

МІЦНІСТЬ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ ДІАГОНАЛЬНОМУ РОЗКОЛЮВАННІ

Довженко О. О., Погрібний В. В., Усенко Д. В.

ВСТУП

Забезпечення сейсмостійкості завжди є однією із основних задач при проектуванні та зведенні будівель і споруд в сейсмонебезпечних районах. В останній час актуальність цієї проблеми для України суттєво збільшилася у зв'язку з частими випадками землетрусів в Європі, в тому числі з великою кількістю людських жертв та значними матеріальними збитками.

Нові карти сейсмічного районування ЗСР-2004, введені в дію в нормах¹ з 2006 року, передбачають збільшення частки територій, які підпадають під дію сейсмічних впливів. Згідно до них на тепер приблизно 15% території України являються сейсмонебезпечними з розрахунковою сейсмічністю понад 7 балів.

Встановлений в результаті аналізу для будівель з різними конструктивними схемами (за однакової сейсмічності майданчика) розмір економічних утрат від землетрусів² свідчить, що широко розповсюджені в Україні будівлі із цегляними стінами є найбільш уразливими до сейсмічних впливів та відносяться до найменш сейсмостійкого типу. Зазначене обумовлено зокрема підвищеною масою конструкцій та наявністю великої кількості стиків і швів, що призводить до суттєвих пошкоджень елементів будівель.

Результати останніх досліджень засвідчують, що будинки з несучими кам'яними стінами отримують від дії сейсмічних навантажень такі характерні пошкодження³: похилі та хрестоподібні

¹ ДБН В.1.1-12-2014. Захист від небезпечних геологічних процесів. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ, 2019. 180 с.

² Ковров А.В., Шеховцов І.В., Петраш С.В. Будівництво в сейсмічних районах України будівель і споруд зі стінами із цегли і великорозмірних блоків. Наука та будівництво. 2019. Вип. 1. С. 18–24.

³ Meguro K., Soti R., Sathiparan N., Numada M. Dynamic testing of masonry houses retrofitting by bamboo band meshes. Journal of Japan Society of Civil Engineers (Structural Engineering & Earthquake Engineering). 2012. Vol. 68(4). pp. 760–765. http://dx.doi.org/10.2208/jscejsee.68.I_760

тріщини в простінках і глухих стінах; вертикальні тріщини в місцях сполучення поздовжніх і поперечних стін з можливим випаданням стін назовні; горизонтальні тріщини в стінах, частіше на рівні низу віконних прорізів, перемичок або у рівні обпирання перекриття; тріщини у місцях закладання залізобетонних перемичок; тріщини хаотичного напрямку в стінах, які являють собою поєднання перерахованих вище⁴ (рис. 1).



Рис. 1. Характер руйнування цегляних стін при сейсмічних впливах

а – діагональні тріщини; б – вертикальна тріщина в місті примикання поздовжніх і поперечних стін; в – хрестоподібна тріщина в простінку та глухій стіні

Аналіз зазначених пошкоджень дозволив виділити їх основні схеми в залежності від напрямку прикладання навантаження (табл. 1).

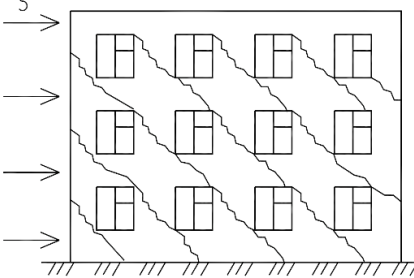
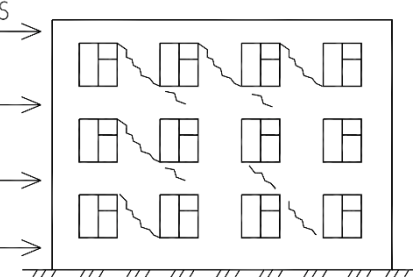
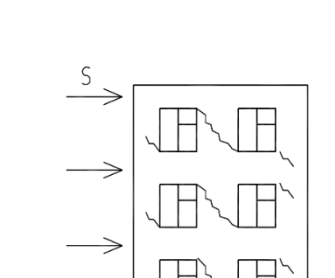
Розрахунок кам'яної кладки на дію горизонтальної сили згідно національних норм здійснюється на зріз (зсув) (із використанням розрахункового опору зрізу (зсуву) кладки f_{vd}) та на згин у

⁴ Ghimire A. State-of-the-Art Review on Masonry Structure: Identification Behaviour and Seismic Retrofitting Techniques for Structures. International Journal of Science and Research (IJSR). 2019. Vol. 8. Iss. 5. pp. 851 – 856. <http://dx.doi.org/10.21275/ART20197818>

відповідному напрямку (із урахуванням характеристик опору розтягу при згині за неперев'язаним перерізом f_{xk1} – з площиною зламу, паралельною горизонтальним швам, і опору розтягу при згині за перев'язаним перерізом f_{xk2} – з площиною зламу, перпендикулярною до горизонтальних швів).

Таблиця 1

**Основні схеми пошкоджень кам'яних стін будівель
в залежності від напрямку прикладання навантаження**

Схеми пошкоджень	Напрямок зусилля, місця пошкоджень	Характеристика пошкоджень
	Паралельно поздовжнім стінам, зовнішні поздовжні стіни	При <i>незначних вертикальних прискореннях</i> косі тріщини в простінках і на ділянках під прорізами, горизонтальні тріщини в простінках біля верху та низу отворів
	Паралельно поздовжнім стінам; зовнішні та внутрішні поздовжні стіни	При <i>великих вертикальних прискореннях</i> косі тріщини в широких пілонах з горизонтальними ділянками в кладці між прорізами, руйнування перемичок
	Перпендикулярно до поздовжніх стін; зовнішні та внутрішні поперечні стіни	При <i>незначних вертикальних прискореннях</i> у стінах з прорізами: косі тріщини в простінках і міжвіконних поясах, горизонтальні тріщини в простінках біля верху та низу отворів. Пошкодження найбільш розвинені в нижніх поверхах

Комбіноване, вертикальне та горизонтальне навантаження допускається враховувати шляхом застосування основних

ексцентриситетів унаслідок горизонтальних навантажень e_{hi} або e_{hm} при розрахунку коефіцієнта зменшення міцності Φ або за допомогою застосування підвищеного розрахункового опору кам'яної кладки розтягу при згині в площині, паралельній горизонтальному шву (за неперев'язаним перерізом).

На теперішній час відсутня достовірна методика розрахунку кам'яних конструкцій при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил, котра базувалася б на загальній теоретичній основі.

Для створення такої методики й обґрунтованого прийняття рішення стосовно ефективного підсилення кам'яних простінків необхідно проаналізувати їх характер руйнування та результати фізичного моделювання в експерименті. Отримані дані послугують основою для створення розрахункових схем елементів при оцінюванні їх міцності.

1. Основні види руйнування цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил

А.В. Тумановим⁵ за результатами експериментальних досліджень запропонована класифікація тріщин, які спостерігаються у кам'яних стінах при спільній дії вертикальних і горизонтальних сил. До основних видів віднесено: магістральні вертикальні тріщини, які розділяють поверхню стін на окремі вертикальні блоки; магістральні похилі тріщини діагонального характеру, розташовані в межах похилих стиснутих смуг; похилі тріщини, котрі окреслюють межі похилої стиснутої смуги (області руйнування); мікротріщини, при накопичуванні яких відбувається роздроблення кам'яної кладки; тріщини в розтягнутій зоні; тріщини, котрі характеризують зріз стиснутої кладки в похилих стиснутих смугах.

Запропонована класифікація може розглядатися у якості критерія реалізації окремих схем руйнування кладки: зсув в горизонтальній площині, діагональний зсув, руйнування за розтягнутою зоною та роздроблення (рис. 2).

⁵ Туманов А.В. Прочность армированных стен из кирпичной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Пенза, 2000. 180 с.

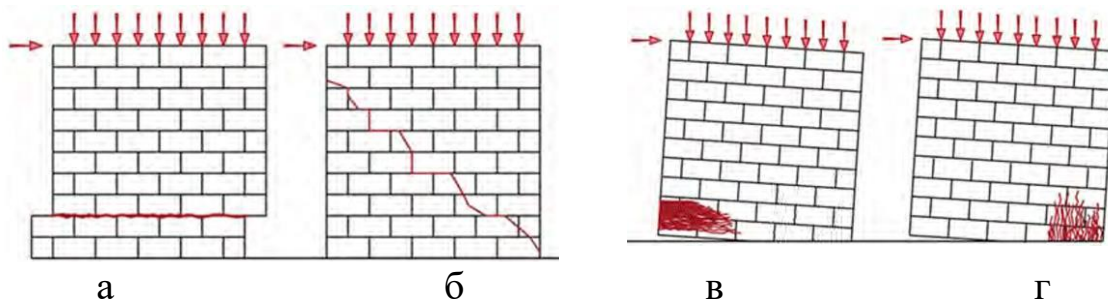


Рис. 2. Характер руйнування цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень

*а – зсув в горизонтальній площині; б – діагональний зсув;
в – руйнування за розтягнутою зоною; г – роздроблення*

Однією з найбільш уразливих конструкцій цегляних будівель з точки зору сейсмостійкості є міжвіконні простінки, випадки руйнування яких наведені на рис. 3⁶.

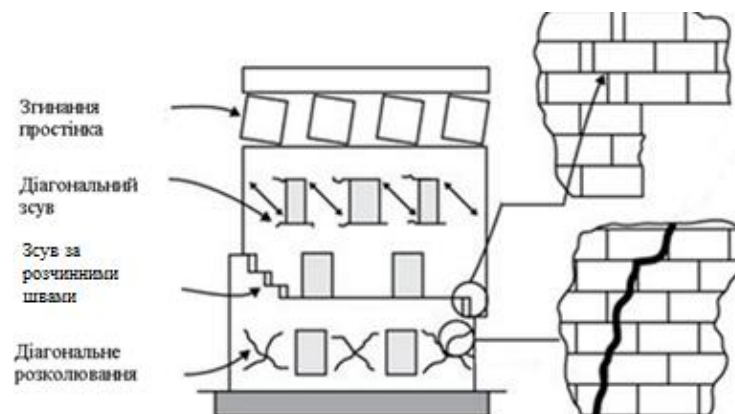


Рис. 3. Випадки руйнування міжвіконних простінків при сейсмічних впливах

Ширина простінка певною мірою впливає на схему розташування тріщин (рис. 4).

Найбільш характерне пошкодження стін це утворення косих та Х-подібних тріщин, котрі розповсюджуються головним чином за швами кладки, починаючись у кутах отворів та інших місцях ослаблення (зміни жорсткості). Якщо тріщина перетинає камені, то це свідчить про слабе зчеплення розчину з каменем.

⁶ Earthquake strengthening of unreinforced masonry buildings in New Zealand. URL: <https://www.tinoseismic.co.nz/articles/earthquake-strengthening-unreinforced-masonry-buildings>.

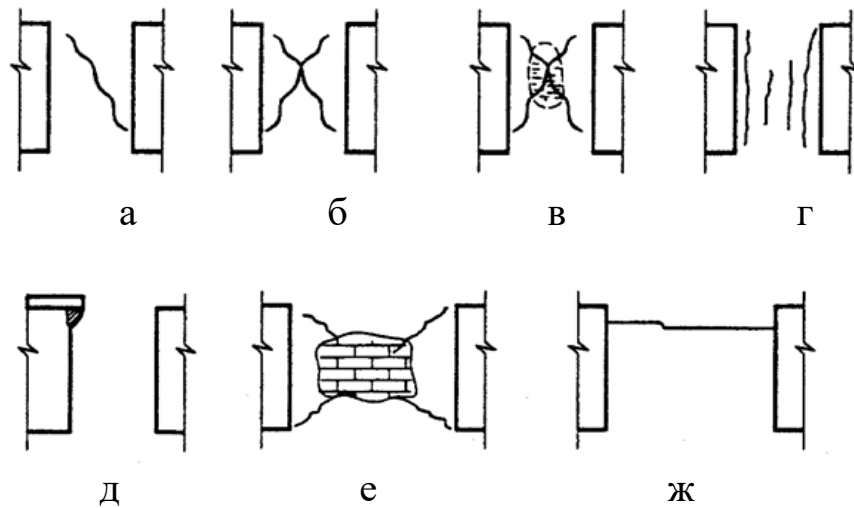


Рис. 4. Схеми розташування тріщин у простінках при землетрусах

а – д – пошкодження в відносно вузьких простінках; е, ж – теж у відносно широких

Згідно⁷ простінки несучих стін при дії сейсмічної сили перебувають в умовах завантаження, котрі близькі до тих, які виникають у каркасі при його перекосі.

У першій стадії деформування цегляної кладки (рис. 5), коли сейсмічні сили малі, простінки працюють спільно з надвіконним поясом за всією площею контакту. Вертикальне навантаження передається з верхнього простінка на нижній на всіх рівнях за всім горизонтальним перерізом.

У другій стадії в розтягнутих зонах горизонтального перерізу простінків у рівнях верхньої та нижньої частини прорізів, які примикають до них, утворюються тріщини, контакт між кладкою порушується. У цій стадії передача навантаження у згаданих перерізах здійснюється тільки за довжиною $a_c < 2a$ (де a – половина ширини простінка). При знакозмінному горизонтальному навантаженні порушується зчеплення в кладці за контактом верху простінка і низу поясу в зв'язку із утворенням тріщин.

Третя стадія характеризується подальшим скороченням довжини стиснутої зони й утворенням діагональної тріщини в простінку. Простінки на різних поверхах будівлі можуть знаходитися на різних стадіях деформування, що пов'язано зі зміною величин і

⁷ Гасиев А.А., Грановский А.В. К вопросу об оценке несущей способности кирпичных простенков, усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при действии сдвигающих усилий. *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. Вып. № 6. С. 36–42.

співвідношення вертикальних і горизонтальних сил, а також з можливими відмінностями в міцності і жорсткості простінків.

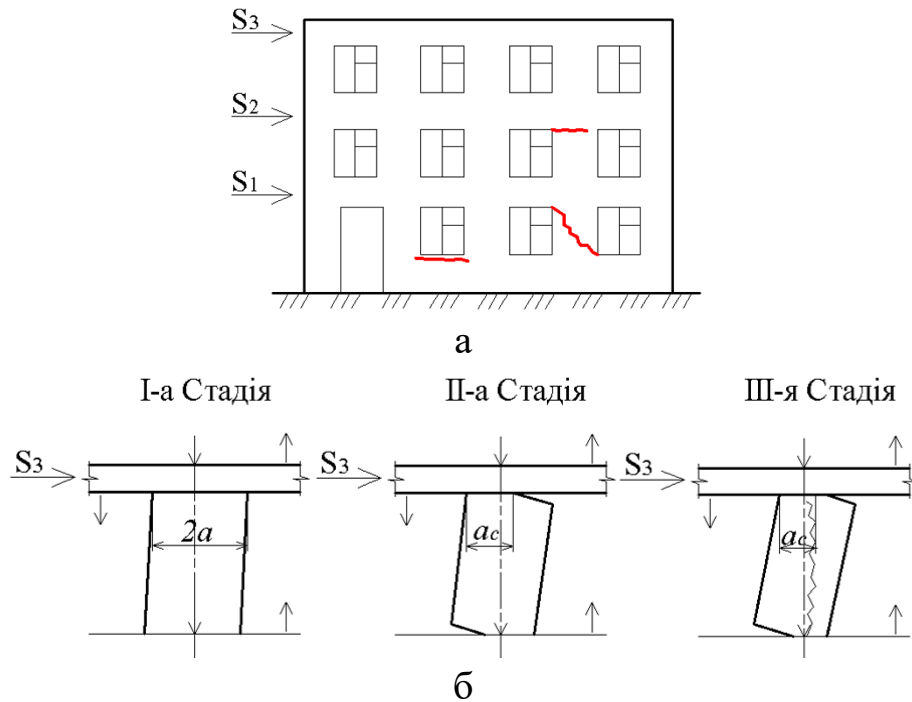


Рис. 5. Робота простінків несучих стін при дії горизонтальної сейсмічної сили
a – характерні пошкодження; б – стадії деформування простінку

2. Експериментальні дослідження цегляної кладки при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень

Отже експериментальне дослідження роботи міжвіконних простінків на сумісну дію вертикального і горизонтального навантаження можна здійснювати при випробуванні цегляних зразків на перекіс, котрі вперше виконав А.С. Дмитрієв у 1940 р. у лабораторії кам'яних конструкцій ЦНПС⁸. Він випробував фрагменти віброцегляних стін із пустотілих керамічних каменів. Починаючи з 1948 р. С.В. Поляков вивчав особливості роботи заповнення у каркасно-кам'яних будівлях: було випробувано 57 зразків із рамним обрамленням і суцільним заповненням. За час, що минув з моменту опублікування монографії С.В. Полякова⁹, накопичено великий об'єм

⁸ Дмитрієв А.С. Каменные конструкции. Современное состояние и перспективы развития. Москва. 1960. 60 с.

⁹ Поляков С.В., Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами. Казахстан. 1988. 188 с.

експериментальних досліджень міцності і деформативності фрагментів кам'яної кладки із цегли різних видів, вапняку й інших матеріалів при перекосі без рамного обрамлення. В більшості випадків зразки випробовувалися зосередженим навантаженням, прикладеним вздовж однієї із їх діагоналей (рис. 6). Для запобігання зминання навантажених кутів кладки, останні підсилювалися сталевими або залізобетонними башмаками. При такій схемі випробувань на показники міцності зразків впливає довжина опорних площадок (l_{loc}), через які передається навантаження на зразок.

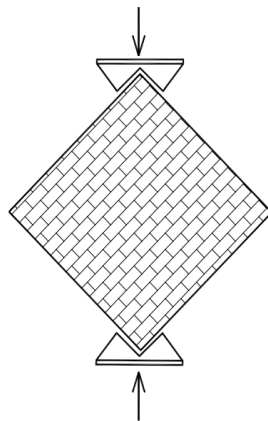


Рис. 6. Схема випробування цегляних простінків зосередженим навантаженням, прикладеним вздовж однієї із їх діагоналей

Досліджувалися різні способи підвищення несучої здатності елементів при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сил.

Відомі досліді з віброцегляними панелями розмірами сторін 1060×1060 мм, 1120×1120 мм, 800×800 мм, 800×1200 мм та 800×1600 мм¹⁰: без армування та з армуванням вертикальними стержнями і сітками із дроту через три ряди кладки, котре не підвищувало міцність зразків. Бажаний результат був досягнутий при зовнішньому армуванні, причому тут суттєво збільшувалася відстань між моментом утворення діагональної тріщини і руйнуванням елемента.

¹⁰ Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Кошаев В.В., Методика експериментальних досліджень по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. Вип. 6. С. 76–82.

Г.П. Тонких і О.В. Кабанцевим¹¹ було виготовлено і випробувано 7 серій дослідних зразків з розмірами 1060×1060×250 мм із повнотілої цегли міцністю $f_b = 10$ МПа на цементно-піщаному розчині міцністю $f_m = 7,5$ МПа: контрольні зразки без підсилення та підсилені з однієї або двох сторін вуглеволокном FibARM Tape 230 і FibARM Tape 240 та в'язучим FibArm Resin 230+ і FibArm Resin 530+. Застосування системи зовнішнього армування дозволило підвищити несучу здатність кам'яної кладки на 30–100% залежно від міцності вуглеволокна, площі, товщини і кількості шарів підсилення. Руйнування цих зразків, на відміну від підсилених за допомогою залізобетонних і бетонних аплікацій, які наносяться за звичайною технологією і методом торкрет бетону відбувалося за діагональною тріщиною зовні крихко, практично миттєво після досягнення граничних навантажень.

При випробуваннях В.Н. Деркача¹² не підсилених зразків розмірами 500×500×140 мм із цегли міцністю $f_b = 15$ МПа момент утворення діагональних тріщин співпадав з моментом руйнування. При цьому в залежності від міцності розчину спостерігалися такі механізми руйнування: розколювання за діагоналлю, при якому траєкторія тріщини проходить як за каменями так і окремими вертикальними і горизонтальними швами кладки (при розчині міцністю на стиск $f_m = 7,9 - 10,9$ МПа); розколювання за діагоналлю, при якому критична тріщина має ступінчасту траєкторію і проходить тільки за горизонтальними та вертикальними швами кладки; зсув за горизонтальним розчинним швом (останні два види руйнування спостерігалися при використанні розчину міцністю $f_m = 3,1$ МПа).

Досліди І.Є. Демчука¹³ проводилися на зразках кладки з розмірами 500×500×65 мм, для виготовлення яких використовувався повнотіла та пустотіла цегла на стандартних розчинах з міцністю при стисненні $f_m = 3,1, 7,9$ та $10,9$ МПа. Отримані результати свідчать про зниження міцності кладки при зсуві f_{vv} при міцності розчину $f_m = 3,1$ МПа.

¹¹ Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Кошаев В.В. Экспериментальные исследования несущей способности каменной кладки при главных нагрузках. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. Вып. 6. С. 26–31.

¹² Деркач В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании. Научно-технические ведомости СПбГПУ. Наука и образование. 2012. Вып. 147. С. 259–265.

¹³ Демчук И. Е. Прочность и деформации каменной кладки из керамического кирпича при сдвиге поперек горизонтальных. Проблемы современного бетона и железобетона. БелНИИС. 2017. Вып. 9. С. 183–205.

А.А. Гасиевим¹⁴ було виготовлено і випробувано 3 серії зразків з розмірами 1030x965x250 мм з використанням цегли середньої міцності $f_b = 12,5$ МПа на розчині міцністю $f_m = 7,5$ МПа: контрольні зразки і підсилені полотном з вуглеволокна марки MBRACE FIB CF230 / 4900.200g / 5.100m з одного та двох боків зразка уздовж його розтягнутої діагоналі. Несуча здатність у першому випадку зовнішнього підсилення підвищується приблизно в 1,5 рази, а у другому в 2 рази.

У роботі Ю.В. Измайлова¹⁵ наведені результати експериментальних досліджень міцності чотирьох серій зразків на дію статичного і пульсаційного навантаження, спрямованого уздовж діагоналі. Застосовувалася як традиційна кладка, так і віброцегляні елементи. Підсилення здійснювалося шляхом нанесення на бічні поверхні штукатурного шару з високоміцного розчину або армування останнього металевими сітками. Вібрування і наявність штукатурних шарів на бічних поверхнях зразків підвищує міцність кладки до 2 разів; армування віддаляє руйнування від моменту утворення тріщин, створюючи умови для розвитку пластичних деформацій. Руйнування цегляних елементів відбувалося за діагональною тріщиною, котра розповсюджувалася за швами, віброцегляні зразки руйнувалися за перев'язаним перерізом; а армовані віброцегляні зразки – за похилою стиснутою смугою. Також аналізувався вплив на опір кладки підсилення сталевими діагональними тяжами або при попередньому обтисненні.

Експериментальні дослідження S. Kadam, Y. Singh, L. Bing¹⁶ включали випробування шести серій дослідних зразків з міцносними характеристиками цегли $f_b = 21,06$ МПа та розчину $f_m = 3,72$ МПа. Перші дві серії мали по три неармовані цегляні простінки з розмірами 700x700x115 мм (одношарові) та 700x700x230 мм (двошарові). Зразки 3 – 6 серій підсилювалися зовні (в одній і двох площинах) зварними сітками із дроту, розміщеними в шарі бетону. Руйнування непідсиленних зразків відбувалося за зубчастою діагональною тріщиною та було раптовим і зовні крихким. Автори пропонують

¹⁴ Гасиев А.А., Грановский А.В. К вопросу об оценке несущей способности кирпичных простенков, усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при действии сдвигающих усилий. Промышленное и гражданское строительство. 2015. Вып. 6. С. 36–42.

¹⁵ Измайлов Ю.В., Буровенко В.А., Кирпий А.Ф. Усиление зданий, поврежденных землетрясением. Карпатское землетрясение 1986 г. 1990. С. 303–317.

¹⁶ Kadam S., Singh Y., Bing L. Mechanical properties of externally strengthened masonry. Proceedings of 15th world conferences on earthquake. 2012

розглядати таке руйнування як поєднання діагонального зсуву та горизонтального ковзання. Поведінка підсилених зразків залежала від їх товщини, інтенсивності та способу армування. Руйнування починалося із утворення діагональної тріщини, розвиток якої певний час стримувала арматура, котра сприяла більш пластичному руйнуванню порівняно із зразками без підсилення. Для зразків, армованих у одному напрямку, руйнування супроводжувалося тріщинами, котрі локалізувалися по краях зразка. При великих переміщеннях спостерігалось значне місцеве роздроблення бетону, прилеглого до зварної сітки, котра в деяких місцях була розірвана. Для зразків, армованих в двох напрямках, руйнування відбувалося за тріщиною, котра розповсюджувалася за довжиною стиснутої діагоналі зразків. На останньому етапі завантаження спостерігалось місцеве роздроблення кладки біля вантажних башмаків. Збільшення міцності на зсув підсилених зразків порівняно з еталонними знаходилося в діапазоні 0,57 – 1,48 МПа.

У досліджах Kun Dong, Zheng-ang Sui, Jitong Jiang and Xianxiang Zhou¹⁷ для виготовлення зразків з розмірами 2100×1560×240 мм та 1560×1560×240 мм використовували повнотілу цеглу і звичайний розчин (всього випробувано 11 простінків). Три зразка без підсилення виступали в якості еталонних, інші 8 були підсилені армованими перехресними і горизонтальною смугами із розчину шириною 250 мм. В експерименті варіювалися: міцність розчину кладки та смуг підсилення, їх товщина, інтенсивність армування смуг, розташування підсилення (з однієї або двох сторін), а також величина вертикального навантаження. Для виготовлення зразків використовувалася цегла розмірами 240×115×53 мм з $f_b = 10$ МПа і розчин з $f_m = 1$ МПа, 2,5 МПа і 10 МПа для неармованих елементів. Для смуг підсилення товщиною 40 мм і 60 мм приймався розчин з $f_m = 2,5$ МПа, 5 МПа і 10 МПа відповідно. Армування стрічок здійснювалося сталевими стрижнями діаметром 6 – 12 мм. В еталонних зразках перша діагональна тріщина з'явилася в центрі стіни. Вона розповсюджувалася головним чином за горизонтальними і вертикальними шарами розчину, при цьому перетинаючи і цеглини. Інколи могла з'являтися перпендикулярна до першої друга діагональна тріщина. Підсилені зразки зруйнувалися від зсуву-стиску за діагональними і вертикальними тріщинами, останні

¹⁷ Kun D., Zheng-ang S., Jitong J., Xianxiang Z. Experimental Study on Seismic Behavior of Masonry Walls Strengthened by Reinforced Mortar Cross Strips. Structural Upgrading Systems for Sustainable and Resilient Concrete Infrastructure. Sustainability. Vol. 18. 2019. URL: <https://www.mdpi.com/2071-1050/11/18/4866#>

виникали в непідсилених зонах стіни. За умови досягнення максимальної несучої здатності, стрічки зберігали свою цілісність і попереджували обрушення дослідних зразків при руйнуванні. Навантаження утворення тріщин для підсилених елементів збільшилося на 20 – 40%, а руйнівне навантаження на 40 – 65%. Збільшення коефіцієнта армування смуг, рівня вертикальних напружень та міцності розчину підвищувало опір зсуву, а збільшення відношення товщини до ширини елемента навпаки зменшувало його. Підсилення підвищило пластичні властивості кладки в 1,6 разів при односторонньому, і в 2,8 разів при двосторонньому підсиленні.

В експериментах М. Енеа, Y. Yavuz¹⁸ було використано 6 зразків розмірами 1200×1200×250 мм із середньою міцністю цегли $f_b = 24,03$ МПа і розчину $f_m = 5,68$ МПа на стиск. Підсилення зразків відбувалося сіткою із скловолокна з обох сторін стіни з наступним нанесенням шару розчину.

У контрольних непідсилених зразках руйнування відбувалося за стиснутою діагоналлю, переважно за розчинними швами. Проте, в деяких випадках спостерігалось поєднання ковзання уздовж розчинних горизонтальних швів на довжині приблизно 500 мм з діагональною тріщиною, котра розповсюджувалася виключно через шви розчину. Армовані склопластиком зразки руйнувалися вздовж стиснутої діагоналі, їх міцність збільшувалася в середньому в 1,3 разів, при цьому підвищувалися пластичні характеристики кладки.

Отже аналізуючи експериментальні дослідження цегляної кладки на перекіс, котрий можна розглядати в якості моделювання роботи цегляних простінків при сумісній дії вертикальних і горизонтальних сейсмічних сил, слід зазначити, що найбільш характерним варіантом руйнування (рис. 7) являється діагональний зсув відповідно до класифікації (тріщина може бути ступінчастою – розповсюджується лише за вертикальними та горизонтальними розчинними швами або прямолінійною – перетинає як шви так і камінь). Також спостерігається місцеве роздроблення кладки біля вантажних башмаків.

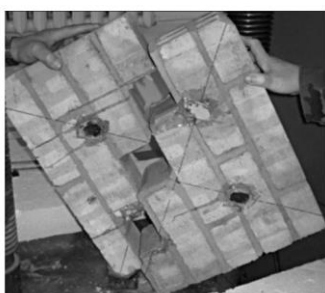
Безумовно, найбільш повні дані про характер деформування та руйнування кам'яної кладки при зсуві можна отримати експериментальним шляхом. Однак експерименти потребують

¹⁸ Enea M., Yavuz Y. In-plane Shear Strengthening of Unreinforced Masonry Walls Using GFRP Jacketing. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2018. Vol. 62(2). pp. 330–336. URL: <http://dx.doi.org/10.3311/PPci.11311>

значних витрат, а головне параметрично обмежені, тому ефективним доповненням до них виступає чисельний розрахунок. Коректна математична модель є інструментом для аналізу впливу вибраних параметрів і їх сполучення на напружено-деформований стан кам'яної кладки.



досліди Деркача В.Н.



досліди S. Kadam



досліди М. Енеа



досліди І.Є. Демчука

Рис. 7. Діагональний зріз кам'яної кладки в експериментальних дослідженнях на перекіс

3. Запропонована методика розрахунку міцності при діагональному розколюванні

У якості розрахункової моделі пропонується використовувати варіаційний метод у теорії пластичності¹⁹, котрий широко застосовується при розрахунках бетонних і залізобетонних конструкцій при зрізовій схемі руйнування²⁰ і розроблений у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Аналіз розглянутого експериментального матеріалу дозволив запропонувати обґрунтовану кінематично можливу схему

¹⁹ Митрофанов В.П., Довженко О.А., Погребной В.В. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии. Строительство, материаловедение, машиностроение. Вып. 32. Днепропетровск: ПГАСА. 2005. С. 76–82.

²⁰ Pohribnyi V., Dovzhenko O., Maliovana O. The Ideal Plasticity Theory Usage Peculiarities to Concrete and Reinforced Concrete. International Journal of Engineering & Technology. 2018. Vol. 7. pp. 19–26. URL: <http://dx.doi.org/10.14419/ijet.v7i2.26.14369>

руйнування кам'яних елементів при перекосі, котра слугує основою для застосування методики розрахунку міцності таких конструкцій варіаційним методом у теорії пластичності,

В теоретичній моделі (рис. 8) в стадії руйнування простінок розділяється на чотири жорсткі диски: два клини під вантажною площадкою (в загальному випадку клини можуть бути нерівносторонніми) і два жорсткі диски, окреслені зсувними ділянками клинів і площиною розколювання, котра з'єднує вершини клинів.

Фронтальна проекція зразка має форму прямокутника, тобто $L \neq H$, розміри ділянок навантаження на вертикальній і горизонтальній грані елемента відрізняються один від одного $a_1 \neq a_2$. Відповідно кути клину ущільнення $\gamma_1 \neq \gamma_2$.

Задача міцності елемента розв'язується в наступній послідовності:

1) спочатку знаходяться стрибки швидкостей на ділянках поверхні руйнування AC, BC, CC₁ (рис. 9), а також розміри цих ділянок:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_{n1} &= V_1 \cos \gamma_1 - V_2 \sin \gamma_1 \\ \Delta V_{t1} &= V_1 \sin \gamma_1 + V_2 \cos \gamma_1 \\ \Delta V_{n2} &= V_1 \cos \gamma_2 - V_2 \sin \gamma_2 \\ \Delta V_{t2} &= V_1 \sin \gamma_2 + V_2 \cos \gamma_2 \end{aligned} \right\}, \quad (1)$$

тут γ_1 та γ_2 – кути нахилу ділянок руйнування AC та BC до вертикальної площини (невідомі параметри);

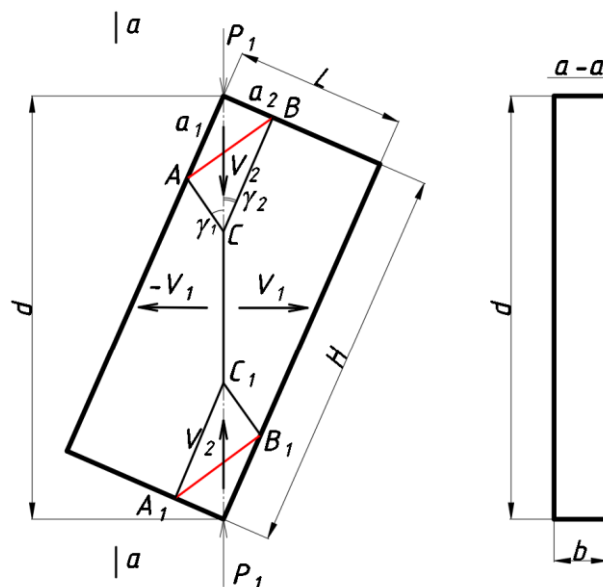


Рис. 8. Кінематична схема руйнування цегляного простінка при діагональному розколюванні

– площа поверхонь відповідно:

$$S_{AC} = \frac{a_1 \sin \alpha_1}{\sin \gamma_1} b, \quad S_{BC} = \frac{a_2 \sin \alpha_2}{\sin \gamma_2} b. \quad (2)$$

де b – товщина зразка; $\sin \alpha_1 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_1}}$; $\sin \alpha_2 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_2}}$;

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = L / H; \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = H / L.$$

– для ділянки CC_1 розриви швидкостей:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_n &= 2V_1 \\ \Delta V_t &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (3)$$

а площа поверхні ділянки CC_1 :

$$S_{CC_1} = \frac{H}{\cos \alpha_1} - 2a_1 \left(\cos \alpha_1 + \frac{\sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1} \right); \quad (4)$$

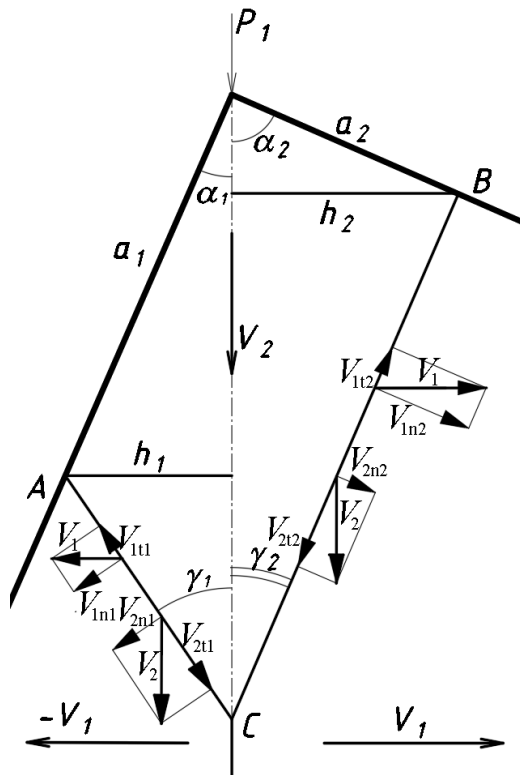


Рис. 9. До визначення параметрів на площадках руйнування

2) записується функціонал варіаційного методу, котрий включає три складові:

– потужність пластичної деформації цегляної кладки на площадці АС

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{r1}}{\Delta V_{n1}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n1} S_{AC}, \quad (5)$$

– потужність пластичної деформації цегляної кладки на площадці ВС

$$m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_{r2}}{\Delta V_{n2}} \right)^2} - 1 \right] \Delta V_{n2} S_{BC} \quad (6)$$

– потужність зовнішніх сил на заданих швидкостях на площадках СС₁ і АВ (ділянка СС₁ приймається за головну, на якій діють граничні напруження розтягу, остання складова описує дію зовнішніх сил на ділянці АВ)

$$f_{xd2} V_1 S_{CC_1} - f_{loc} V_2 S_{AB}. \quad (7)$$

Після підстановки складових у функціонал методу, певних математичних перетворень і враховуючи його рівність нулю отримано формулу для визначення граничного навантаження у функції від невідомих параметрів

$$\frac{P_{1u}}{mb} = R_1 + R_2 + \frac{f_{xd2}}{m} \left(\frac{H}{\cos \alpha_1} - 2a_1 \left(\cos \alpha_1 + \frac{\sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1} \right) \right), \quad (8)$$

$$\text{ТУТ } R_1 = \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \gamma_1)^2 + 0,25(k - \operatorname{tg} \gamma_1 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \gamma_1) \right] \frac{a_1 \sin \alpha_1}{\operatorname{tg} \gamma_1},$$

$$R_2 = \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \gamma_2)^2 + 0,25(k - \operatorname{tg} \gamma_2 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \gamma_2) \right] \frac{a_2 \sin \alpha_2}{\operatorname{tg} \gamma_2},$$

де $m = f_d - f_{xd2}$; $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$; $\chi = f_{xd2} / f_d$; $k = V_1 / V_2$.

Кути нахилу граней клину ущільнення пов'язані між собою залежністю

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2}{k_1 \operatorname{tg} \alpha_1 \operatorname{tg} \gamma_2 - \operatorname{tg} \gamma_2 + k_1}, \quad (9)$$

тут $k_1 = a_2 / a_1$.

У разі симетричного прикладання навантаження для квадратного зразка застосовуємо кінематично можливу схему рис. 10.

Формула (8) для визначення граничного навантаження приймає вигляд

$$\frac{P_{1u}}{mb} = \left[\frac{2B\sqrt{(k - tg\gamma)^2 + 0,25(ktg\gamma + 1)^2} - (k - tg\gamma)}{(k - tg\gamma)} \right] \left(\frac{k - tg\gamma}{tg\gamma} \right) + \frac{f_{xd2}k(atg\gamma - 1)}{tg\gamma m}, \quad (10)$$

тут $\alpha = h / l_{loc}$.

При розв'язанні задачі міцності застосовується табличний процесор MS Excel і його надбудова «Пошук рішення»: відбувається оптимізація цільової функції (10) за невідомими параметрами $tg\gamma$ і k .

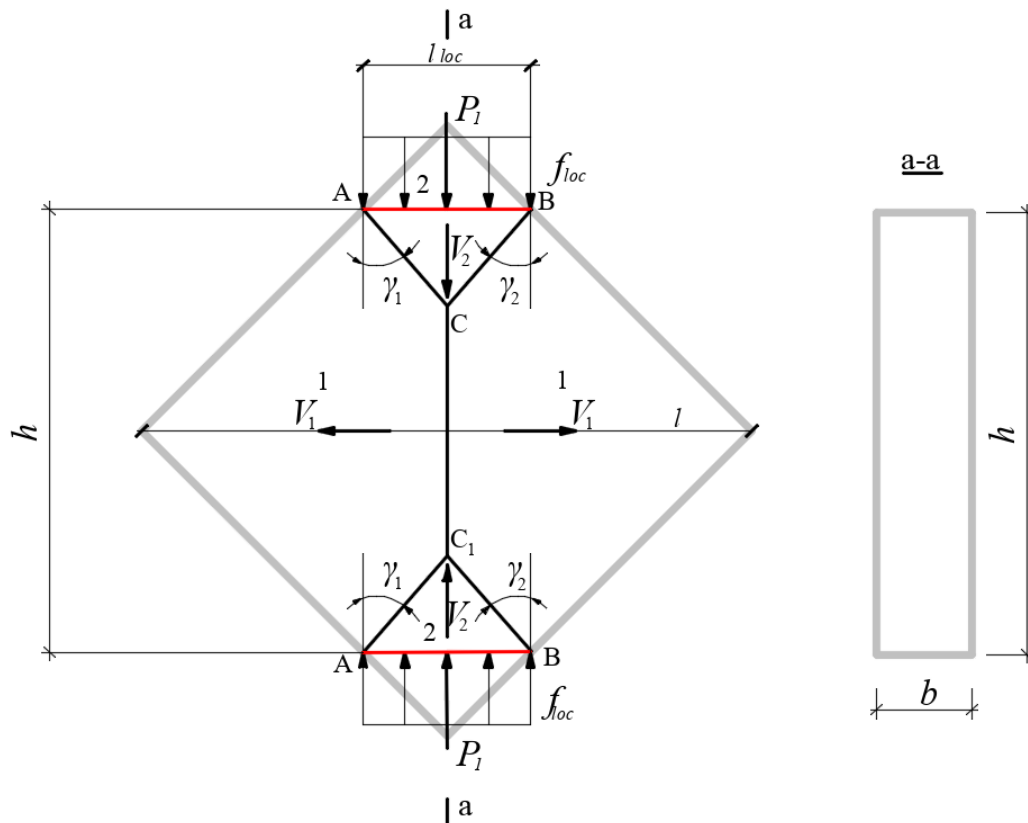


Рис. 10. Кінематично можлива схема руйнування квадратного цегляного зразка при діагональному завантаженні

В розрахунках підсилених елементів (наприклад, за допомогою вуглеволокнистих стрічок, розташованих у трьох рівнях, вони розглядаються як зовнішнє армування, при цьому в функціонал вводиться додатковий член, котрий враховує потужність деформування вуглеволокна на заданих швидкостях. Кінематично можлива схема руйнування такого елемента зображена на рис. 11.

Граничне навантаження в цьому випадку підраховується як

$$\frac{P_{lu}}{mb} = \frac{\left[2B\sqrt{(k - tg\gamma)^2 + 0,25(1 + ktg\gamma)^2} - (k - tg\gamma) \right]}{tg\gamma} + \frac{f_{xd2}k(atg\gamma - 1)}{mtg\gamma} + \frac{(2A_1 + A_2)\sigma_y k}{bl_{loc}m}, \quad (11)$$

тут A_1 та A_2 – площі стрічок підсилення, σ_y – напруження в стрічках на момент руйнування.

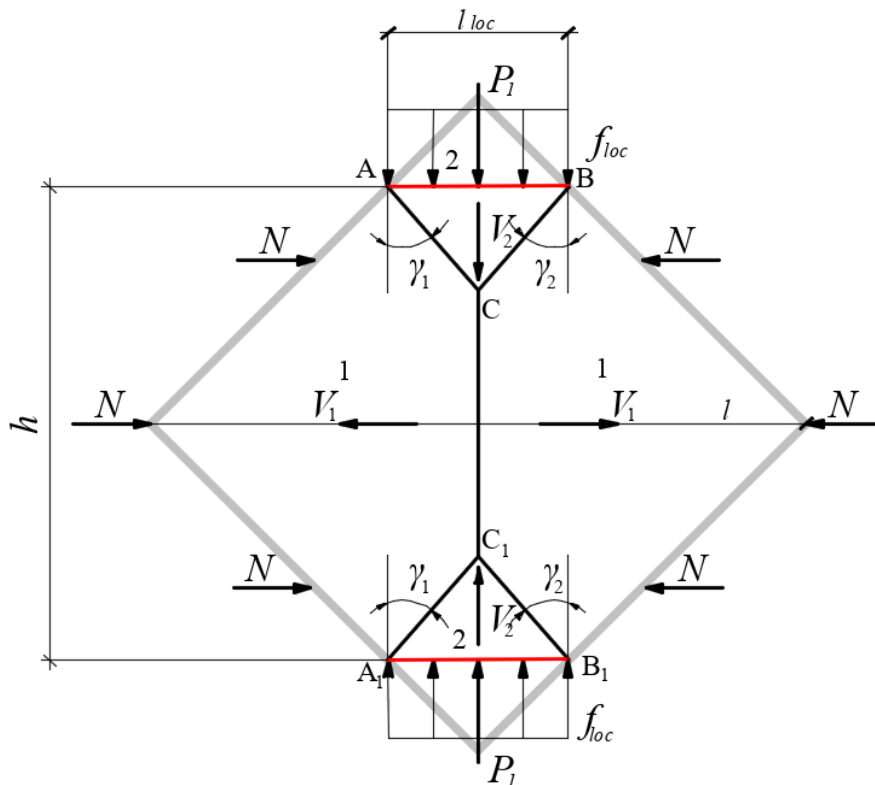


Рис. 11. Кінематично можлива схема руйнування квадратного підсиленого цегляного зразка при діагональному завантаженні

В запропонованих розрахункових схемах існує можливість врахування руйнування за каменем і розчином (за діагональною площиною) або лише за розчином (ламанною, котра проходить за вертикальними і горизонтальними швами) шляхом використання різних характеристик опору кладки розтягу.

Крім того, співвідношення між вертикальною і горизонтальною складовою навантаження суттєво впливає на розміри площадки завантаження: при збільшенні величини горизонтальної сили її розміри зменшуються. При невеликих значеннях горизонтальної сили навпаки зростають розміри клинів ущільнення і зменшується довжина ділянки відриву, що звичайно приводить до збільшення руйнівного навантаження.

ВИСНОВКИ

1. В Україні експлуатується (проектується) велика кількість будівель із несучими цегляними стінами. Вони, як правило, перебувають під сумісною дією вертикальних і горизонтальних навантажень. Серед останніх найсуттєвіше значення відіграють сейсмічні впливи. Згідно введених в дію з 2006 р. нових карт сейсмічного районування ЗСР-2004 приблизно 15% території України перебувають в сейсмонебезпечних зонах із сейсмічністю понад 7 балів.

2. Результати досліджень показують, що будівлі із несучими цегляними стінами отримують наступні типові пошкодження від дії сейсмічних впливів: похилі та хрестоподібні тріщини в простінках та суцільних стінах; вертикальні тріщини на перетині поздовжніх і поперечних стін; горизонтальні тріщини в стінах, здебільше у рівні низу віконних ділянок, перемичок; тріщини хаотичного напрямку, які є комбінацією перерахованих вище.

3. Однією з найбільш уразливих конструкцій будівлі із несучими цегляними стінами за показниками сейсмостійкості є простінки. Згідно результатів досліджень простінки при дії сейсмічної сили знаходяться в умовах навантаження, що близькі до тих, які виникають у каркасі при його перекосі. Третя стадія деформування простінок характеризується суттєвим скороченням довжини стиснутої зони за рахунок розповсюдження контурних горизонтальних тріщин у рівні перемички і супроводжується утворенням діагональних тріщин.

4. Експериментальні дослідження роботи цегляних простінків на комбіновану дію вертикальних і горизонтальних навантажень проводилися при випробуванні зразків кладки на перекіс, вперше виконаними Дмитрієвим А. в 1940 р. У більшості випадків зразки випробовували на зосереджене навантаження, прикладене вздовж їх діагоналей.

5. Проаналізовано характер руйнування, визначальні фактори впливу: матеріал кладки, міцність каменю і розчину, внутрішнє і зовнішнє армування кладки, підсилення розчинними і бетонними аплікаціями, перехресними та горизонтальними залізобетонними смугами, вуглеволокном, діагональними металевими тяжами та інші.

6. За результатами аналізу характеру руйнування дослідних зразків запропоновані кінематичні схеми руйнування, покладені в основу розрахунку міцності кам'яної кладки.

7. При визначенні несучої здатності простінків застосовано розроблений у Національному університеті «Полтавська політехнікам імені Юрія Кондратюка» для розрахунку конструкцій, опір матеріалів яких стиску та розтягу суттєво відрізняється, варіаційний метод у теорії пластичності.

8. Розглянуто вплив на міцність підсилення цегляних простінків при діагональному розколюванні, що може бути використано при експлуатації та реконструкції будівель та наведено у відповідному розділі проектної документації.

9. Отримані залежності для визначення міцності кам'яної кладки, котрі уточнюють існуючу нормативну методику розрахунку несучої здатності стін будівлі.

АНОТАЦІЯ

Проаналізовані характерні пошкодження кам'яних стін при сумісній дії вертикальних і горизонтальних навантажень. Розглянуто можливі схеми руйнування кладки. Виділено діагональний зсув як характерний випадок руйнування простінків при сейсмічних впливах. Наголошено на близькості умов завантаження простінків несучих стін при дії сейсмічної сили до тих, які виникають у каркасі при його перекосі. Розглянуто результати експериментальних досліджень кам'яних зразків на перекіс як моделей роботи простінків при

сейсмічних впливів. Проаналізовано характер руйнування, визначальні фактори впливу на несучу здатність кам'яних стін: матеріал кладки, міцність каменя і розчину, внутрішнє і зовнішнє армування кладки, підсилення розчинними і бетонними аплікаціями, перехресними та горизонтальними залізобетонними смугами, вуглеволокном, діагональними сталевими тяжами та інші. На основі аналізу експериментів надані пропозиції щодо кінематично можливих схем руйнування кам'яних простінків, котрі запропоновано як базові для розрахунку. Розв'язано задачу міцності простінку варіаційним методом у теорії пластичності, розробленим у національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Розглянуто вплив на міцність розмірів елемента та площадки прикладання навантаження.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.1-12-2014. Захист від небезпечних геологічних процесів. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ, 2019. 180 с.
2. Ковров А.В., Шеховцов І.В., Петраш С.В. Будівництво в сейсмічних районах України будівель і споруд зі стінами із цегли і великорозмірних блоків. Наука та будівництво. 2019. Вип. 1. С. 18–24.
3. Meguro K., Soti R., Sathiparan N., Numada M. Dynamic testing of masonry houses retrofitting by bamboo band meshes. Journal of Japan Society of Civil Engineers (Structural Engineering & Earthquake Engineering). 2012. Vol. 68(4). pp. 760–765. http://dx.doi.org/10.2208/jscejsee.68.I_760
4. Ghimire A. State-of-the-Art Review on Masonry Structure: Identification Behaviour and Seismic Retrofitting Techniques for Structures. International Journal of Science and Research (IJSR). 2019. Vol. 8. Iss. 5. pp. 851–856. <http://dx.doi.org/10.21275/ART20197818>
5. Туманов А.В. Прочность армированных стен из кирпичной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Пенза, 2000. 180 с.
6. Earthquake strengthening of unreinforced masonry buildings in New Zealand. URL: <https://www.tinoseismic.co.nz/articles/earthquake-strengthening-unreinforced-masonry-buildings>.

7. Гасиев А.А., Грановский А.В. К вопросу об оценке несущей способности кирпичных простенков, усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при действии сдвигающих усилий. Промышленное и гражданское строительство. 2015. Вып. 6. С. 36–42.

8. Дмитриев А.С. Каменные конструкции. Современное состояние и перспективы развития. Москва. 1960. 60 с.

9. Поляков С.В., Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами. Казахстан. 1988. 188 с.

10. Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Кошаев В.В., Методика экспериментальных исследований по усилению зданий из каменной кладки железобетонными аппликациями. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2005. Вып. 6. С. 76–82.

11. Тонких Г.П., Кабанцев О.В., Кошаев В.В. Экспериментальные исследования несущей способности каменной кладки при главных нагрузках. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2007. Вып. 6. С. 26–31.

12. Деркач В.Н. Анизотропия прочности каменной кладки на растяжение при раскалывании. Научно-технические ведомости СПбГПУ. Наука и образование. 2012. Вып. 147. С. 259–265.

13. Демчук И. Е. Прочность и деформации каменной кладки из керамического кирпича при сдвиге поперек горизонтальных. Проблемы современного бетона и железобетона. БелНИИС. 2017. Вып. 9. С. 183–205.

14. Гасиев А.А., Грановский А.В. К вопросу об оценке несущей способности кирпичных простенков, усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при действии сдвигающих усилий. Промышленное и гражданское строительство. 2015. Вып. 6. С. 36–42.

15. Измайлов Ю.В., Буровенко В.А., Кирпий А.Ф. Усиление зданий, поврежденных землетрясением. Карпатское землетрясение 1986 г. 1990. С. 303–317.

16. Kadam S., Singh Y., Bing L. Mechanical properties of externally strengthened masonry. Proceedings of 15th world conferences on earthquake. 2012.

17. Kun D., Zheng-ang S., Jitong J., Xianxiang Z. Experimental Study on Seismic Behavior of Masonry Walls Strengthened by Reinforced Mortar Cross Strips. Structural Upgrading Systems for Sustainable and Resilient

Concrete Infrastructure. Sustainability. Vol. 18. 2019. URL: <https://www.mdpi.com/2071-1050/11/18/4866#>

18. Enea M., Yavuz Y. In-plane Shear Strengthening of Unreinforced Masonry Walls Using GFRP Jacketing. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2018. Vol. 62(2). pp. 330–336. URL: <http://dx.doi.org/10.3311/PPci.11311>

19. Митрофанов В.П., Довженко О.А., Погребной В.В. Вариационный метод расчета прочности каменной кладки при местном сжатии. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Вып. 32. Днепропетровск: ПГАСА. 2005. С. 76–82.

20. Pohribnyi V., Dovzhenko O., Maliovana O. The Ideal Plasticity Theory Usage Peculiarities to Concrete and Reinforced Concrete. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol. 7. pp. 19–26. URL: <http://dx.doi.org/10.14419/ijet.v7i2.26.14369>

Information about the authors:

Dovzhenko Oksana Oleksandrivna,

Candidate of Technical Sciences,

Professor at the Department of Building Structures

National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»

24, Pershotravneva Avenue, Kyiv, 36000, Ukraine

Pohribnyi Volodymyr Volodymyrovych,

Candidate of Technical Sciences,

Senior Researcher at the Department of Building Structures

National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»

24, Pershotravneva Avenue, Kyiv, 36000, Ukraine

Usenko Dmytro Valeriyovych,

Postgraduate Student at the Department of Building Structures

National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»

24, Pershotravneva Avenue, Kyiv, 36000, Ukraine