnego $\varphi = 25^\circ$). Ze względu na spełnienie wymagań SGN na zginanie oraz przyjęte ustalenia z inwestorem zdecydowano ograniczyć maksymalny poziom składowania do 6,5 m. Jednak SGN na zginanie połączenia w skrajnych gniazdach nadal był przekroczony, stąd przyjęto zasadę, że zaproponowane wzmocnienie będzie prowadziło do zmniejszenia reakcji momentowych żeber w gniazdach oraz zwiększenia skrępowania korony żelbetowej ściany.

Zaprojektowano stalową konstrukcję wzmocniającą (rys. 3), której zasadniczymi elementami są stalowe profile rurowe RP160x80x8, umieszczone po obydwu stronach ściany oporowej (zmniejszenie wyężenia ścianki żelbetowej w gniazdach) oraz stalowe ceowniki C240, przymocowane za pomocą łączników śrubowych do ściany żelbetowej (wzmocnienie obustronne korony ściany żelbetowej w strefie uszkodzeń).

Profile RP mocowane do ściany stalowej w odległości 950 mm od korony ściany żelbetowej. Górne końce profili wzmocnione blachą stalową 12x160x200, połączone z blachą ścianki w miejscach występowania profili HEA 160 za pomocą blachy dociskowej 12x160x200 oraz łączników M16. W dolnej części profile RP spawane do ceowników C240. Ceowniki C240 wzmocnione żebrami (BL 8x65x219), ułożone na kleju duromerowym (uzyskanie równej powierzchni docisku), połączone między sobą łącznikiem M16. Projektowane ceowniki umieszczone z przesunięciem połowy szerokości sekcji ściany oporowej (wzdłuż ściany), tak aby jedna para profili zabezpieczała dwa sąsiednie gniazda zewnętrzne, sąsiadujących ze sobą sekcji ścian. Do projektowanych ceowników są spawane ceowniki C160, łączone do ściany żelbetowej za pomocą łączników M16. Wykonanie konstrukcji wzmocniającej zostało poprzedzone iniekcją wysokociśnieniową rys i pęknięć z niskolepkiej żywicy duromerowej na bazie epoksydu.

Do wykonania projektu wzmocnienia gniazd ściany oporowej wykorzystano rozwiązania technologii BIM, polegające na sporządzeniu modelu 3D wraz z dokumentacją w programie Autodesk Revit. Rezultaty prac przedstawiono na rysunku 3.

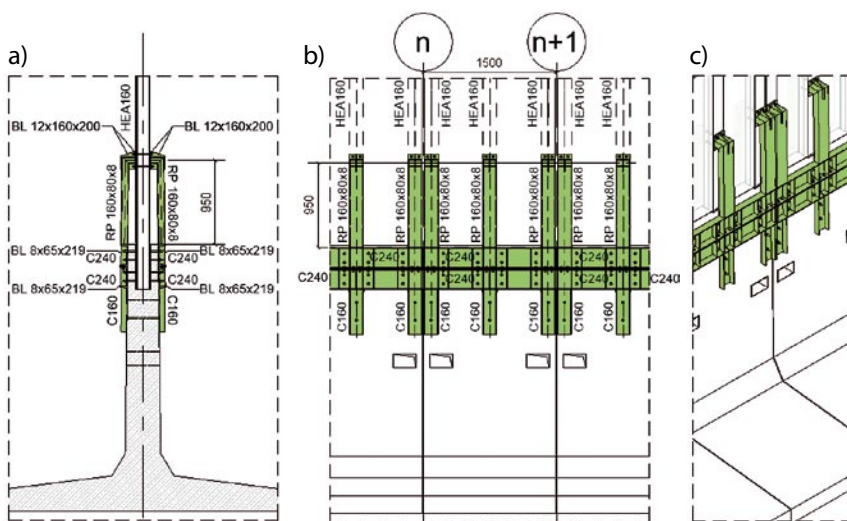
5. Analiza konstrukcji w stanie istniejącym oraz po wykonaniu wzmocnienia

W celu oceny efektywności wzmocnienia ściany oporowej wykonano obliczenia numeryczne metodą elementów skończonych (MES), za pomocą programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional w oparciu o wydzielony przestrzenny powłokowo-prętowy model konstrukcji (analizowano

Rys. 3. Projekt wzmocnienia ściany oporowej (na zielono zaznaczono konstrukcję wzmacniającą): a) przekrój, b) widok podłużny, c) widok aksonometryczny

stan konstrukcji przed wzmocnieniem i po nim). Dokonano dyskretyzacji elementów powłokowych na elementy skończone o wymiarze 20 mm. Parametry geometryczne modelu MES importowano z modelu geometrycznego wykonanego w programie Autodesk Revit (rys. 4 i 3).

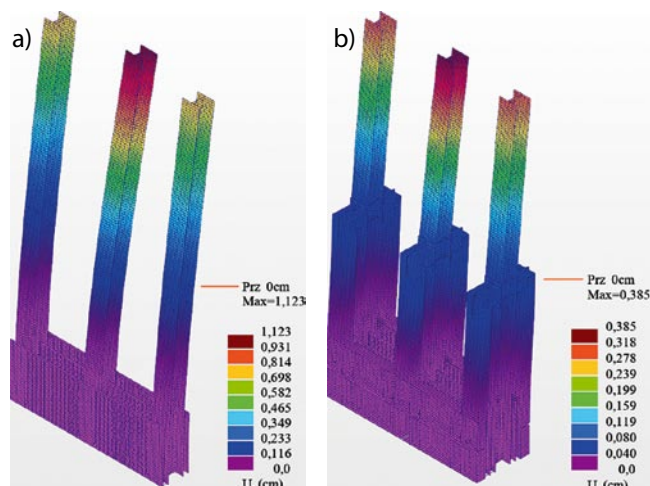
W analizach obliczeniowych przyjęto: obliczeniowe wartości obciążenia według [N2], brak tarcia materiału sypkiego o ścianę oporową; zabezpieczenie stalowych elementów przed utratą stateczności; wyznaczenie sił wewnętrznych na podstawie teorii I rzędu; przekazanie obciążenia na dwuteowniki HEA 160 za pomocą okładziny; zamodelowanie panelami o odpowiedniej grubości półek i średników profili stalowych; wypełnienie gniazd mocujących profile stalowe za pomocą opcji połączeń sztywnych, zapewniających zgodność przemieszczeń UX, UY, UZ; wykonanie części żelbetowej ściany z panelu środkowego o grubości 16 cm (grubości ściany w świetle gniazd rys. 1b) oraz paneli zewnętrznych o grubości 9 cm (połączenie paneli ściany zdefiniowano przy użyciu połączeń sztywnych, zapewniających zgodność przemieszczeń odpowiednich węzłów w obszarze paneli); liniowe podparcie modelu; podparcie paneli żelbetowych części zewnętrznych podporami blokującymi więzi translacyjne UZ; podparcie panelu żelbetowego części środkowej podporami blokującymi więzi translacyjne UX, UY i UZ; podpory przegubowe u podstawy paneli kształtujących profil HEA. Połączenie paneli profili stalowych HEA 160 oraz paneli żelbetowych o grubości 9 cm zdefiniowano, wprowadzając pręty żelbetowe o przekroju odpowiadającym oczku siatki



elementów skończonych. Pręty te zdefiniowano ze zwolnieniami rotacji, dobierając ich lokalizację, tak aby występowały w nich jedynie siły ściskające.

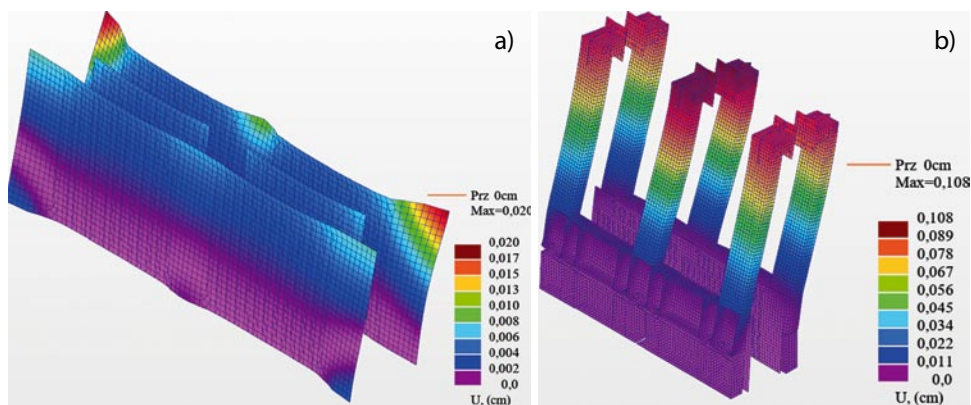
Postać deformacji potwierdza poprawność modelu obliczeniowego zdefiniowanego na podstawie opisanych założeń (rys. 4 i 5) oraz wskazuje przyjęcie właściwych rozwiązań w projekcie wzmocnienia. Analizując mapy deformacji na rysunku 4, można zauważyć znaczne zmniejszenie przemieszczeń konstrukcji oporowej po wykonaniu wzmocnienia w stosunku do stanu przed wzmocnieniem (0,385 kontra 1,123 cm). Analogiczne zmiany (rys. 5) dotyczą przemieszczeń w strefie gniazd części żelbetowej ściany (≈ 0 kontra 0,02 cm). Mapy głównych naprężeń rozciągających o wartościach przekraczających obliczeniową wytrzymałość betonu na rozciąganie ($f_{ctd} = 1,33$ MPa) w ścianie żelbetowej przed wzmocnieniem i po wzmocnieniu przedstawiono na rysunku 6. Największa koncentracja naprężeń występuje w strefach gniazd, co koresponduje z uzyskanym obrazem uszkodzeń (rys. 2). W tych strefach niezbędne jest zbrojenie zdolne do przeniesienia naprężeń rozciągających – czyli o odpowiednim rozstawie, powierzchni i zakotwieniu (w stronę malejących momentów zginających).

W celu wykonania uproszczonych analitycznych obliczeń sprawdzających ścianki żelbetowej (grubości 9 cm) przyjęto jednokierunkową pracę ścianki (płyty) o szerokości pasma 20 cm i wysokości użytecznej przekroju 5,5 cm (grubość otuliny 3 cm i $\Phi/2$). Na potrzeby ustalenia rzeczywistego rozkładu zbrojenia w analizowanym obszarze wykonano detekcję zbrojenia metodą elektromagnetyczną. W analizowanym paśmie znajduje się jeden pręt $\Phi 10$, którego długość zakotwienia w stronę malejącego momentu jest mniejsza od podstawowej i obliczeniowej długości zakotwienia ($l_{bd} = 258$ mm) według [N3]. Do obliczeń przyjęto długość zakotwienia przedmiotowego pręta równą 130 mm (szerokość gniazda pomniejszona o otulinę 3 cm). Dla zredukowanych naprężeń w zbrojeniu (przyjęto liniową transmisję naprężeń na całej długości założonego zakotwienia) nośność ścianki na zginanie wynosiła 0,66 kNm. Obliczeniową wartość momentu zginającego ścianki ustalono na podstawie całki pola pod wykresem, powstałym

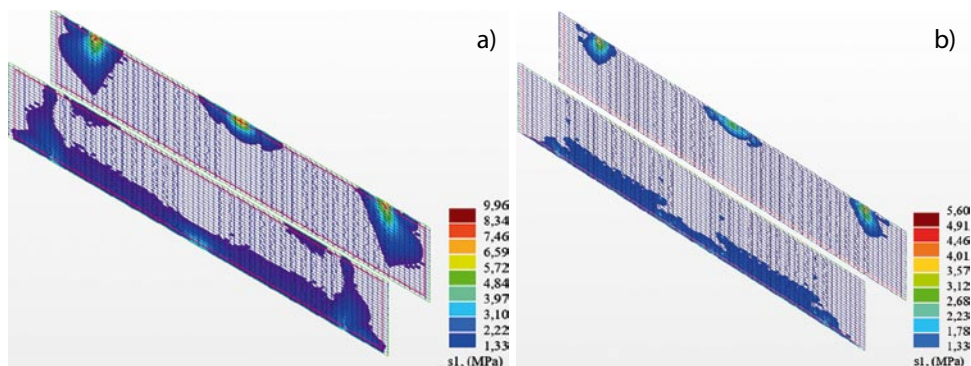


Rys. 4. Deformacje ściany oporowej (cały model obliczeniowy) w stanie: a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu

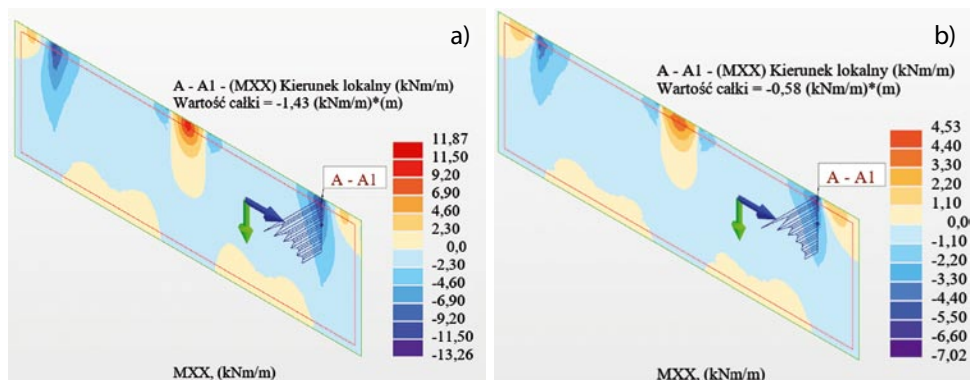
Rys. 5. Deformacje części żelbetowej ściany oporowej w stanie: a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu (wraz z konstrukcją wzmacniającą)



Rys. 6. Mapa głównych naprężeń rozciągających o wartościach większych od obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie ($f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ [N3]) w ścianie żelbetowej o grubości 9 cm w stanie: a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu



Rys. 7. Mapa momentów zginających M_{xx} oraz przecięcie panelu stanowiące podstawę wyznaczenia obliczeniowego momentu zginającego w ścianach żelbetowych o grubości 9 cm w stanie: a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu



z przecięcia panelu map momentów zginających M_{xx} (rys. 7). Zasięg analizowanej strefy przyjęto równy 0,2 m. Obliczeniowy moment zginający ścianki (fragment ściany) przed wzmocnieniem i po wzmocnieniu wyniósł odpowiednio 1,43 i 0,58 kNm (rys. 7a i b). Po wykonaniu wzmocnienia stan graniczny nośności na zginanie ścianki został spełniony ($0,66 > 0,58 \text{ kNm}$). Analiza stanu wyężenia powłokowych elementów stalowych (konstrukcja wzmacniająca) polegała na porównaniu maksymalnych zredukowanych naprężeń ($\sigma_{zred} = 117 \text{ MPa}$) wyznaczonych według hipotezy wytrzymałościowej Hubera-Misesa-Hencky'ego z obliczeniową granicą plastyczności stali ($f_d = 215 \text{ MPa}$). Dla elementów wzmacniających stan graniczny nośności został spełniony.

6. Podsumowanie

Przestawna prefabrykowana ściana oporowa o konstrukcji żelbetowo-stalowej uległa pęknięciu w strefach gniazd

zewnątrznych części żelbetowej ściany (rys. 2). Główną przyczyną uszkodzeń jest wzrost ciśnienia parcia czynnego na konstrukcję oraz brak wystarczającego zabezpieczenia ściany żelbetowej w strefie gniazd przed reakcjami momentowymi. Przeprowadzone analizy wykazały, że zaproponowane wzmocnienie ściany oporowej w postaci profili rurowych oraz ceowników odciąży uszkodzone miejsca, umożliwiając dalszą eksploatację obiektu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według eurokodu 2 i norm związanych – tom 3, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 2020
- [2] Drobiec Ł., Jasiński R., i Piekarczyk A., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, Badania polowe. Badania laboratoryjne betonu i stali – tom 1, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2010
- [N1] PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – część 1: Zasady ogólne
- [N2] PN-82/B-02000: Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości
- [N3] PN-B-03264/2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obciążenia statyczne i projektowanie