

ЗБІРНИК НАУКОВИХ
РОЗРОБОК
ПЛАНУВАЛЬНИХ ТА
КОНСТРУКТИВНИХ
РІШЕНЬ СПОРУД
ЦИВІЛЬНОГО
ЗАХИСТУ

Монографія

Міністерство освіти і науки України
Національний університет
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Навчально-науковий інститут
архітектури, будівництва та землеустрою

Антон ГАСЕНКО
Оксана ДОВЖЕНКО
Володимир ПОГРІБНИЙ
Олександр СЕМКО
Олена ФІЛОНЕНКО
Олег ЮРІН

**ЗБІРНИК НАУКОВИХ РОЗРОБОК
ПЛАНУВАЛЬНИХ ТА КОНСТРУКТИВНИХ
РІШЕНЬ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ**

Монографія

Полтава, 2023

УДК 624.04:[699.85:355.585](083.9)

Збірник наукових розробок планувальних та конструктивних рішень споруд цивільного захисту: монографія / Антон ГАСЕНКО, Оксана ДОВЖЕНКО, Володимир ПОГРІБНИЙ, Олександр СЕМКО, Олена ФІЛОНЕНКО, Олег ЮРІН; за ред. Олени ФІЛОНЕНКО. – Полтава: ПП «Астроя», 2023. – 209 с.

Рецензенти:

Гліб ВАТУЛЯ

доктор технічних наук, професор, заступник директора Навчально-наукового інституту будівництва та цивільної інженерії Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова

Сергій ПІЧУГІН

доктор технічних наук, професор кафедри будівельних конструкцій Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Монографія присвячена актуальній проблемі з розробки ресурсоекономних конструктивних та архітектурно-планувальних рішень споруд цивільного захисту як в нових, так і в реконструйованих будівлях з урахуванням багатофункціональності та максимальної інтеграції у громадській простір. Проект направлений на розв'язання нагальних соціальних проблем держави, пов'язаних із безпекою життя населення в умовах надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів.

Книга розрахована для наукових та інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій, аспірантів, магістрантів і студентів.

ISBN 978-617-8231-83-5

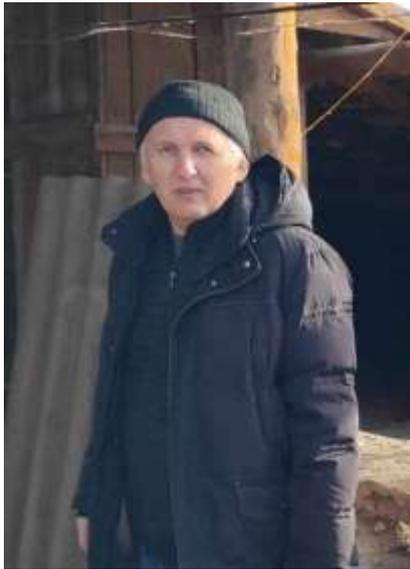
Затверджено радою ННІ АБтаЗ
Протокол № 2 від 20.10.2023 р.

ЗМІСТ

ВІДОМОСТІ ПРО АВТОРІВ	5
ВСТУП	7
ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ ТЕРМІНІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ	8
РОЗДІЛ 1. КЛАСИФІКАЦІЯ СХОВИЩ ЗА ПЛАНУВАЛЬНИМИ ТА КОНСТРУКТИВНИМИ РІШЕННЯМИ (Філоненко О.І.)	13
1.1 Загальні вимоги	13
1.2 Розміщення захисних споруд та споруд подвійного призначення	15
1.3 Основні вимоги законодавства щодо створення фонду захисних споруд цивільного захисту для організації у них укриття населення	19
1.4 Алгоритм дій органів місцевого самоврядування щодо забезпечення укриття населення	28
1.5 Рекомендації щодо визначення будівельних об'єктів, придатних до включення до фонду захисних споруд цивільного захисту як найпростіші укриття	32
1.6 Рекомендації щодо підготовки найпростіших укриттів	36
1.7 Рекомендації населенню щодо укриття у фондї захисних споруд цивільного захисту	37
1.8 Урахування вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту під час розробки містобудівної (просторової) та проектної документації об'єктів будівництва	39
1.9 Забезпечення вимог цивільного захисту населення України в умовах війни під час планування та забудови територій	44
РОЗДІЛ 2. АНАЛІЗ ВПЛИВІВ ТА НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ СХОВИЩА (Семко О.В.)	50
2.1 Повітряна вибухова хвиля	50
2.2 Воронки та хвилі стиску в ґрунті	50
2.3 Динамічні навантаження від повітряної вибухової хвилі	52
2.4 Розрахункові навантаження та впливи на дію повітряної ударної хвилі	52
2.5 Приведене навантаження від впливу повітряної ударної хвилі	54
2.6 Квazистатичне (еквівалентне статичне) навантаження та впливи	64
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ПЛАНУВАЛЬНИХ РІШЕНЬ СХОВИЩ (Філоненко О.І., Юрін О.І.)	70
3.1 Загальні рекомендації	70
3.2 Основні та допоміжні приміщення сховища та СПП із захисними властивостями сховищ	72

3.3 Основні та допоміжні приміщення ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ	76
3.4 Основне приміщення для укриття	79
3.5 Санітарно-гігієнічні приміщення	83
3.6 Захищені входи та виходи сховищ	83
3.7 Захищені входи та виходи СПП із захисними властивостями сховищ	88
3.8 Захищені входи та виходи ПРУ, СПП із захисними властивостями ПРУ	89
3.9 Вимоги опорядження приміщень	91
3.10 Об'ємно-планувальні рішення	91
3.11 Улаштування захищених приміщень в існуючих багатоквартирних будинках малої та середньої поверховості	99
3.12 Улаштування захищених приміщень в існуючих багатоквартирних багатоповерхових будинках	104
3.13 Улаштування захищених приміщень в нових багатоквартирних будинках різної поверховості	111
РОЗДІЛ 4. ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ СХОВИЩ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ (Гасенко А.В.)	113
4.1 Обґрунтування необхідності влаштування укриттів цивільного захисту під час формування фонду доступного житла	113
4.2 Конструктивні рішення та методика проведення натурних випробувань типових вбудованих сталезалізобетонних перекриттів	121
4.3 Результати натурних випробувань ділянки сталезалізобетонного перекриття	127
4.4 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням нелінійностей, що виникають під час їх багатостадійного виготовлення	133
РОЗДІЛ 5. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА ЦЕГЛЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ОСОБЛИВІ ВПЛИВИ (Довженко О.О., Погрібний В.В.)	149
5.1 Стики залізобетонних конструкцій споруд цивільного захисту із підвищеним опором зрізу	149
5.2 Класифікація шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів	155
5.3 Розрахунок несучої здатності шпонкових стиків згідно норм	158
5.4 Розрахунок несучої здатності шпонкових стиків варіаційним методом у теорії пластичності бетону	159
5.5 Запропонована залежність для розрахунку стиків	204
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	207

ВІДОМОСТІ ПРО АВТОРІВ



Семко Олександр Володимирович
доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Професор Олександр Семко керівник напрямку досліджень «Надійність комплексних конструкцій. Реконструкція та ризики». Дослідження здійснюються з питань: вивчення надійності комплексних конструкцій при врахуванні та забезпеченні сумісної роботи несучих і огорожувальних елементів; дослідження надійності конструкцій, що утворюються при підсиленні та реконструкції будівель і споруд. Опубліковано понад 360 публікацій, з них 6 монографій, 4 навчальні посібники, співавтор ДБН та ДСТУ.



Філоненко Олена Іванівна
доктор технічних наук, професор кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Науковим напрямом роботи є інноваційні методи зниження тепловтрат будівлями, розробка енерго- й ресурсозберігаючих конструктивних рішень будівель, методологій з раціонального використання природного середовища, енергоефективного будівництва з природних матеріалів й ін. Опубліковано понад 80 публікацій, 5 навчальні посібники та монографія, співавтор ДСТУ.



Юрін Олег Іванович
кандидат технічних наук, доцент кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Наукові інтереси Юріна О.І. направлені на вдосконалення конструкцій покриття будівель холодильників, дослідження температурних полів складних ділянок огорожувальних конструкцій, уточнення методів розрахунку теплофізичних параметрів теплоізоляційної оболонки будівель та ін. Є автором понад 100 наукових та навчально-методичних робіт.



Гасенко Антон Васильович

доктор технічних наук, доцент, професор кафедри автомобільних доріг, геодезії та землеустрою Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Сфера наукових інтересів – дослідження нелінійних властивостей в розрахунку, проектуванні і виготовленні ресурсоекономних самонапружених сталезалізобетонних конструкцій; оцінка надійності стиснутих залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій та їх вузлів з урахуванням експлуатаційних пошкоджень. Має понад 150 публікацій, з них: монографій – 1; навчальних посібників – 5, статей у фахових виданнях – 82, патентів – 10, мультимедійних курсів лекцій – 4.



Довженко Оксана Олександрівна

кандидат технічних наук, професор кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Напрямок наукових досліджень: розроблення інженерних методів розрахунку опору руйнуванню і деформуванню бетонних, залізобетонних, кам'яних і армокам'яних елементів, що зазнають неоднорідний напружено-деформований стан при різному характері навантаження та впливів. Є автором понад 350 наукових та навчально-методичних робіт, серед них 7 монографій, 8 навчальних посібників.



Погрібний Володимир Володимирович

кандидат технічних наук, старший науковий співробітник наукової групи кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Напрямок наукових досліджень: оцінювання несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій із використанням екстремальних принципів механіки деформованого твердого тіла. Є автором понад 300 наукових праць, серед них 5 монографій.

ВСТУП

Захисні споруди цивільного захисту (далі – захисні споруди) та споруди подвійного призначення (далі – СПП) проектуються та будуються таким чином, щоб протягом певного часу (до 48 годин) створити належні умови для перебування людей, що підлягають укриттю, та забезпечити відповідний ступінь їх захисту від прогнозованих впливів небезпечних чинників, які можуть виникнути як складова частина небезпечних явищ надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів.

СПП мають бути запроектовані таким чином, що б одночасно задовольняти встановлені вимоги відповідно до обох функціональних призначень та мати захисні властивості сховищ або протирадіаційних укриттів. При проектуванні СПП поряд з положеннями ДБН В.2.2-5:2023, слід також керуватись положеннями будівельних норм, що встановлюють вимоги до будівель або споруд з визначеною функцією (житлова, виробнича, суспільно-громадська тощо), що є основною для них.

Ступінь захисту характеризується захисними властивостями захисних споруд, що для небезпечних чинників застосування зброї масового та загального ураження передбачають послаблення радіаційного впливу та захисту від впливу прогнозованого вибуху шляхом забезпечення механічного опору та стійкості конструкцій від ураження уламками та дії рівномірно-розподілених навантажень:

для зброї масового ураження – надмірний тиск вибухової хвилі, що положеннями норм приводяться до квазістатичного (еквівалентного) рівномірно-розподіленого тиску від 100 кПа до 500 кПа (залежно від класу або групи захисної споруди або споруди подвійного призначення);

для засобів звичайного ураження (засоби повітряного ураження, що включають ракети різних типів та баражуючі боєприпаси, боєприпаси реактивних систем залпового вогню та артилерійських снарядів) – надмірний тиск вибухової хвилі, що положеннями цих норм приводяться до квазістатичного (еквівалентного) рівномірно-розподіленого навантаження 100 кПа.

Захисні споруди залежно від умов, що в них створюються, та захисних властивостей поділяються на: сховища та протирадіаційні укриття (далі – ПРУ).

ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ ТЕРМІНІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

Аварійно-рятувальні та інші невідкладні роботи

Роботи, спрямовані на пошук, рятування і захист населення, уникнення руйнувань і матеріальних збитків, локалізацію зони впливу небезпечних чинників, ліквідацію чинників, що унеможливають проведення таких робіт або загрожують життю рятувальників;

Аварія

Небезпечна подія техногенного характеру, що спричинила ураження, травмування населення або створює на окремій території чи території суб'єкта господарювання загрозу життю або здоров'ю населення та призводить до руйнування будівель, споруд, обладнання і транспортних засобів, порушення виробничого або транспортного процесу чи спричиняє наднормативні, аварійні викиди забруднюючих речовин та інший шкідливий вплив на навколишнє природне середовище;

Відновлювальні роботи

Комплекс робіт, пов'язаних з відновленням будівель, споруд, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності, які були зруйновані або пошкоджені внаслідок надзвичайної ситуації, та відповідних територій;

Герметичні двері (ворота)

Один з елементів тамбур-шлюзу (тамбура) та загальної системи герметизації сховищ та споруд подвійного призначення із захисними властивостями сховищ, що являє собою спеціальну конструкцію (виріб, комплект), призначену для заповнення внутрішніх дверних прорізів або воріт та запобігає потраплянню до таких споруд (їх окремих приміщень) радіоактивних, хімічних та інших небезпечних речовин, продуктів горіння при пожежах.

Доступні для МГН будівлі і споруди

Будівлі і споруди, у яких реалізований комплекс архітектурно-планувальних, інженерно-технічних, ергономічних, конструкційних і організаційних заходів, що відповідають нормативним вимогам щодо забезпечення доступності і безпеки МГН.

Евакуація

Організоване виведення чи вивезення із зони надзвичайної ситуації або зони можливого ураження населення, якщо виникає загроза його життю або здоров'ю, а також матеріальних і культурних цінностей, якщо виникає загроза їх пошкодження або знищення.

Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій

Комплекс правових, соціально-економічних, політичних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних та інших заходів, спрямованих на регулювання техногенної та природної безпеки, проведення оцінки рівнів ризику, завчасне реагування на загрозу виникнення надзвичайної ситуації на основі даних моніторингу, експертизи, досліджень та прогнозів щодо можливого перебігу подій з метою недопущення їх переростання у надзвичайну ситуацію або пом'якшення її можливих наслідків;

Засоби протипожежного захисту

Технічні засоби, призначені для запобігання, виявлення, локалізації та ліквідації пожеж, захисту людей, матеріальних цінностей та довкілля від впливу небезпечних факторів пожежі;

Засоби цивільного захисту

Пожежна, аварійно-рятувальна та інша спеціальна техніка, обладнання, механізми, прилади, інструменти, засоби колективного та індивідуального захисту, що призначені та використовуються під час виконання завдань цивільного захисту, у тому числі засоби протипожежного захисту;

Захисні споруди цивільного захисту

Інженерні споруди, призначені для захисту населення від впливу небезпечних факторів, що виникають внаслідок надзвичайних ситуацій, воєнних дій або терористичних актів;

Зона можливого ураження

Окрема територія, акваторія, на якій внаслідок настання надзвичайної ситуації або небезпечної події виникає загроза життю або здоров'ю людей та заподіяна шкода майну;

Зона надзвичайної ситуації

Окрема територія, акваторія, де сталася надзвичайна ситуація;

Захисно-герметичні двері (ворота)

Один з елементів тамбур-шлюзу (тамбура) та загальної системи герметизації сховищ та споруд подвійного призначення із захисними властивостями сховищ, що являє собою спеціальну конструкцію (виріб, комплект), призначену для заповнення зовнішніх та внутрішніх дверних прорізів або воріт, що має стійкість до дії надмірного тиску повітряної ударної хвилі, частково зменшує вплив зовнішнього іонізуючого випромінювання, запобігає потраплянню до таких споруд (їх окремих приміщень) радіоактивних, хімічних та інших небезпечних речовин, продуктів горіння при пожежах.

Захисні двері (ворота)

Спеціальна конструкція (виріб, комплект), призначена для заповнення зовнішніх дверних прорізів або воріт у протирадіаційних укриттях та спорудах подвійного призначення із захисними властивостями протирадіаційних укриттів, що має стійкість до дії надмірного тиску повітряної ударної хвилі та частково зменшує вплив зовнішнього іонізуючого випромінювання.

Захисні властивості

Сукупність технічних характеристик захисної споруди та її конструктивних елементів, що характеризує здатність чинити опір (зменшувати прогнозований вплив) небезпечним чинникам, які можуть виникнути як складова частина небезпечних явищ надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів.

Інженерний захист територій

Комплекс організаційних та інженерно-технічних заходів, спрямованих на запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, забезпечення захисту територій, населених пунктів та суб'єктів господарювання від їх наслідків та небезпеки, що може виникнути під час воєнних (бойових) дій або внаслідок таких дій, а також створення умов для забезпечення сталого функціонування суб'єктів господарювання і територій в особливий період;

Інженерно-технічні заходи цивільного захисту

Комплекс інженерно-технічних рішень, спрямованих на запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, забезпечення захисту населення і територій від них та небезпеки, що може виникнути під час воєнних (бойових) дій або внаслідок таких дій, а також створення умов для забезпечення сталого функціонування суб'єктів господарювання і територій в особливий період;

Інклюзивність будівель і споруд

Комплекс архітектурно-планувальних, інженерно-технічних, ергономічних, конструкційних і організаційних заходів для забезпечення доступності будівель і споруд, у яких кожна особа, незалежно від віку, статі, інвалідності, функціональних порушень, рівня комунікативних можливостей або обставин, може відчувати себе безпечно і комфортно без сторонньої допомоги і вміру своїх можливостей.

Катастрофа

Велика за масштабами аварія чи інша подія, що призводить до тяжких наслідків;

Класифікаційна ознака надзвичайних ситуацій

Технічна або інша характеристика небезпечної події, що зумовлює виникнення обстановки, яка визначається як надзвичайна ситуація;

Коефіцієнт послаблення радіаційного впливу (коефіцієнт захисту)

Співвідношення значення дози радіації на висоті 1 м над горизонтальною безкінечною, гладкою, рівномірно забрудненою поверхнею, що виникає в результаті іонізуючого випромінювання від радіоактивно забрудненої місцевості, води та повітря, внаслідок випадання радіоактивних речовин з хмари ядерного вибуху, до дози радіації всередині захисної споруди цивільного захисту або споруди подвійного призначення, що характеризується відповідним коефіцієнтом захисту (Кз).

Маломобільні групи населення (МГН)

Люди, що відчувають труднощі при самостійному пересуванні, одержанні послуги, необхідної інформації або при орієнтуванні в просторі. До МГН віднесені особи з інвалідністю, люди з тимчасовим порушенням здоров'я, вагітні жінки, літні люди, люди з дитячими колясками.

Надзвичайна ситуація

Обстановка на окремій території чи суб'єкті господарювання на ній або водному об'єкті, яка характеризується порушенням нормальних умов життєдіяльності населення, спричинена катастрофою, аварією, пожежею, стихійним лихом, епідемією, епізоотією, епіфітотією, застосуванням засобів ураження або іншою небезпечною подією, що призвела (може призвести) до виникнення загрози життю або здоров'ю населення, великої кількості загиблих і постраждалих, завдання значних матеріальних збитків, а також до неможливості проживання населення на такій території чи об'єкті, провадження на ній господарської діяльності;

Оповіщення

Доведення сигналів і повідомлень органів управління цивільного захисту про загрозу та виникнення надзвичайних ситуацій, аварій, катастроф, епідемій, пожеж тощо до центральних і місцевих органів виконавчої влади, підприємств, установ, організацій та населення;

Пожежа

Неконтрольований процес горіння, внаслідок якого знищується або пошкоджується майно, природні ресурси, а також виникають небезпечні чинники, що створюють загрозу життю та здоров'ю людей, тварин, негативно впливають на навколишнє природне середовище;

Пожежна безпека

Стан захищеності життя та здоров'я людини, майна, навколишнього природного середовища від пожеж, що характеризується досягненням прийняттого рівня ризику виникнення пожежі;

Система оповіщення

Комплекс організаційно-технічних заходів, апаратури і технічних засобів оповіщення, апаратури, засобів та каналів зв'язку, призначених для своєчасного доведення сигналів та інформації про виникнення надзвичайних ситуацій до центральних і місцевих органів виконавчої влади, підприємств, установ, організацій та населення;

Стихійне лихо

Природне явище, що діє з великою руйнівною силою, заподіює значну шкоду території, на якій відбувається, порушує нормальну життєдіяльність населення, завдає матеріальних збитків;

Ступінь послаблення радіаційного впливу (ступінь захисту)

Співвідношення значення дози радіації, що виникає в результаті дії потоку гамма-променів та нейтронів (проникаючої радіації) із зони ядерної реакції (вибуху), а також іонізуючого випромінювання від радіоактивно забрудненої місцевості, води та повітря, внаслідок випадання радіоактивних речовин з хмари ядерного вибуху, до дози радіації всередині захисної споруди цивільного захисту або споруди подвійного призначення, що характеризується відповідним ступенем захисту (Аз).

Тамбур-шлюз

Об'ємно-планувальний елемент (допоміжне приміщення) сховищ та споруд подвійного призначення із захисними властивостями сховищ, відокремлений від інших приміщень та зовнішнього простору стінами, захисно-герметичними та герметичними дверями й призначений для запобігання потрапляння до таких споруд радіоактивних, хімічних та інших небезпечних речовин, продуктів горіння при пожежах у режимі використання за призначенням шляхом проведення процесу шлюзування (почергового відкриття та закриття дверей).

Техногенна безпека

Відсутність ризику виникнення аварій та/або катастроф на об'єктах, що можуть створити реальну загрозу їх виникнення. Техногенна безпека характеризує стан захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного характеру. Забезпечення техногенної безпеки є особливою (специфічною) функцією захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій.

1.1 Загальні вимоги

З метою раціонального використання захисних споруд поза межами періоду дії надзвичайних ситуацій, воєнних (бойових) дій та терористичних актів в житлових будинках та будівлях громадського призначення, у тому числі закладах освіти та закладах охорони здоров'я рекомендується проєктувати СПП, які:

- призначені для використання за основним функціональним призначенням з метою забезпечення суспільних або господарських потреб (основне функціональне призначення);

- мають захисні властивості сховищ або ПРУ та спроектовані, побудовані або пристосовані таким чином, щоб забезпечити умови для тимчасового перебування людей, що підлягають укриттю, під час дії надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів.

СПП мають одночасно задовольняти вимоги, встановлені будівельними нормами відповідно до обох функціональних призначень таких споруд.

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, спеціальне та інше інженерне обладнання, системи життєзабезпечення захисних споруд та СПП мають дозволяти їх приведення у готовність до використання за призначенням у строки, передбачені нормативно-правовими актами. Приміщення захисних споруд та СПП можуть бути обладнані засобами (пристроями) для їх звільнення від техніки та майна, що знаходяться у цих спорудах під час їх використання для потреб суб'єкта господарювання у мирний час (поза межами періоду дії надзвичайних ситуацій, воєнних (бойових) дій та терористичних актів). Такі засоби (пристрої) не мають знижувати встановлених захисних властивостей захисних споруд та СПП.

Захисні споруди та СПП проєктуються з урахуванням вимог:

- розділу ІТЗ ЦЗ у містобудівній документації відповідного рівня з урахуванням радіусу збору населення;

- розділу ІТЗ ЦЗ у проєктній документації на будівництво об'єктів різного призначення.

Радіус збору населення визначається з урахуванням радіусу пішохідної доступності населення до захисних споруд та СПП, який приймають з урахуванням особливостей місцевості та рельєфу:

- 300 м – для багатоповерхової забудови, забудови підвищеної поверховості та висотної забудови;

- 500 м – для середньо поверхової та малоповерхові забудови;

- 300 м – для суб'єктів господарювання віднесених до відповідних категорії цивільного захисту;

- не більше ніж 500 м – для інших суб'єктів господарювання.

Радіуси пішохідної доступності захисних споруд та СПП можуть уточнюватись додатково розділом ІТЗ ЦЗ у містобудівній документації

Захисні властивості сховищ передбачають виключення або зменшення впливу таких прогнозованих небезпечних чинників (факторів):

- дії повітряної ударної хвилі від побічної дії зброї масового ураження з розрахунковим надмірним тиском;

- дії повітряної ударної хвилі при застосуванні звичайних засобів ураження;-проникнення уламками засобів звичайного ураження;

- дії небезпечних хімічних речовин, радіоактивних речовин бойових отруйних речовин, небезпечних біологічних речовин та бактеріальних засобів ураження;

- дії проникаючої радіації та іонізуючого випромінювання від радіоактивно забруднення місцевості, води та повітря, шляхом забезпечення нормативного ступеня послаблення радіаційного впливу (ступеня захисту);

- катастрофічного затоплення (для сховищ, що розташовуються у зонах можливого катастрофічного затоплення);

- дії високих температур та продуктів горіння при пожежах.

Перелік та необхідні мінімальні розрахункові параметри захисних властивостей сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ визначаються залежно від їх класу, що обирається відповідно до додатка А ДБН В.2.2-5:2023 – залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва.

Захисні властивості ПРУ передбачають зменшення впливу таких прогнозованих небезпечних чинників (факторів):

- дії іонізуючого випромінювання від радіоактивного забруднення місцевості, води та повітря, шляхом забезпечення нормативного коефіцієнту послаблення радіаційного впливу (коефіцієнта захисту);

- дії повітряної ударної хвилі від побічної дії зброї масового ураження з розрахунковим надмірним тиском;

- дії повітряної ударної хвилі при застосуванні звичайних засобів ураження;

- побічної дії звичайних засобів ураження;

- проникнення уламками засобів звичайного ураження;

- дії високих температур та продуктів горіння при пожежах.

Перелік та необхідні мінімальні розрахункові параметри захисних властивостей ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ визначаються залежно від їх групи, що обирають відповідно до додатка А ДБН В.2.2-5:2023, залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва.

СПП проєктуються:

- із захисними властивостями сховищ (далі – СПП із захисними властивостями сховищ) відповідно до додатка А ДБН В.2.2-5:2023 залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва;

- із захисними властивостями протирадіаційних укриттів (далі – СПП із захисними властивостями ПРУ) відповідно до додатка А ДБН В.2.2-5:2023 залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва.

Захисні властивості СПП визначаються завданням на проектування відповідно вимог розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту у містобудівній документації відповідного рівня з урахуванням радіусу збору населення.

1.2 Розміщення захисних споруд та споруд подвійного призначення

Захисні споруди та СПП відносно оточуючої забудови, проєктуються окремо розташованими, прибудованими та вбудованими.

Прибудовані і вбудовані захисні споруди та СПП проєктуються у підземних, цокольних та підвальних поверхах.

Окремо розташовані захисні споруди та СПП відносно планувальної позначки землі проєктуються заглибленими або частково заглибленими (за умови забезпечення встановлених показників їх захисних властивостей). При виборі способу розміщення відносно планувальної позначки землі слід враховувати геологічні, гідрогеологічні та інші умови.

У разі розташування захисних споруд та СПП або їх частин вище плану вальної позначки землі, досягнення такими спорудами встановлених показників їх захисних властивостей може забезпечуватися з використанням таких методів:

- обвалування ґрунтом;
- влаштування захисних екранів;
- використання багатошарових будівельних конструкцій.

Для додаткового підвищення захисних властивостей допускається використання таких методів:

- додаткового обкладення бетонними (залізобетонними) будівельними конструкціями (виробами);
- встановлення габіонів, наповнених сипучими матеріалами;
- обкладання таких споруд мішками з сипучими матеріалами, за умов забезпечення їх надійної фіксації та цілісності.

Забороняється використання для обвалування та для інших методів збільшення захисних властивостей застосування суміші фракцій щебню, гальки та каміння.

Окремо розташовані та прибудовані захисні споруди та СПП потрібно розміщувати за межами зон можливих завалів від інших будівель або споруд відповідно до розрахунку згідно з ДБН В.1.2-4. У разі неможливості розміщення окремо розташованих та прибудованих захисних споруд та СПП за межами зон можливих завалів від інших будівель або споруд, необхідно додатково забезпечити стійкість зовнішніх огорожувальних конструкцій таких споруд до впливу додаткових навантажень (динамічних

та статичних), що можуть виникнути при руйнуванні інших будівель або споруд внаслідок впливу небезпечних чинників (факторів).

Не допускається розташовувати захисні споруди та СПП:

а) під виробничими та складськими приміщеннями, в яких розташовано резервуари з шкідливими рідинами, печі з розтопленими металами або іншими речовинами, руйнування яких може призвести к викиду таких речовин і ураження ними людей, що перебувають у захисних спорудах;

б) у приміщеннях, в яких є магістральні та інші транзитні тепло -та водопроводи, якщо немає можливості двостороннього їх відключення, а також вводи електричної енергії високої напруги;

в) на схилах, не захищених від зсувів або інших небезпечних геологічних процесів (ерозія, селеві потоки тощо), а також на територіях з виробками;

г) не ближче за нормативну протипожежну відстань відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12, ДСТУ9058, але не ближче ніж 30 м від сховищ або складів з горючими речовинами та матеріалами. При цьому повинні передбачатись заходи щодо захисту сховища та підходів до нього від затоплення горючою речовиною або матеріалами;

д) ближче відстаней, що забезпечують стійкість захисних споруд до надлишкового тиску вибуху

Захисні споруди та СПП повинні бути захищені від можливого затоплення дощовими водами, а також іншими рідинами при руйнуванні ємностей, розташованих на поверхні землі або на вищих поверхах будівель або споруд.

Захисні споруди та СПП рекомендується розташовувати на відстані не менше ніж 5 м(у просвіті) від зовнішніх мереж водопостачання, теплопостачання та напірної каналізації діаметром не більше ніж 200 мм. При діаметрі більше ніж 200 мм відстань захисних споруд та СПП до мереж водопостачання, теплопостачання та напірних каналізаційних магістралей повинна бути не менше ніж 15 м.

На підприємствах, пов'язаних із використанням небезпечних хімічних речовин (НХР) захисні споруди та СПП повинні(о)розташовуватися та проектуватися відповідно до рекомендацій розділу ОВНС (ОВД). Розміщення захисних споруд та СПП на території суб'єктів господарювання, що зберігають або використовують у технологічному процесі небезпечні хімічні речовини, має здійснюватися з урахуванням фізико-хімічних властивостей таких речовин відповідно на підвищених або понижених ділянках місцевості.

Прокладання транзитних внутрішньо будинкових трубопроводів опалення, електромереж (вище 0,4 кВ) водопроводу та каналізації крізь приміщення захисної споруди або СПП допускається за умови розміщення їх у технічних інженерних коридорах, відокремлених від приміщення захисної споруди або СПП стінами (перегородками) з класом вогнестійкості

ЕІ 45 та герметизацією, для якої використовують вогнетривкі однокомпонентні матеріали (піни, герметики тощо) на поліуретановій, силікатній або іншій основі з підтвердженням класу вогнестійкості не менше ЕІ 45. Прокладання зовнішніх транзитних мереж та магістральних мереж через приміщення захисних споруд та СПП не допускається.

Мережі для обслуговування захисної споруди або СПП мають мати можливість відключитись безпосередньо із захисної споруди або СПП.6.11 Необхідна кількість та місткість кожної захисної споруди та СПП визначається завданням на проектування, виходячи з розрахункової кількості осіб, що підлягають укриттю, а саме:

а) при реалізації вимог розділу ІТЗ ЦЗ у містобудівній документації відповідного рівня;

б) при реалізації вимог розділу ІТЗ ЦЗ у проєктній документації на будівництво об'єктів різного призначення;

в) відповідно до кількості осіб, що постійно та/або періодично перебувають на об'єкті – залежно від функціонального призначення об'єкта, для якого проектується захисна споруда або СПП, з урахуванням положень ДБН В.2.2-5:2023.

Загальна місткість захисних споруд цивільного захисту та СПП закладів охорони здоров'я визначається з урахуванням максимальної кількості осіб, що можуть одночасно (постійно та тимчасово) перебувати на об'єкті, в тому числі осіб, що перебувають у приміщеннях, необхідних для можливості забезпечення надання безперервної медичної допомоги відповідно до ДБН В.2.2-5:2023, але не менше найбільш чисельної робочої зміни медичного та обслуговуючого персоналу та планової чисельності хворих таких закладів.

Загальна місткість захисних споруд та СПП закладів дошкільної освіти визначається можливістю укриття 100% учасників освітнього процесу (вихованців, педагогічних працівників, помічників вихователів, медичних працівників, асистентів дітей з особливими освітніми потребами) та інших працівників закладу дошкільної освіти. При реконструкції вбудованих та при новому будівництві окремо розташованих та прибудованих захисних споруд або СПП в межах земельної ділянки існуючих закладів освіти, допускається зменшувати місткість захисних споруд та СПП до 60% від загальної місткості закладу освіти за умови, що укриттю підлягають всі особи, які можуть одночасно перебувати у будівлі відповідно до режиму роботи закладу у найбільш чисельну зміну.

Загальна місткість захисних споруд та СПП закладів загальної середньої освіти визначається можливістю укриття 100% учасників освітнього процесу та інших працівників закладу. При реконструкції вбудованих та при новому будівництві окремо розташованих та прибудованих захисних споруд або СПП в межах земельної ділянки існуючих закладів освіти, допускається зменшувати місткість захисних

споруд та СПП до 50% від загальної місткості закладу освіти за умови, що укриттю підлягають всі особи, які можуть одночасно перебувати у будівлі відповідно до режиму роботи закладу у найбільш чисельну зміну.

Загальна місткість захисних споруд та СПП закладів вищої, фахової передвищої, професійної (професійно-технічної) та післядипломної освіти визначається можливістю укриття 100% здобувачів освіти, педагогічних і науково-педагогічних та інших працівників закладу відповідно до розрахункової місткості однієї зміни для конкретної будівлі. При реконструкції вбудованих та при новому будівництві окремо розташованих та прибудованих захисних споруд або СПП в межах земельної ділянки існуючих закладів освіти, допускається зменшувати місткість захисних споруд та СПП до 60% від загальної місткості закладу освіти, відповідно до розрахункової місткості однієї зміни для конкретної будівлі за умови, що укриттю підлягають всі особи, які можуть одночасно перебувати в будівлі відповідно до режиму роботи закладу.

Загальна місткість захисних споруд та СПП закладів позашкільної освіти визначається можливістю укриття 100% учасників освітнього процесу та інших працівників закладу. При реконструкції вбудованих та при новому будівництві окремо розташованих та прибудованих захисних споруд або СПП в межах земельної ділянки існуючих закладів освіти, допускається зменшувати місткість захисних споруд до 60% від загальної місткості закладу освіти за умови, що укриттю підлягають всі особи, які можуть одночасно перебувати в будівлі відповідно до режиму роботи закладу.

Загальна місткість захисних споруд та СПП громадських будівель визначається можливістю укриття 100% розрахункової кількості осіб, що періодично перебувають на об'єкті. Розрахунок кількості осіб, що періодично перебувають на об'єкті здійснюється відповідно до ДСТУ 8855.

Загальна місткість захисних споруд та СПП житлових будинків визначається можливістю укриття 100% розрахункової кількості осіб, що постійно перебувають на об'єкті. Розрахунок кількості осіб, що постійно перебувають на об'єкті здійснюється відповідно до ДСТУ 8855.

Загальна місткість захисних споруд та СПП будівель виробничого та складського та адміністративно-побутового призначення визначається можливістю укриття 100% розрахункової кількості осіб, що періодично перебувають на об'єкті. Розрахунок кількості осіб, що періодично перебувають на об'єкті здійснюється відповідно до ДСТУ 8855.

Пішохідні шляхи руху до захисних споруд та СПП повинні відповідати вимогам доступності для МГН згідно з ДБН В.2.3-5 та ДБН В.2.2-40 та повинні бути облаштовані засобами безпеки, орієнтування та отримання інформації. Усі входи у сховища слід обладнувати доступними елементами інформації про об'єкт згідно з вимогами ДБН В.2.2-40.7

1.3 Основні вимоги законодавства щодо створення фонду захисних споруд цивільного захисту для організації у них укриття населення

Для захисту людей від деяких факторів небезпеки, які виникають внаслідок надзвичайних ситуацій в мирний час й дії засобів ураження у особливий період, використовують захисні споруди цивільного захисту і споруди подвійного призначення й найпростіші укриття.

Відповідно до вимоги статті 19 Кодексу цивільного захисту України до повноважень органів місцевого самоврядування в сфері цивільного захисту щодо створення фонду захисних споруд цивільного захисту належить (викопіювання із статті 19 Кодексу цивільного захисту України):

- організація виконання вимог законодавства щодо створення, використання, утримання та реконструкції фонду захисних споруд цивільного захисту населення;
- визначення кількісної потреби фонду захисних споруд цивільного захисту населення;
- планування і організація роботи із дообладнання чи спорудження у особливий період підвальних й інших заглиблених приміщень для укриття населення;
- організація обліку фонду захисних споруд цивільного захисту населення;
- здійснення контролю за утриманням і станом готовності захисних споруд цивільного захисту населення;
- прийняття конкретних рішень про подальше використання захисних споруд цивільного захисту населення державної і комунальної власності в разі банкрутства (ліквідації) суб'єкта господарювання, на балансові якого перебуває ця захисна споруда, а також безхазяйних захисних споруд.

Порядок створення та утримання фонду захисних споруд цивільного захисту, а також ведення їх обліку визначено постановою Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року № 138 (далі – ПОРЯДОК). Загальна схема порядку створення, утримання та ведення обліку фонду захисних споруд цивільного захисту показано на рисунку 1.1.



Рис. 1.1 – Загальна схема порядку створення, утримання та ведення обліку фонду захисних споруд цивільного захисту

До захисних споруд цивільного захисту населення висувають такі вимоги:

- 1) захисні споруди повинні мати конструктивну міцність відповідно до свого класу (класу захисту від дії ударної хвилі) і бути герметичними;
- 2) захисні споруди повинні забезпечувати безперервне перебування в них людей упродовж не менше 2-х діб;
- 3) захисні споруди повинні бути розташовані від місць знаходження людей, для захисту яких вони призначені, на відстані:
 - не далі, ніж 500 м (для сховищ);
 - не далі, ніж 1000 м (для протирадіаційних укриттів);
- 4) захисні споруди повинні використовуватися за подвійним призначенням: у надзвичайних ситуаціях – для захисту персоналу, а у мирний час – для господарчих потреб (у якості складських приміщень, гардеробних, приміщень аварійних служб тощо);
- 5) поблизу від захисних споруд не має розміщуватися об'єктів (складів, резервуарів) із небезпечними речовинами й матеріалами, магістральних інженерних мереж, зокрема тепло і водопостачання, каналізації, аварія на яких може призводити до травмування і загибелі людей;
- 6) до захисних споруд має бути забезпечено вільний доступ, в тому числі для осіб із інвалідністю й інших маломобільних груп населення.

Захисні споруди повинні приводитися у готовність до приймання громадян, що укриваються, у термін, що не перевищує 12 годин, а на атомних електростанціях, хімічно-небезпечних і пожежовибухонебезпечних об'єктах повинні утримуватися у постійній готовності до приймання персоналу, що буде укриватися.

Відповідно до вимог статті 32 Кодексу цивільного захисту України до захисних споруд цивільного захисту населення належать такі будівлі та споруди чи їх частини (загальну класифікацію захисних споруд цивільного захисту населення показано на рисунку 1.2):

- сховища;
- протирадіаційні укриття;

- споруди подвійного призначення;
- найпростіші укриття.



Рис. 1.2 – Класифікація захисних споруд цивільного захисту населення

Сховище – герметична споруда для захисту людей, у якій протягом певного часу створюються умови, які виключають вплив на них небезпечних факторів, що виникають внаслідок надзвичайних ситуацій, воєнних (бойових) дій чи терористичних актів. Загальний вигляд сховищ показано на рисунку 1.3. Класифікація сховищ показана на рисунку 1.4. Загальні вимоги до сховищ показано на рисунку 1.5.

Сховище має бути обладнане (див. рис. 1.5) спеціальним інженерним обладнанням і системами життєзабезпечення; має мати герметичні і герметично - захисні двері, віконниці; противибухові пристрої; має бути влаштована фільтровентиляція; стаціонарне й аварійне живлення (дизельелектростанція); мають бути встановлені санітарно-технічні прилади (душ, умивальник, туалет). Автономність перебування людей у сховищах під час надзвичайних ситуацій – 48 год.

У сховищі укривається персонал найбільш важливих об'єктів економіки (атомних електростанцій, оборонних підприємств та підприємств, що забезпечують життєдіяльність великих міст, закладів охорони здоров'я).

Сховище має забезпечувати захист від засобів масового ураження (ядерної, хімічної, біологічної, бактеріологічної зброї тощо), звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат тощо).

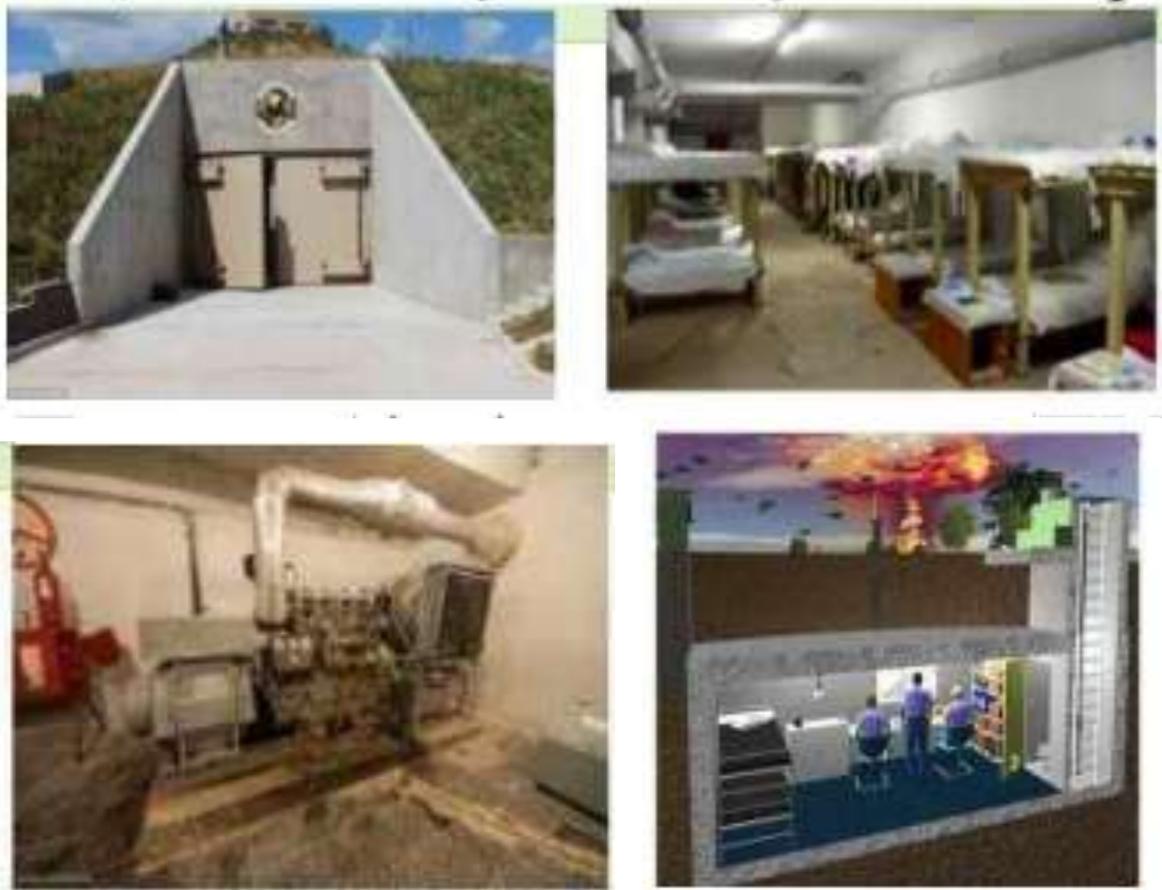


Рис. 1.3 – Загальний вигляд сховищ



Рис. 1.4 – Класифікація сховищ

<p>ГЕРМЕТИЧНА ЗАХИСНА СПОРУДА, ЗАБЕЗПЕЧЕНА спеціальним інженерним обладнанням та системами життєзабезпечення: герметичні та герметично - захисні двері, віконниці; противибухові пристрої; фільтровентиляція; стаціонарне та аварійне живлення (дизельелектростанція); санітарно-технічні прилади (душ, умивальник, туалет) АВТОНОМНІСТЬ - 48 годин</p>	<p>УКРИВАЄТЬСЯ: Персонал найбільш важливих об'єктів економіки (АЕС, оборонні підприємства та підприємства, що забезпечують життєдіяльність великих міст, заклади охорони здоров'я)</p> <p>ЗАБЕЗПЕЧУЄ ЗАХИСТ ВІД: засобів масового ураження (ядерної, хімічної, біологічної, бактеріологічної зброї тощо) звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат тощо)</p>
---	--

Рис. 1.5 – Загальні вимоги до сховищ

Сховище проектується і будується за спеціальними державними будівельними нормами (ДБН В.2 .2-5-97 «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільного захисту») та має мати нормовані захисні властивості.

Протирадіаційне укриття (ПРУ) – негерметична споруда для захисту людей, у якій створюються умови, які виключають вплив на них іонізуючого випромінювання в разі радіоактивного забруднення місцевості. Загальний вигляд протирадіаційних укриттів показано на рисунку 1.6. Загальні вимоги до них описано на рисунку 1.7.



Рис. 1.6 – Загальний вигляд протирадіаційних укриттів

Протирадіаційне укриття має бути обмежено забезпечене спеціальним інженерним обладнанням, а саме: двері (звичайні, посилені); вентиляція (до 50 осіб – природня, більше 50 осіб – штучна з механічним спонуканням); стаціонарне електроживлення; якщо більше ніж на 20 осіб каналізація та

водопровід, менше 20 осіб – баки із питною водою і виносна тара для нечистот. Фактично протирадіаційним укриттям могут бути спеціально облаштоване підвальне приміщення.

У протирадіаційних укриттях можуть укритися всі категорії населення. Протирадіаційні укриття мають бути обов'язково в зонах можливого радіоактивного забруднення навколо атомних електростанцій.

Протирадіаційні укриття мають забезпечувати захист від іонізуючого (радіоактивного) випромінювання (у разі радіаційних аварій), а також звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат тощо).

Протирадіаційне укриття проектується і будується за спеціальними державними будівельними нормами (ДБН В.2 .2-5-97 «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільного захисту») та має мати нормовані захисні властивості.

<p>НЕГЕРМЕТИЧНА ЗАХИСНА СПОРУДА, обмежено забезпечена спеціальним інженерним обладнанням: - двері (звичайні, посилені); вентиляція (до 50 осіб - природна, більше - з механічним спонуканням); стаціонарне електроживлення; якщо більше ніж на 20 осіб каналізація та водопровід, менше - баки з питною водою та виносна тара для нечистот Фактично спеціально облаштоване підвальне приміщення</p>	<p>УКРИВАЮТЬСЯ: всі категорії населення обов'язково - у зонах можливого радіоактивного забруднення навколо АЕС</p> <hr/> <p>ЗАБЕЗПЕЧУЄ ЗАХИСТ ВІД: іонізуючого (радіоактивного) випромінювання (у разі радіаційних аварій звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат тощо)</p>
---	--

Рис. 1.7 – Загальні вимоги до протирадіаційних укриттів

Споруда подвійного призначення (СПП) – наземна або підземна споруда, яка може бути використана як за основним функціональним призначенням, так і для захисту населення. Загальний вигляд споруд подвійного призначення показано на рисунку 1.8. Загальні вимоги до споруд подвійного призначення описано на рисунку 1.9.

Будівельні об'єкти різного призначення, які експлуатуються і за технічними характеристиками відповідають вимогам захисним спорудам цивільного захисту населення, також можуть бути включено до фонду захисних споруд цивільного населення як споруди подвійного призначення у порядку, передбаченому пунктом 8 Вимог щодо забезпечення нумерації й здійснення обліку фонду захисних споруд цивільного захисту населення (наказ МВС від 09.07.2018 № 579) на підставі проведеного оцінювання стану готовності й за результатами проведеного технічного огляду.



Рис. 1.8 – Загальний вигляд споруд подвійного призначення

<p>НАСАМПЕРЕД ВИКОРИСТОВУЄТЬСЯ ЗА ОСНОВНИМ ФУНКЦІОНАЛЬНИМ ПРИЗНАЧЕННЯМ: ПІДЗЕМНІ станції метрополітену, автостоянки, паркінги, гаражі, торговельні центри тощо МАЄ ЗАХИСНІ ВЛАСТИВОСТІ ЗСЦЗ (сховищ або ПРУ)</p>	<p>УКРИВАЮТЬСЯ відповідні категорії населення ЗАБЕЗПЕЧУЄ ЗАХИСТ ВІД відповідних негативних чинників, передбачених для сховищ та ПРУ</p>
---	--

Рис. 1.9 – Загальні вимоги до споруд подвійного призначення

Спорудами подвійного призначення можуть бути підземні станції метрополітену, автостоянки, паркінги, гаражі, торговельні центри тощо.

Споруд подвійного призначення можуть мати захисні властивості сховищ або протирадіаційних укриттів.

У спорудах подвійного призначення укриваються певні наперед не визначені категорії населення.

Споруди подвійного призначення мають забезпечувати захист від відповідних негативних чинників, передбачених для сховищ або протирадіаційних укриттів.

Споруди подвійного призначення проектуються і будуються за основними (як для споруд відповідного функціонального призначення) та спеціальними будівельними нормами та має мати нормовані захисні властивості.

Найпростіше укриття – це фортифікаційна споруда, цокольне або підвальне приміщення, шахтні виробки, печери й інші природні пустоти які дають можливість знизити комбіноване ураження людей від небезпечних наслідків надзвичайних ситуацій, а також від дії засобів масового ураження в особливий період. Загальний вигляд найпростіших укриттів показано на рисунку 1.10. Загальні вимоги до найпростіших укриттів описано на рисунку 1.11.

Вимоги до найпростіших укриттів не нормовані.

Найпростіші укриття мають бути забезпечені згідно наказу МВС від 09.07.2018 року № 579):

- місцями для сидіння чи лежання;
- ємностями з питною й технічною водами (за відсутності централізованого водопостачання);
- наповненими контейнерами для зберігання продуктів харчування;
- виносними баками для нечистот, які щільно закриваються (для приміщень не обладнаних централізованим водовідведенням);
- резервним штучним освітленням (електричними чи газовими ліхтарями тощо);
- первинними засобами пожежогасіння;
- засобами надання первинної медичної допомоги;
- засобами зв'язку й оповіщення (телефоном, радіостанцією, радіоприймачем);
- шанцевим інструментом.

У найпростіших укриттях укриваються всі категорії населення (у разі відсутності захисних споруд).

Найпростіші укриття мають забезпечувати захист від вторинних чинників застосування ядерної зброї (від світлового опромінення й повітряної ударної хвилі – частково), звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат і т.ін.) – частково.



Рис. 1.10 – Загальний вигляд найпростіших укриттів

<p style="text-align: center;">ПРИМІЩЕННЯ</p> <p>у підвальному або цокольному поверсі, шахтні виробки, печери та інші природні пустоти</p> <p style="text-align: center;">ФОРТИФІКАЦІЙНІ СПОРУДИ</p> <p>Вимоги до захисних властивостей не унормовано. Мають бути забезпечені (наказ МВС від 09.07.2018 № 579):</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ місцями для сидіння (лежання); ✓ ємностями з питною та технічною водою (за відсутності централізованого водопостачання); ✓ контейнерами для зберігання продуктів харчування; ✓ виносними баками для нечистот, що щільно закриваються (для неканалізованих приміщень); ✓ резервним штучним освітленням (електричними та газовими ліхтарями тощо); ✓ первинними засобами пожежогасіння; ✓ засобами надання медичної допомоги; засобами зв'язку та оповіщення (телефоном, радіостанцією, радіоприймачем); ✓ шанцевим інструментом 	<p>ЗНИЖУЄ КОМБІНОВАНЕ УРАЖЕННЯ ЛЮДЕЙ ВІД НЕБЕЗПЕЧНИХ ЧИННИКІВ НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ ТА ДІЇ ЗАСОБІВ УРАЖЕННЯ В ОСОБЛИВИЙ ПЕРІОД:</p> <p>вторинних чинників застосування ядерної зброї (світлового опромінення та повітряної ударної хвилі - частково) звичайної зброї (стрілецької, артилерійської, авіаційних бомб, гранат тощо) - частково</p> <p>УКРИВАЮТЬСЯ:</p> <p>всі категорії населення (у разі відсутності захисних споруд)</p>
---	---

Рис. 1.11 – Загальні вимоги до найпростіших укриттів

Потреба у захисних спорудах на мирний час і на особливий період визначається згідно пункту 5 постанови Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року № 138, а саме:

– *під час планування у сфері цивільного захисту*: в розділах «Організація укриття населення в фонді захисних споруд цивільного захисту населення»; планів реагування на надзвичайні ситуації (на мирний

час, насамперед для територій зон спостереження навколо атомних електростанцій й інших радіаційно небезпечних об'єктів); планів цивільного захисту на особливий період (на воєнний час, для всіх територій населення);

– *під час планування забудови територій*: у розділах інженерно-технічного захисту та цивільного захисту просторової (містобудівної) документації, а саме комплексних планів просторового розвитку територій територіальних громад, генеральних планів населених пунктів детальних планів території;

– *під час проектування об'єктів*: у розділах інженерно-технічного захисту та цивільного захисту проектної документації об'єктів різного призначення, перелік яких визначено постановою КМУ від 9 січня 2014 року № 6 «Про затвердження переліку об'єктів, що належать суб'єктам господарювання, проектування яких здійснюється з урахуванням вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту».

Відповідно до вимог статті 21 Кодексу цивільного захисту України всі громадяни України мають право на забезпечення засобами колективного захисту і їх використання.

Завдання й обов'язки громадян і їх об'єднань (зокрема – ОСББ) щодо організації свого укриття законодавством не визначено.

Відповідно до вимог статей 20 та 32 Кодексу цивільного захисту України до завдань й обов'язків суб'єктів господарювання належить :

– здійснення обліку захисних споруд, що перебувають на балансі (утриманні);

– забезпечення відповідно до законодавства своїх працівників засобами колективного захисту (захисними спорудами цивільного захисту населення чи спорудами подвійного призначення);

– забезпечення дотримання вимог законодавства щодо створення, зберігання, використання, утримання й реконструкції захисних споруд цивільного захисту населення.

Утримання захисними спорудами цивільного захисту населення у готовності до використання за призначенням здійснюється їх балансоутримувачами (суб'єктами господарювання, які утримують захисними спорудами цивільного захисту населення на балансі) за рахунок власних коштів.

1.4 Алгоритм дій органів місцевого самоврядування щодо забезпечення укриття населення

Дії органів місцевого самоврядування щодо забезпечення укриття населення у захисних спорудах цивільного захисту чи спорудах подвійного призначення розглянемо у вигляді покрокового алгоритму.

КРОК 1. Проведення інвентаризації (уточнення) наявного фонду захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення:

- уточнення переліків захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення, що знаходяться на території територіальних громад і перебувають в документальних обліках місцевих (районній, обласній) державних адміністраціях, електронних обліках територіальних органів Державної служби надзвичайних ситуацій;
- отримання в місцевих державних адміністраціях копій облікових документів (паспортів й облікових карток) на захисні споруди цивільного захисту населення та споруди подвійного призначення;
- проведення оцінки стану готовності наявних захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення із складенням відповідних актів за формою згідно із додатком 11 до Вимог щодо утримання й експлуатації захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення (наказ МВС від 09.07.2018 № 579), що розміщено за посиланням <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0879-18#n18>;
- визначення захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення неготових до використання за призначенням, а також тих, подальше утримання яких технічно неможливо та економічно недоцільно (непридатних ЗСЦЗ).

КРОК 2. Визначення потреб фонду захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення з урахуванням фактичного їх стану (неготові та непридатні захисні споруди цивільного захисту населення та споруди подвійного призначення не враховуються як такі, що можуть бути використано для укриття населення).

Проведення відповідних розрахунків здійснюється шляхом оформлення форми 4/1/СІЗ цивільного захисту, в якій визначається загальна потреба фонду захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення:

- сховищах та спорудах подвійного призначення із захисними властивостями сховищ (шт./ осіб);
- протирадіаційні укриття та споруди подвійного призначення із захисними властивостями протирадіаційних укриттів (шт./ осіб);
- найпростіших укриттях (на особливий період) (шт./ осіб).

Для розрахунку необхідно враховувати, що відповідно до вимог статті 32 Кодексу цивільного захисту України, укриття населення у зонах спостереження за атомними електромтанціями, персоналу (працівників) ОПН, а також пунктів управління має забезпечуватися тільки у захисних споруд цивільного захисту, що перебувають у постійній готовності до використання за призначенням. Враховуючи

вищезазначене планування укриття зазначених категорій населення в спорудах подвійного призначення не допускається.

У найпростіших укриттях планується укриття на особливий період усіх категорій населення, що не забезпечено захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення із захисними властивостями відповідних споруд подвійного призначення.

Таким чином, під час визначення потреби фонду захисних споруд цивільного захисту населення та споруд подвійного призначення у сховищах та протирадіаційних укриттях, не враховується забезпечення на особливий період укриття населення у найпростіших укриттях.

Відповідно до ДБН В.2.2-5-97 «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільного захисту» економічно обґрунтованими є будівництво сховищ місткістю не менше 150 осіб, відповідно протирадіаційних укриттів – не менше 50 осіб (мінімальна місткість протирадіаційних укриттів встановлена на рівні 50 осіб).

Місткість фонду захисних споруд цивільного захисту населення визначають виходячи з таких нормативів:

0,6 кв.м – при одноярусному розташуванні місць для сидіння/лежання;
0,5 кв.м – при двоярусному розташуванні місць для сидіння/лежання;
0,4 кв.м – при троярусному розташуванні місць для сидіння/лежання. При цьому внутрішній об'єм одну особу, що підлягає укриттю, не менше 1,5 куб.м.

КРОК 3. Задоволення потреб фонду захисних споруд цивільного захисту. Відповідно до вимог постанови Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року №138 створення фонду захисних споруд здійснюється шляхом:

- реалізації положень розділів (схем) інженерно-технічного та цивільного захистів містобудівної та проектної документації об'єктів будівництва в частині будівництва (пристосування) захисних споруд цивільного захисту;
- комплексного освоєння підземного простору міст й інших населених пунктів для розміщення у ньому споруд соціально-побутового, виробничого й господарського призначення, які можуть бути використані для укриття населення як споруди подвійного призначення та найпростіші укриття;
- обстеження і взяття на облік підземних й наземних будівель та споруд, гірських й інших виробків та підземних порожнин для встановлення можливості їх використання для укриття населення як споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів;
- будівництва у особливий період швидкоспоруджуваних захисних споруд і найпростіших укриттів.

Задоволення потреб фонду захисних споруд цивільного захисту здійснюється з урахуванням вимог пункту 6 постанови Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року №138.

Із урахуванням економічної складової зазначеного питання, задоволення зазначених потреб, насамперед для організації укриття населення у особливий період, доцільно розпочати шляхом організації огляду (оцінки) існуючих будівель та споруд із метою встановлення можливості їх використання як споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів.

Відповідно до норм пункту 7 постанови Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року №138 для встановлення можливості використання для укриття населення як споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів обстежують:

- підземні переходи між станціями (транспортні, станцій метрополітену); тунелі (станції метрополітену, автодорожні, магістральні і пішохідні); підземні склади;
- споруди котлованного типу (автостоянки, паркінги, гаражі, підземні торговельні центри, підприємства громадського харчування і магазини); колишні оборонні об'єкти й бази;
- підземні гірські виробки, печери й інші підземні порожнини різного призначення;
- підвальні, цокольні та перші поверхи об'єктів цивільного й промислового призначення;
- інші об'єкти, які за своїми технічними характеристиками і захисними властивостями можуть бути використані для укриття населення.

ОМС відповідно до визначених повноважень можуть утворювати постійні чи тимчасові комісії із обстеження будівель та споруд, які належать до сфери їх управління, для встановлення можливості їх використання для укриття населення як споруди подвійного призначення та найпростіших укриттів.

У особливий період нарощування фонду захисних споруд здійснюється шляхом будівництва швидкоспоруджуваних захисних споруд цивільного захисту та найпростіших укриттів відповідно до завдань цивільного захисту, передбачених в планах цивільного захисту на особливий період ОМС.

Для проведення обстежень (огляду та оцінки) використовуються:

- 1) методика щодо віднесення існуючих будівель та споруд до споруд подвійного призначення з захисними властивостями протирадіаційних укриттів, яку розміщено на офіційному вебсайті Державної служби надзвичайних ситуацій у рубриці «Методичні рекомендації» розділу «Нормативна база».
- 2) рекомендації, надані у підрозділі 1.3 (для найпростіших укриттів).

Включення споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів до фонду захисних споруд цивільного захисту здійснюється

шляхом їх постановки на облік (внесення до відповідних книг). Видання ОМС розпорядчого документа щодо включення до фонду захисних споруд цивільного захисту найпростіших укриттів і споруд подвійного призначення, а також постановки їх на облік необов'язково.

Законодавством також передбачено можливість задоволення потреб фонду захисних споруд цивільного захисту шляхом будівництва швидкоспоруджуваних захисних споруд цивільного захисту.

КРОК 4. Розподіл населення по наявним спорудам фонду захисних споруд цивільного захисту з урахуванням їх місткості, стану готовності і розташування на місцевості (із урахуванням нормативних радіусів збору навколо таких споруд).

Розподіл населення здійснюється виходячи з таких вимог:

- споруда призначена для укриття населення (захисна споруда цивільного захисту, споруда подвійного призначення, найпростіше укриття) мають знаходитися у безпосередній близькості до місця проживання (роботи) осіб, які підлягають укриттю;
- для укриття населення, яке не належить до персоналу суб'єктів господарювання, мають використовуватися споруди, які належать до комунальної чи державної форми власності, насамперед, розташовані в адміністративних, побутових і інших спорудах комунального фонду;
- використання для укриття населення інших споруд має здійснюватися за згодою їх власників;
- розміщення осіб в таких спорудах має здійснюватися за територіально-виробничим принципом: у одній споруді один цех (бригада), житловий будинок, вулиця тощо;
- споруди, визнані неготовими до використання призначенням, під час розподілу не враховуються.

КРОК 5. Доведення до населення інформації про місця розташування споруд фонду захисних споруд цивільного захисту, правил їх зайняття і поведінки у них, дій в разі раптового початку бойових дій, зокрема шляхом розміщення відповідної інформації:

- на офіційному веб-сайті ОМС, в засобах масової інформації;
- на зворотній стороні квитанцій на оплату житлово-комунальних послуг;
- іншими доступними засобами.

1.5 Рекомендації щодо визначення будівельних об'єктів, придатних до включення до фонду захисних споруд цивільного захисту як найпростіші укриття

(лист ДСНС від 30.08.2017 № 02-12284/162)

У цьому підрозділі надано роз'яснення щодо можливості включення до фонду захисних споруд цивільного захисту (далі – фонд захисних

споруд) та використання для укриття працівників (персоналу) й інших категорій населення (далі – населення) будівель, споруд і приміщень різного призначення (далі – об'єкти), які експлуатуються, як найпростіших укриттів, а також забезпечення їх необхідним інвентарем.

Перелік об'єктів, які підлягають обстеженню (огляду, оцінці) для встановлення можливості їх використання для укриття населення як найпростіших укриттів (далі – огляд) визначено пунктом 7 постанови Кабінету міністрів України від 10 березня 2017 року №138 створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту і їх обліку, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 10 березня 2017 р. № 138.

Огляду і включенню до фонду захисних споруд як найпростіших укриттів в першу чергу підлягають об'єкти державної і комунальної форми власності. Огляд і включення до фонду захисних споруд об'єктів приватної власності здійснюється за згодою їх власників чи уповноважених ними осіб. Не підлягають огляду об'єкти військових підрозділів Збройних Сил, Національної гвардії чи інших утворених відповідно до законів військових формувань. Огляд підвалів, погребів (льохів) одноквартирних (садибних) житлових будинків для встановлення можливості їх використання для укриття населення як найпростіших укриттів не рекомендується.

У випадку неможливості чи недоцільності використання для укриття населення усього об'єкта як найпростішого укриття може бути прийнято рішення щодо включення до фонду захисних споруд його окремої частини (приміщення).

Під час огляду об'єктів рекомендовано враховувати вимоги щодо забезпечення захисту населення від небезпечних чинників НС:

- зовнішнього іонізуючого випромінювання;
- дії повітряної ударної хвилі при застосуванні звичайних засобів ураження та побічної дії сучасної зброї масового ураження;
- дії звичайних засобів ураження (стрілецької зброї, уламків ручних гранат, артилерійських боєприпасів та авіаційних бомб);
- негативного впливу від інших будівель, споруд, інженерних мереж, руйнування (аварії) на яких може призвести до травмування чи загибелі населення, що підлягає укриттю.

Із метою забезпечення захисту населення від небезпечних чинників надзвичайних ситуацій та організації його життєзабезпечення об'єкти мають відповідати таким основним вимогам:

- 1) розміщуються у підвальному (підземному), цокольному чи першому поверхах;
- 2) розташовуються близько від місць перебування (роботи або проживання) населення, що підлягає укриттю, а саме на відстанях, які

забезпечують прибуття населення до захисної споруди впродовж 1 – 3 хвилин від отримання повідомлення про небезпеку (не більше 500 м);

3) не розміщуються поруч із великими резервуарами з небезпечними хімічними, легкозаймистими, горючими і вибухонебезпечними речовинами, водопровідними й каналізаційними магістралями, руйнування яких може призвести до травмування чи загибелі населення, що підлягає укриттю;

4) не зазнають негативного впливу ґрунтових, поверхневих, технологічних чи стічних вод;

5) забезпеченість електроживленням, штучним освітленням, системами водопроводу і каналізації. За відсутності у об'єктах водопостачання чи каналізації вони повинні мати окремі приміщення для встановлення виносних баків для нечистот;

6) не мають великих отворів в зовнішніх огорожувальних конструкціях, наявні отвори (окрім дверних) забезпечують можливість їх закладки (мішками із піском чи ґрунтом, бетонними блоками, цегляною кладкою і т. ін.);

7) мають не менше двох входів (виходів), один із яких може бути аварійним (в разі планування укриття в найпростішому укритті місткістю до 20 осіб в ньому допускається наявність одного входу);

8) через приміщення, призначені для перебування населення, що підлягає укриттю, не проходять водопровідні і каналізаційні магістралі, інші магістральні інженерні комунікації (за винятком внутрішньо-будинкових інженерних мереж). Приміщення мають рівну підлогу, придатну для встановлення лавок, нар, інших місць для сидіння чи лежання;

9) в приміщеннях не зберігаються легкозаймисті, хімічно й радіаційно небезпечні речовини, небезпечного обладнання, яке не підлягає демонтажу чи не може бути демонтоване у термін до 12 годин;

10) висота приміщень об'єктів, як-от дверних отворів, становить не менше 1,7 м, а до виступаючих частин окремих будівельних конструкцій і інженерних комунікацій (за винятком дверних отворів) – не менше 1,4 м. Ширина дверних отворів становить не менше ніж 0,8 м. Перетинання дверних отворів будівельними конструкціями чи інженерними комунікаціями не допускається;

11) отвори при входах/виходах закриваються посиленими дверми з негорючих матеріалів (металевими чи дерев'яними, оббитими залізом) чи захисними екранами (кам'яними, цегляними чи залізобетонними) на висоту не менше 1,7 м;

12) приміщення повинні мати примусову чи природну вентиляцію;

13) забезпечується вільний доступ осіб із інвалідністю й інших маломобільних груп населення чи є технічна можливість дообладнання для забезпечення такого доступу в термін до 12 годин;

14) об'єкт перебуває в задовільному санітарному і протипожежному стані;

15) зовнішні огорожувальні будівельні конструкції забезпечують нормативний коефіцієнт захисту від гамма-випромінювання (K_z) відповідно до вимог додатку 1 до ДБН В 2.2.5-97 «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільного захисту», але не менше $K_z=100$.

Необхідні захисні властивості як правило забезпечують об'єкти із стінами товщиною у 2 – 2,5 цеглини завтовшки, чи із цільних залізобетонних конструкцій (блоків, панелей) товщиною не менше 56 см. Відповідні захисні властивості також забезпечує шар ґрунту товщиною 67 – 78 см.

Для об'єктів із залізобетону або цегли, огорожувальні конструкції яких не відповідають зазначеним рекомендаціям, можливе збільшення захисних властивостей шляхом обкладення їх мішками із ґрунтом (піском), насипання земляного обвалування під час приведення найпростіших укриттів, розташованих в зазначених об'єктах, в готовність до використання за призначенням.

Місткість найпростіших укриттів вираховується з розрахунку: 0,6 кв. м площі основних приміщень (для розміщення населення, яке підлягає укриттю) на одну особу. За можливості розміщення двоярусних нар площа може бути зменшено до 0,5 кв. м на одну особу, при триярусному – до 0,4 кв. м на одну особу.

Відповідно до норм пункту 2 розділу V Вимог щодо утримання і експлуатації захисних споруд цивільного захисту, затверджених наказом МВС від 09.07.2018 року № 579, зареєстрованого у Міністерстві юстиції України 30 липня 2018 року за № 879/32331 (далі – Вимоги), обладнання найпростіших укриттів має забезпечувати можливість безперервного перебування в них населення впродовж не менше 48 годин.

З цією метою найпростіші укриття забезпечуються:

- місцями для сидіння чи лежання) – лавками, нарами, стільцями, ліжками і т. ін.;
- ємностями із питною (із розрахунку 2 л на добу на одну особу, що підлягає укриттю) і технічною водою (за відсутності централізованого водопостачання);
- контейнерами для зберігання продуктів харчування;
- виносними баками, які щільно закриваються, для нечистот (для неканалізованих будівель та споруд);
- резервним штучним освітленням (електричними ліхтарями, свічками чи газовими лампами);
- первинними засобами пожежогасіння (відповідно до встановлених норм для приміщень відповідного функціонального призначення);
- засобами надання першої медичної допомоги;

- засобами зв'язку та оповіщення (телефоном, радіоприймачем);
- шанцевим інструментом (лопатами штиковими та совковими, ломами, сокирами, пилками-ножівками по дереву, по металу і т. ін.).

За змоги найпростіші укриття забезпечуються додатковим обладнанням, інструментами й інвентарем відповідно до норм, установлених для захисних споруд.

Біля вхідних дверей до найпростішого укриття має вивішуватися табличка розміром 50 × 60 см з написом «УКРИТТЯ».

1.6 Рекомендації щодо підготовки найпростіших укриттів

За недостатності захисних споруд цивільного захисту, укриття основної частини населення у особливий період передбачається в найпростіших укриттях, розташованих в підвальних і цокольних приміщеннях будівель та споруд різного призначення: багатоквартирних та приватних житлових будинків, адміністративних, виробничих та господарських будівель чи споруд (надалі – підвальні приміщення), інших приміщень підземного простору (підземні майданчики чи паркінги тощо).

Необхідно завчасно подбати про готовність підвальних приміщень, де планується укриття населення, до їх використання. Доцільно уже в цей час, не очікуючи настання особливого періоду, підготувати до прийому населення кожне підвальне приміщення.

Для підготовки підвальних приміщень слід невідкладно виконати необхідні роботи, зокрема:

- прибрати приміщення від сміття;
- винести непотрібні і зайві речі;
- укріпити наявні віконні отвори й закласти їх мішками із піском;
- демонтувати тимчасові перегородки;
- звільнити загальні проходи у підвальному приміщенні;
- укріпити вхідні двері;
- укріпити наявні віконні отвори і закласти їх мішками із піском;
- перевірити електропроводку, освітлення й вимикачі;
- створити запас електролампочок, свічок та ліхтариків;
- облаштувати вентиляційні отвори;
- облаштувати забір води від системи централізованого водопостачання і водовідведення чи створити запаси води в ємностях;
- облаштувати окремі приміщення для санвузлів і під'єднати їх до системи каналізації чи забезпечити їх виносною тарою для нечистот, яка щільно закривається;
- встановити лавки, тапчани чи лежачки).

За можливості необхідно забезпечити:

- автономне електропостачання від акумуляторів, дизель- чи бензогенераторів тощо;
- місця для приготування їжі, зокрема із використанням електроплиток;
- створити запас продуктів харчування тривалого зберігання (консерви та консервація тощо), а також теплих речей і ковдр, забезпечити їх зберігання в водонепроникних чохлах.

1.7 Рекомендації населенню щодо укриття у фондї захисних споруд цивільного захисту

Із метою організації інженерного захисту населення у сучасних умовах використовуються захисні споруди цивільного захисту (сховища, протирадіаційні укриття), а також споруди подвійного призначення і найпростіші укриття.

Таким чином, фонд захисних споруд цивільного захисту – це сукупність всіх захисних споруд цивільного захисту і інших споруд, які можуть бути використані для укриття населення.

Інформацію про місцезнаходження споруд, призначених для укриття населення має бути розміщено на офіційному веб-сайті ради територіальних громад.

Також її можна отримати у відділі з питань цивільного захисту виконкому ради територіальних громад, керівників суб'єктів господарювання (підприємств, установ, організацій, житлово-експлуатаційному об'єднанні, асоціації і об'єднаннях співвласників багатоквартирних будинків) за місцем роботи й проживання.

В разі виникнення надзвичайних ситуацій необхідно уважно слухати повідомлення і виконувати вказівки відділу із питань цивільного захисту. Життя населення багато в чому залежить від своєчасних і правильних дій у разі виникнення загрози нападу противника й за сигналами оповіщення цивільного захисту.

Під час загрози виникнення надзвичайних ситуацій необхідно ввімкнути та постійно тримати ввімкненими репродуктори (телевізори чи радіоприймачі). Через ці канали будуть передаватися важлива інформація, розпорядження і сигнали оповіщення цивільного захисту, а також рекомендації щодо дій у цій ситуації.

Необхідно завчасно зібрати речі (постільну і натільну білизну, одягу, документи, гроші, запас харчів і води на дві доби, засоби індивідуального захисту, аптечку) та тримати їх у доступному місці, біля виходу із квартири чи приватного будинку. Особисті документи, такі як паспорт, диплом, свідоцтва про народження, шлюб і освіту, інші важливі документи, варто постійно мати із собою.

Варто брати активну участь в підготовці споруди, у якій має укриватися населення певного району.

Порядок заповнення захисних споруд людьми, що укриваються.

Заповнення захисних споруд проводиться за сигналами оповіщення цивільного захисту. Для швидкого заповнення захисної споруди особи, які укриваються, повинні заздалегідь вивчити маршрути руху. Напрямок руху до захисних споруд від місць масового перебування позначається покажчиками маршруту руху, вивішеними або намальованими на видимих місцях. Особи, які укриваються, повинні прибувати в захисну чи іншу споруду, призначену для укриття населення, з засобами індивідуального захисту і дводобовим запасом продуктів в поліетиленовій упаковці (якщо вони не залишені в захисній споруді заздалегідь) та мати при собі найнеобхідніші речі. Забороняється приносити у захисну споруду легkozаймісті речовини чи речовини, які мають сильний запах, а також громіздкі речі та приводити тварин.

Заповнювати захисні споруди необхідно організовано, без паніки. Населення у відсіках розміщує особовий склад формувань із обслуговування захисних споруд. Осіб, які прибули із дітьми, розміщують у окремому відсіку або у місці, спеціально відведеному для них. Дітей, людей похилого віку та людей з поганим самопочуттям розміщують в медичній кімнаті чи біля огорожувальних конструкцій та ближче до повітроводів. Розміщення здійснюється, як правило, за виробничим або територіальним принципами (цех, бригада чи будинок), місця розміщення таких груп позначають табличками відповідного змісту.

Особи, які укриваються, під час перебування у захисній споруді повинні виконувати усі вказівки командира та особового складу формування, яке стосується перебування в споруді, надавати їм необхідну допомогу.

В спорудах, призначених для укриття населення, забороняється палити, шуміти, запалювати без дозволу газові лампи, свічки, не слід ходити по приміщеннях без особливої потреби, необхідно дотримуватись дисципліни, якнайменше рухатися. Організовується позмінний відпочинок людей на місцях, обладнаних для лежання. Для повноцінного відпочинку можна тримати в захисній споруді чи брати із собою легкі підстилки та невеликі подушки із поролону, губчатої гуми чи іншого синтетичного матеріалу.

Оповіщення осіб, які укриваються, про обстановку поза захисною спорудою та про сигнали і команди здійснюється командиром групи (ланки) із обслуговування захисної споруди чи безпосередньо по радіотрансляційній мережі. Вихід з захисної споруди здійснюється за командою «Відбій» (після уточнення обстановки в районі захисної споруди, а також в випадках вимушеної евакуації у порядку, що установлюється керівником групи (ланки) з обслуговування захисної споруди).

Вимушена евакуація з захисної споруди проводиться:

- при пошкодженнях захисної споруди, що виключають подальше перебування у ній осіб, що укриваються;
- при затопленні захисної споруди;
- при пожежі в захисній споруді та утворенні у ній небезпечних концентрацій шкідливих газів;
- при досягненні граничнодопустимих параметрів повітряного середовища.

1.8 Урахування вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту під час розробки містобудівної (просторової) та проектної документації об'єктів будівництва

Інженерно-технічні заходи цивільного захисту — комплекс інженерно-технічних рішень, спрямованих на запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, забезпечення захисту населення і територій від них та безпеки, що може виникнути під час воєнних (бойових) дій або внаслідок таких дій, а також створення умов для забезпечення сталого функціонування суб'єктів господарювання і територій в особливий період (стаття 2 Кодексу цивільного захисту України).

Вимоги інженерно-технічних заходів цивільного захисту мають розроблятися і включатися до відповідних видів містобудівної і проектної документації, а також реалізовуватися під час будівництва і експлуатації об'єктів різного призначення.

Вимоги інженерно-технічних заходів цивільного захисту, дотримання яких обов'язкове під час розроблення містобудівної та проектної документації, визначаються будівельними нормами.

З метою створення умов для ефективної реалізації заходів захисту населення і територій під час виникнення надзвичайних ситуацій, забезпечення стійкого функціонування на відповідних територіях суб'єктів господарювання в таких умовах, а також планування та здійснення на відповідному рівні заходів інженерного захисту територій у мирний час та в особливий період органи місцевого самоврядування в межах своїх повноважень мають завчасно розробляти та керуватися вимогами розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту у складі містобудівної (просторової) документації.

Урахування вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту під час розробки містобудівної документації громади та проектної документації на окремі об'єкти будівництва забезпечується відповідно до норм ДБН Б.1.1-5:2007 «Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони)» у містобудівній документації» (у двох частинах, на мирний час та на особливий період) з урахуванням вимог:

ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій»,
ДБН В.1.2-4:2019 “Система надійності та безпеки у будівництві. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту”,
ДБН В.1.1-24-2009 “Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування”,
ДБН В.1.1-25-2009 “Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення”,
ДБН В.1.1-45:2017 “Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення”,
ДБН В.1.1-46:2017 “Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів”,
ДСТУ 8773:2018 “Склад та зміст розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту в складі проектної документації на будівництво об'єктів. Основні положення”,
інших пов'язаних з цим будівельних та інших технічних норм (стандартів).

Розділи інженерно-технічних заходів цивільного захисту містобудівної (просторової) документації нижчого рівня базуються на рішеннях, що закладені у відповідних розділах містобудівної (просторової) документації вищого рівня, з деталізацією рішень щодо забезпечення захисту та життєдіяльності населення за переліком основних містобудівних завдань.

Розділ інженерно-технічного захисту комплексного плану просторового розвитку території територіальної громади, генерального плану та детального плану території для населеного пункту чи його окремих частин, що є потенційними місцями для розміщення евакуйованого населення, розробляють враховуючи необхідність щодо забезпечення захисту та життєдіяльності евакуйованого населення.

У разі необхідності внесення змін до розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту комплексного плану просторового розвитку території територіальної громади, генерального плану населеного пункту, детального плану території, які виникли у зв'язку з розробленням та затвердженням у встановленому порядку розділів інженерно-технічних заходів цивільного захисту оновленої містобудівної (просторової) документації вищого рівня та новими пропозиціями щодо розташування безпечних районів (потенційних місць розміщення евакуйованого населення і його життєзабезпечення), зазначені роботи виконуються за окремим завданням.

Алгоритм дій з урахування вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту під час забудови території територіальної громади.

КРОК 1



Визначення (уточнення) ризиків виникнення надзвичайних ситуацій та можливі негативні наслідки від них. У разі необхідності запросити додаткову інформацію від суб'єктів господарювання, що використовують (експлуатують) аварійні та інші небезпечні об'єкти (території), інших суб'єктів владних повноважень, що є її розпорядниками, замовити виконання необхідних дослідно-вишукувальних робіт (за необхідності)

Уточнення відповідних ризиків здійснюється з використанням паспорта ризику виникнення надзвичайних ситуацій на території територіальної громади (див. серію 3 цього poradnika “Аналіз стану техногенно-екологічної безпеки”, розміщену за посиланням: <https://idundcz.dsns.gov.ua/files/2021/DOC/Порадник/Зміни06.04/ПорадникСерія3об-06.04.21.pdf>)

КРОК 2



Уточнення інформації про об'єкти і споруди, що можуть бути використані для захисту населення, його життєзабезпечення під час надзвичайних ситуацій, а саме для укриття, санітарної та спеціальної обробки, розміщення евакуйованого населення, організації його медичного забезпечення та харчування тощо

Зазначену інформацію мають містити складені на рівні територіальної громади:

- план реагування на надзвичайні ситуації,
- план цивільного захисту на особливий період,
- план евакуації.

У разі відсутності таких планів доцільно отримати зазначену інформацію (витяги з відповідних планів) місцевих (районної, обласної) державних адміністрацій. Також таку інформацію може надати територіальний орган Державної служби надзвичайних ситуацій.

Разом з цим зазначену інформацію можуть містити розділи інженерно-технічних заходів цивільного захисту містобудівної (просторової) документації відповідних рівнів (у разі їх наявності).

Відповідно до вимог статті 31 Закону України “Про місцеве самоврядування в Україні” до власних (самоврядних) повноважень органів місцевого самоврядування у галузі будівництва, зокрема, належать:

- визначення у встановленому законодавством порядку відповідно до рішень ради території, вибір, вилучення (викуп) і надання землі для містобудівних потреб, визначених містобудівною документацією;

КРОК 3



Складення завдання на розробку розділів ІТЗ ЦЗ містобудівної (просторової) документації територіальної громади:

схеми просторового розвитку території територіальної громади, генеральних планів населених пунктів, що входять до складу територіальної громади,

детальних планів території (під час забудови окремих ділянок у межах території територіальної громади)

з урахуванням результатів, отриманих за кроками 1 — 2.

Замовлення розроблення розділу ІТЗ ЦЗ до вищезазначених видів містобудівної (просторової) документації

Враховання планувальних умов та обмежень, визначених розділами ІТЗ ЦЗ містобудівної (просторової) документації вищого рівня (схеми просторового розвитку території територіальної громади), під час розробки відповідної документації нижчого рівня (генеральних планів населених пунктів та детальних планів території)

- підготовка і подання на затвердження ради відповідних місцевих містобудівних програм, генеральних планів забудови населених пунктів, іншої містобудівної документації;
- встановлення на відповідній території режиму використання та забудови земель, на яких передбачена перспективна містобудівна діяльність;
- координація на відповідній території діяльності суб'єктів містобудування щодо комплексної забудови населених пунктів;
- надання відповідно до закону містобудівних умов і обмежень забудови земельних ділянок.

У разі відсутності належним чином розробленої та затвердженої містобудівної (просторової) документації рівня територіальної громади та/або розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту до неї необхідно замовити розроблення такого розділу.

Вимоги до складу та змісту розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту містобудівної (просторової) документації викладено у ДБН Б.1.1-5:2007 “Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони)” у містобудівній документації “ (у двох частинах, на мирний час та на особливий період) та ДБН В.1.2-4:2019 “Система надійності та безпеки у будівництві. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту” (мають гриф “для службового користування”).

Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту розробляється на підставі відповідного завдання, складеного замовником (органом місцевого самоврядування) та виконавцем робіт.

З метою отримання необхідної для проектування вихідної інформації доцільно звернутися до місцевих (районної та обласної) державних адміністрацій та територіального органу Державної служби цивільного захисту (Головного управління Державної служби цивільного захисту у відповідній області).

КРОК 4



Забезпечення врахування вимог ІТЗ ЦЗ під час проектування та будівництва об'єктів.

Врахування містобудівних умов та обмежень, визначених розділами ІТЗ ЦЗ містобудівної (просторової) документації під час проектування та будівництва об'єктів різного призначення (у проектній документації)

Містобудівні умови та обмеження з врахуванням вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту мають надаватися замовникам у складі вихідних даних на проектування. Відповідно до Положення про Державної служби цивільного захисту, затвердженого постановою КМУ від 16 грудня 2015 р. №1052, у разі звернення фізичних чи юридичних осіб Державної служби цивільного захисту надає інформацію щодо цивільного захисту, зокрема спрямовану на впровадження інженерно-технічних заходів цивільного захисту. Враховуючи вищезазначене, з метою отримання забудовниками необхідної інформації для формування завдань на розроблення розділів інженерно-технічних заходів цивільного захисту проектної документації доцільно рекомендувати їм також звертатися до територіальних органів Державної служби цивільного захисту.

КРОК 5



Реалізація запроектованих заходів, зокрема будівництво необхідних протизсувних, протиповеневих, протиселевих, протилавинних, протиерозійних та інших споруд спеціального призначення, будівель і споруд із заданими рівнями безпеки та надійності, споруд фонду ЗСЦЗ

КРОК 6



Контроль за станом реалізації вимог ІТЗ ЦЗ (під час здійснення контролю у сфері містобудування)

На рисунках 1.12–1.13 показано основні моменти, на які необхідно звернути увагу під час урахування вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту при розробці містобудівної (просторової) та проектної документації об'єктів будівництва.



Рис. 1.12 – Повноваження виконавчих органів



Рис. 1.13 – Контроль стану впровадження інженерно-технічних заходів цивільного захисту

1.9 Забезпечення вимог цивільного захисту населення України в умовах війни під час планування та забудови територій

У зв'язку з широкомасштабною збройною агресією російської федерації проти України Указом Президента України «Про введення воєнного стану в Україні» від 24 02.2022 р. в Україні з 24 лютого 2022 року було введено воєнний стан. За інформацією Міністерства з питань реінтеграції тимчасово окупованих територій України до переліку територіальних громад, що розташовані в районах проведення воєнних (бойових) дій та які перебувають в тимчасовій окупації, оточенні

(блокуванні), віднесені частково території 9 областей. Всього до зазначеного переліку входить 329 громад.

Величезні втрати вітчизняної економіки, знищення та руйнування інфраструктури, внаслідок повномасштабного вторгнення російської федерації в Україну, зумовлюють об'єктивну необхідність у прийнятті оперативних та антикризових рішень з боку держави для їх негайного відновлення.

Враховуючи, те що в Україні упродовж воєнного стану продовжують функціонувати інфраструктурні, промислові, виробничі, громадські об'єкти та експлуатуються житлові будинки, то гостро постало питання забезпечити належні умов для цивільного захисту населення, збереження виробничих процесів і умов життєдіяльності населення під час розбудови міст та населених пунктів у воєнний та післявоєнний періоди.

Результати наукових досліджень вітчизняних та зарубіжних науковців, таких як С. Андреєв, Р. Андрюкайтене, Й. Ввайнхардт, А. Вейра-Рамос, Е. Головаха, І. Євтушенко, О. Кобзар, В. Кропивницький, Т. Любива, К. Пастух, С. Романенко, Г. Ситник, Р. Ткачук, І. Чаплай, Р. Шевчук, А. Ширінова свідчать про посилену увагу до організації цивільного захисту населення, постійно діючих органів управління цивільного захисту, реформування єдиної державної системи цивільного захисту, запобігання надзвичайних ситуацій тощо. Питання щодо управління містобудівною діяльністю у сфері цивільного захисту населення є недостатньо вивченими та потребує обґрунтування напрямів із його удосконалення.

Метою дослідження є визначення проблемних питань державного регулювання містобудівної діяльності щодо забезпечення оптимальних умов цивільного захисту населення в умовах воєнного стану з урахуванням міжнародного досвіду.

В результаті російського вторгнення в Україну відбулося руйнування значної кількості інфраструктурних об'єктів, промислових підприємств, виробництв, багатофункціональних житлових комплексів. Необхідність проведення реконструкції зруйнованих об'єктів, як окремих елементів нерухомого майна міст, а також комплексна реконструкція структурних підсистем міст потребує величезних фінансових, людських і часових ресурсів, належної проектної та будівельної бази.

Така ситуація спонукає до глобального перегляду всіх параметрів сучасного містобудування з орієнтуванням на цивільний захист населення країни.

Відповідно до «Концепції захисту населення і територій у разі загрози та виникнення надзвичайних ситуацій», схваленої Указом Президента України від 26.03.1999 року №284/99, забезпечення цивільного захисту населення є одним з найважливіших завдань держави, виконання якого забезпечується центральними органами виконавчої влади,

територіальними громадами, суб'єктами господарювання у порядку реалізації статті 6 Кодексу Цивільного Захисту України. На підсилення функції держави щодо цивільного захисту населення у разі виникнення надзвичайних ситуацій та у особливий період прийнятий Закон України «Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо забезпечення вимог цивільного захисту під час планування та забудови територій» від 29.07.2022 №2486-IX, яким врегульовано питання проектування та будівництва на всіх об'єктах господарювання споруд цивільного захисту (укриття, сховище, бомбосховище) з урахуванням вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту. Право на забезпечення засобами колективного захисту та їх використання мають працівники промислових підприємств, вчителі і учні, лікарі і пацієнти, а також пересічні громадяни України, що регламентовано новітніми вимогами статей 21, 32 Кодексу Цивільного Захисту України.

Згідно з «Порядком створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту, виключення таких споруд із фонду та ведення його обліку» створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту покладається на органи місцевого самоврядування та територіальні громади. Натомість утримання захисних споруд цивільного захисту у готовності до використання за призначенням здійснюється їх власниками, користувачами, юридичними особами, на балансі яких вони перебувають, на підставі укладених договорів про утримання (зберігання) захисних споруд.

Більшість існуючих захисних споруд усіх типів, які знаходяться на обліку фонду захисних споруд цивільного захисту відповідно до наказу МВС України від 09.07.2018 р. №579, є будівлями подвійного призначення, і у мирний час ці приміщення використовувались під власні потреби балансоутримувача, (приміщення торгівлі і громадського харчування тощо).

Захисні споруди можуть використовуватися для потреб суб'єкта господарювання за умови приведення їх у готовність до використання за призначенням у строк, визначеним «Порядком створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту, виключення таких споруд із фонду та ведення його обліку». Захисні споруди цивільного захисту державної та комунальної власності не підлягають приватизації (відчуженню).

Суб'єкт господарювання під час використання захисної споруди для власних потреб забезпечує: збереження захисних властивостей споруди як в цілому, так і окремих її елементів; герметизацію (для сховищ) та гідроізоляцію всієї захисної споруди; збереження робочого стану інженерно-технічного та спеціального обладнання, засобів зв'язку та оповіщення; належне утримання та експлуатацію захисної споруди

відповідно до вимог, встановлених законодавством; доступність захисної споруди для інвалідів та інших маломобільних груп населення.

Залучення основних приміщень захисної споруди у мирний час для потреб суб'єкта господарювання здійснюється за умови використання ним не більше 50% розрахункової площі приміщень та збереження вільної площі і майна, що перебуває в укриттях, згідно вимог щодо утримання та експлуатації захисних споруд цивільного захисту. У зв'язку з цим пропонується внесення доповнення до Типового договору оренди захисних споруд цивільного захисту (у редакції постанови Кабінету Міністрів України №138) вказаними вище вимогами. Також пропонується доповнити зазначений Типовий договір вимогою про приведення захисної споруди в готовність до використання за призначенням у нормативний строк: не більше 12 годин – для захисних споруд, призначених для укриття працівників суб'єктів господарювання, віднесених до відповідних категорій цивільного захисту; не більше 24 годин – для інших захисних споруд, споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів.

За даними Державної служби України з надзвичайних ситуацій, на початку 2022 року в Україні на обліку перебувало більше 21 тисячі захисних споруд цивільного захисту, у яких могли укритися лише 10% населення країни. Аналізуючи показник забезпечення населення захисними спорудами цивільного захисту у європейських країнах (рис. 1.14) можна зазначити, що у Республіці Польщі нараховується 39892 укриттів. У цих укриттях можуть розташовуватися близько 1 млн осіб, це близько 3% від загальної кількості населення країни. Така ж ситуація склалася і в Німеччині, у якій налічується близько 95000 готових до використання укриттів, що можуть розмістити 2,496 млн громадян (3%). Серед усіх країн – членів ЄС тільки муніципалітетами Швейцарії реалізовано забезпечення захисними спорудами цивільного захисту всіх громадян країни на 100%.

Міжнародний досвід містобудування, зокрема країни Ізраїлю, яка воює, засвідчує, що відповідно до Закону Ізраїлю «Про оборону» та нормативних документів містобудівного законодавства Ізраїлю: «Правил цивільної оборони (специфікації для будівництва укриттів), 1990-57», «Правил цивільної оборони (технічні умови будівництва укриттів)» (2016 р.), біля об'єктів, які не мають власного укриття, за рахунок держави облаштовуються вуличні бетонні укриття різної форми та місткості від 2 до 20 місць. Такі ж захисні бетонні споруди встановлюються на зупинках автотранспорту. Нашою країною запозичено та впроваджено цей досвід у містах, в яких ведуться бойові дії. Зокрема, Харківською міською територіальною громадою встановлено понад 25 захисних бетонних укриттів на зупинках автотранспорту для захисту цивільного населення від авіаударів (див. рис. 1.15).

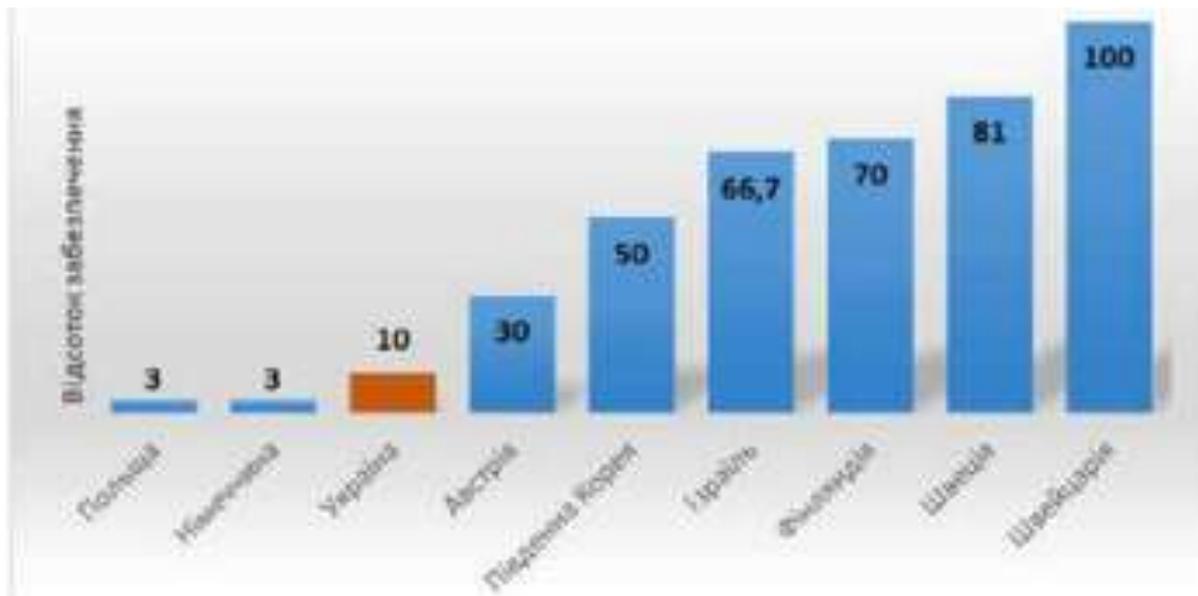


Рис. 1.14 – Рівень забезпечення населення захисними спорудами цивільного захисту у різних країнах



Рис. 1.15 – Загальний вигляд захисного бетонного укриття у м. Харкові:
а) вигляд ззовні; б) вигляд зсередини на приміщення

Щодо державного регулювання у сфері містобудівної діяльності з метою вирішення проблемних питань із забезпечення цивільного захисту населення Верховною Радою України прийнято новітній Закон України «Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо забезпечення вимог цивільного захисту під час планування та забудови територій» (2022 р.), який регламентує обов'язкове забезпечення вимог цивільного захисту для об'єктів, що будуються і за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми (СС2) та значними (СС3) наслідками, на яких постійно перебуватимуть понад 50 фізичних осіб або періодично перебуватимуть понад 100 фізичних осіб, а саме: «Проектна документація на будівництво об'єктів ... обов'язково повинна передбачати розділ щодо інженерно-технічних заходів цивільного

захисту ...». Зазначений Закон України направлений на збільшення відсотка охоплення населення захисними спорудами цивільного захисту на етапі розробки проектної документації на будівництво об'єктів. Разом з тим, на нашу думку, доцільно при будівництві об'єктів за класом наслідків СС1 (до яких відноситься більшість індивідуальних житлових будинків, 1–2 поверхова багатоквартирна житлова забудова тощо) передбачати інженерно-технічні заходи цивільного захисту за аналогією Ізраїльського досвіду. Ізраїльське «Укриття типу А-1» згідно з «Правилами цивільної оборони (специфікації для будівництва укриттів), 1990-57», передбачається для житлового будинку, знаходиться в підземному рівні і має площу від 4 м² до 8 м². Щодо питання існуючої міської забудови, в якій проблематично добудувати підземні укриття, доцільно імплементувати досвід Швейцарії, за яким передбачається внутрішньо-квартальне будівництво підземних громадських укриттів.

Розвиток законодавства викликає питання стандартизації та уніфікації різного роду діючих законів та підзаконних актів у єдину систему цивільного захисту. За таких умов діючий ДБН В.2.2-5-97 «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони» можна вважати застарілим. Існує необхідність розробки на рівні Міністерства розвитку громад та територій України, Міністерства внутрішніх справ України, Державної служби України з надзвичайних ситуацій, Міністерства охорони здоров'я України, зацікавлених міністерств та відомств нових ДБН В.2.2-5:202X «Будинки і споруди. Захисні споруди цивільного захисту», з урахуванням міжнародних вимог та досвіду технічно розвинутих країн.

За результатами вивчення та порівняльного аналізу нормативних вимог вітчизняного та європейського законодавств встановлено, що у розвинутих країнах ЄС, зокрема Швейцарії у мирний час реалізовано право громадян на 100% забезпечення захисними спорудами цивільного захисту. В Україні у чинному законодавстві відсутня норма щодо забезпечення одночасного доступу для всього населення країни до захисних споруд цивільного захисту, що в свою чергу потребує врегулювання. На рівні територіальних громад доцільно розробити новітню містобудівну документацію, що стосується проектування і будівництва захисних споруд цивільного захисту з прив'язкою до генеральних планів населеного пункту, детальних планів територій, комплексного плану просторового розвитку території територіальної громади з урахуванням міжнародного досвіду (на прикладі Ізраїлю).

Для підвищення ефективності реагування на надзвичайні ситуації та кризові явища в країні запропоновано вдосконалення механізму взаємодій органів державної влади та суб'єктів господарювання у питаннях використання існуючого фонду захисних споруд цивільного захисту шляхом внесення змін до Типового договору оренди захисних споруд цивільного захисту, затвердженого постановою КМУ від 10.03.17 р. №138.

2.1 Повітряна вибухова хвиля

Вибух – це швидкий процес перетворення речовин з виділенням великої кількості енергії. Такі перетворення виникають в результаті хімічної або ядерної реакції. До вибухів, викликаних фізичними причинами, можна віднести вибухи резервуарів зі стиснутим газом, парових котлів, а також потужні розряди.

Вибух в атмосфері спричиняє повітряні ударні хвилі, що поширюються у вигляді області стиску-розрідження з стрибком на фронті тиску, температури, щільності та швидкості часток середовища. При вибухах компактного заряду вибухової речовини ефективність дії ударної хвилі еквівалентна дії заряду сферичної форми. Форма фронту хвилі також є сферичною. Отже параметри ударних хвиль визначаються за схемою «точкового вибуху», коли кінцева кількість енергії миттєво викидається в точці, тобто маса продуктів детонації зовсім мала.

У ближній зоні вибуху при незначній висоті вибуху тиск в ударній хвилі дуже великий. Тому найбільший інтерес являє ударна хвиля в дальній зоні.

Характер повітряної вибухової хвилі при надземному вибухові (за межами «воронки») відповідає дальній зоні повітряного вибуху.

При підземному вибухові повітряна ударна хвиля ослабляється ґрунтовим середовищем. При вибухах на малих глибинах спостерігається тільки хвиля від виходу газів.

З моменту приходу фронту повітряної ударної хвилі в точку на земній поверхні тиск різко підвищується до максимального значення R_p , потім зменшується до атмосферного R_o та нижче атмосферного. Період надлишкового (більше атмосферного) тиску називається фазою стиску, а період пониженого тиску – фазою розрідження. Надлишковий тиск в хвилі та швидкісний напір є найважливішими характеристиками ударної хвилі, що визначають ефект її впливу на будівлі та споруди.

Зазвичай максимальні деформації конструкцій споруд досягаються в початковий період навантаження за дуже короткий час. Тому в розрахунках конструктивних елементів можна приймати зміну тиску по дотичній до істинної кривої $\Delta P(t)$ в точці $t = 0$.

2.2 Воронки та хвилі стиску в ґрунті

При наземних та неглибоких підземних вибухах в ґрунті утворюються воронки. Район навколо центра вибуху умовно ділять на 3 райони. Перший – район безпосередньої воронки, де практично повністю зруйновані всі

споруди, другий район – обмежений пластичними деформаціями ґрунту (до 2.5 радіуса воронки), третій район – за межами пластичної зони, там де найбільш суттєвий вплив ударних хвиль стиску від повітряної ударної хвилі.

Вирізняють чотири ступеня руйнування будівель: повне, сильне, середнє та слабке.

При повному руйнуванні руйнується більша частина стін, колон, перекриттів. Легкі елементи руйнуються повністю.

Середнє руйнування відрізняється значними прогинами, а руйнуються другорядні елементи.

Слабке руйнування відповідає пошкодженням або деформаціям окремих легких елементів (вікна, двері, дахи).

При проектуванні огорожувальних конструкцій сховищ слід враховувати вилив уламків будівель, що руйнуються.

Передбачена норма ґрунтова засипка практично виключає можливість пошкодження (пробивання) покриття сховища уламками будівель.

Як правило, навантаження від маси завала на покритті сховища в розрахунках на вплив динамічного навантаження не враховується в зв'язку з тим, що тиск від ударної хвилі та від маси завала діють в різний час. Спочатку проходить ударна хвиля, і лише потім утворюються завали. Навантаження від маси завала приблизно на порядок менше розрахункових навантажень від ударної хвилі.

Такі конструкції (після динамічного впливу) повинні витримувати власну вагу, вагу ґрунтової засипки та вагу завалів на покриття. Крім того слід враховувати можливе зниження несучої здатності внаслідок теплового нагріву від пожеж в будівлі. Штормові пожежі виникають у вигляді вогневих смерчів, які виникають в міських кварталах із забудовою щільністю понад 40% за наявності великої кількості матеріалів, що можуть горіти.

З інформації про великі пожежі мирного часу витікає, що температура в зоні пожежі може тривалий час складати 300-1000⁰С, що веде до прогріву оточуючих конструкцій та підвищенню внутрішньої температури до небезпечних значень, при яких відбувається загибель людей від теплового удару. До захисних засобів від пожеж відносяться: збільшення захисної товщини огорожувальних конструкцій, улаштування теплоізоляційного шару або екрану з ефективно теплозахисних матеріалів.

Крім того, температурні впливи від пожеж знижують характеристики міцності бетону й сталі. Найбільшу небезпеку для людей в сховищах становить можливість отруєння продуктами горіння.

Однією з небезпек наслідків вибухів може бути затоплення сховища під 10-метровим шаром води. Наприклад, як при підриві Каховської греблі. У цьому випадку, окрім додаткового розрахунку сховища на силові впливи

(зсув, перекидання, впливання) необхідно передбачати заходи по захисту від проникнення води в приміщення сховища, можливість перебування людей в затопленому сховищі й евакуація людей з-під води.

2.3 Динамічні навантаження від повітряної вибухової хвилі

Конструкції сховищ можуть бути під впливом різних динамічних навантажень, особливістю яких є зміна в часі та збудження значних інерційних зусиль. Динамічні навантаження поділяються на детерміновані й випадкові (стохастичні) навантаження. Дія динамічного навантаження може мати місцевий та загальний характер. Типове місцеве навантаження – це удар по конструкції твердим тілом (снаряд, уламок тощо).

Сейсмічні хвилі від вибуху, що поширюються в ґрунтовому масиві і впливають на споруди – це нестационарний випадковий процес, утворений ансамблем реалізацій з певними статистичними властивостями, що залежать від умов та потужності вибуху і від геологічних умов.

Якщо при розрахунках за нормами зазвичай обмежуються детерміністичним розрахунком на регламентовані впливи, то в дослідницьких цілях можна використовувати метод статистичного моделювання (метод Монте-Карло) для отримання ансамблю реалізацій зі статистичними характеристиками, близькими до існуючих записів акселерограм вибухів або спектрів вибухових хвиль.

При статистичному моделюванні з метою контролю міцності споруди виконують його багатократний детерміністичний розрахунок на дію ансамблю реалізацій з обробкою даних переміщень та напружено-деформованого стану конструкцій об'єкту, оскільки імовірнісні відхилення повинні бути малими

Статистичне моделювання виконують для оцінки умовного ризику при заданому конкретному впливі (частоті події викиду за межі області допустимих станів).

2.4 Розрахункові навантаження та впливи на дію повітряної ударної хвилі

Загальні положення

Конструкції захисних споруд та СПП повинні бути запроектовані на вплив комбінацій навантажень при усталеній (основній) і аварійній розрахункових ситуаціях. Комбінації навантажень при усталеній (основній) розрахунковій ситуації визначають відповідно до вимог ДБН В.1.2-2. При розрахунках на аварійні комбінації навантажень слід враховувати квазістатичне навантаження від дії повітряної ударної хвилі відповідно класу чи групи захисної споруди.

Конструкції захисних споруд та СПП повинні бути, крім того, перевірені розрахунком з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій навантажень або відповідних їм зусиль при їх експлуатації за функціональним призначенням, не пов'язаним із укриттям населення (у випадку проектування СПП), а також на зусилля та збереження герметичності захисних споруд при можливих осіданнях окремих навантажених опор (колон) від експлуатаційного навантаження надземної частини будинку або споруди.

Розміщення захисних споруд та СПП під будівлями/спорудами різного призначення або в зоні утворення завалів від можливого руйнування будівлі/споруди, що розташовані поруч, допускається за умов забезпечення сприйняття несучими конструкціями таких захисних споруд або СПП додаткових навантажень, що можуть виникати внаслідок прогресуючого обвалення вище розташованих конструкцій, а також поруч розташованих будівель/споруд (їх конструкцій). Захисні споруди та СПП (П-2, П-3, П-4, П-5, П-6), що проєктуються на дію розрахункового надмірного тиску $\Delta P_{ex}=100\text{кПа}$ перевіряються розрахунком на вагу зруйнованих вище розташованих конструкцій будівель/споруд з коефіцієнтом динамічності 1,2, яку визначають з урахуванням можливості їх прогресуючого обвалення (часткового або повного).

Розрахунки конструкцій захисних споруд та СПП за граничними станами першої та другої груп виконують з врахуванням вказівок цих норм. Вплив дії повітряної ударної хвилі на конструкції враховується граничним розрахунковим значенням квазістатичного навантаження. Граничне розрахункове значення квазістатичного навантаження обчислюється за формулою:

$$q_{ex,d} = \gamma_{fm} \cdot q_{ex,eqv},$$

де $q_{ex,eqv}$ – квазістатичне характеристичне навантаження, що приймається рівним квазістатичному навантаженню (еквівалентному статичному навантаженню).

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням для граничного розрахункового значення квазістатичного навантаження, яке слід приймати $\gamma_{fm} = 1,00$.

Навантаження від вибухового впливу слід відносити до епізодичних навантажень. Граничне розрахункове значення квазістатичного навантаження $q_{ex,d}$ враховується в аварійній комбінації навантажень із коефіцієнтом комбінації рівним 1,0.

Навантаження від ваги зруйнованих вище розташованих конструкцій будівель та споруд враховується в окремій аварійній комбінації навантажень (без врахування навантаження вибухового впливу) із коефіцієнтом комбінації рівним 1,0.

При розрахунку несучих та огорожувальних конструкцій захисних споруд допускається використання прямого динамічного аналізу

конструктивних систем на динамічні дії, що викликають значне прискорення конструкції, з урахуванням вимог ДБН В.1.2-6 та при відповідному обґрунтуванні.

При проектуванні окремо розташованих захисних споруд, які будуються у сейсмічних районах, розрахунок на сейсмічний вплив не виконується. Вбудовані та прибудовані захисні споруди розраховуються на сейсмічний вплив у комплексі із будівлею, в яку вбудовано або прибудовано захисну споруду, з урахуванням вимог ДБН В.1.1-12 за необхідності виконання такого розрахунку для даної будівлі.

При проектуванні зовнішніх огорожувальних конструкцій (стін та покриття), захисних екранів на входах захисних споруд, із метою забезпечення непробивання уламками та уникнення ефекту відколювання внутрішнього шару бетону і їх розльоту, що несе небезпеку для людей у споруді цивільного захисту.

2.5 Приведене навантаження від впливу повітряної ударної хвилі

Приведене навантаження на елементи конструкцій визначається умовами дії повітряної ударної хвилі на захисну споруду чи СПП залежно від розміщення та заглиблення їх у ґрунт та гідрогеологічних умов (рис. 2.1):

схема «а», «б» – відповідно при повному заглибленні вбудованої захисної споруди / СПП і з примиканням до приміщення у підвальному поверсі, не захищеного від повітряної ударної хвилі;

схема «в», «г» – при неповному заглибленні захисної споруди / СПП, які обваловані ґрунтом, з виносом бровки укосу на відстань b_0 відповідно більше (в) та менше (г) відношення $(h_1 + h_2)/n_0$;

схема «д» – при неповному заглибленні захисної споруди/СПП з відкритими ділянками стін ($h < 1,5\text{м}$);

схема «е» – при повному заглибленні захисної споруди / СПП та при рівні ґрунтових вод вище відмітки підлоги сховища; ж – для захисних споруд, вбудованих у перші поверхи будівель / споруд, при суміщенні стін захисної споруди та будівлі (споруди);

схема «з» – з примиканням стін до внутрішніх приміщень будівлі (споруди);

схема «и» – при розташуванні захисної споруди всередині об'єму поверху;

схема «к» – при розташуванні захисної споруди під приміщеннями у підвальних та цокольних поверхах.

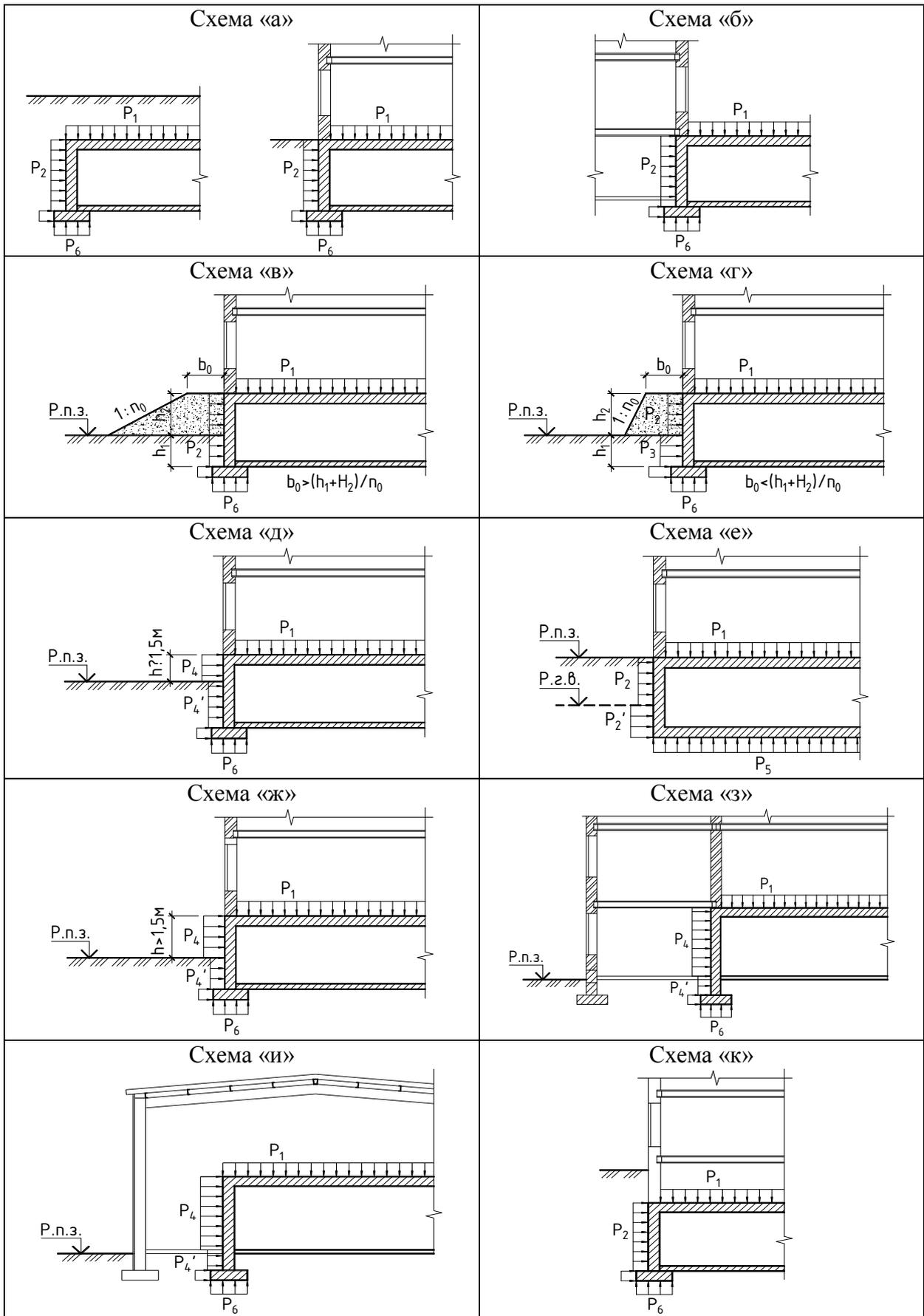


Рис. 2.1 – Схеми прикладання приведених навантажень на конструкції захисних споруд та СПП

Приведене навантаження P_n приймається рівномірно розподіленим по площі та прикладеним нормально (перпендикулярно) до поверхні конструкції та визначається для кожної конструкції окремо за найбільш відповідною схемою рисунка 2.1 (для одної захисної споруди чи СПП одночасно можуть обиратися навантаження на елементи конструкцій за різними відповідними схемами).

При виборі комбінацій навантажень необхідно враховувати найбільш несприятливі умови роботи конструкцій елементів та відповідні напрямки прикладання навантажень. Обов'язковою при розрахунках є комбінації навантажень з одночасним прикладанням навантаження до всіх конструкцій, що потрапляють під дію повітряної ударної хвилі (зовнішні стіни, покриття, фундаменти, конструкції входів, тамбур-шлюзів і тамбурів, оголовки шахт, захисно-герметичні та захисні двері тощо), в тому числі при дії тиску нагнітання зсередини (тамбур-шлюзи, тамбури, вентиляційні шахти, входи, аварійні виходи тощо) та одночасним прикладанням навантаження із всіх напрямків до зовнішніх конструкцій (зовнішні стіни, покриття, фундаменти, конструкції входів, захисно-герметичні та захисні двері, оголовки шахт тощо). Розрахунковий надмірний тиск ΔP_{ex} для відповідних класів та груп захисних споруд приймається відповідно до таблиць 2.2 і 2.3.

Приведене вертикальне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисних споруд і СПП залежно від схеми прикладання приведенного навантаження слід визначати за формулами, наведеними в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Вертикальне приведенне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисної споруди / СПП

Схема прикладання приведенного навантаження	Вертикальне приведенне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисної споруди / СПП
Схеми «а», «б», «в», «г», «д», «е», «ж», «з», «и», наведені на рисунку 2.1 (вбудованих в будівлі/споруди)	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Схема «к», наведена на рисунку 2.1 (вбудованих в будівлі/споруди під технічним підвалом)	$P_1 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Окремо розташовані захисні споруди/СПП	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Тунелі аварійних виходів	$P_1 = \Delta P_{ex}$

Приведені горизонтальні навантаження $P_2, P_2', P_3, P_4, P_4'$, (кПа), що передаються на зовнішні стіни, слід визначати за формулами в таблиці 2.4

Таблиця 2.2 – Клас сховищ, СПП із захисними властивостями сховищ

№	Розміщення сховищ, СПП із захисними властивостями сховищ	Клас сховища, СПП із захисними властивостями сховищ	Захисні властивості	
			Надмірний тиск повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , кПа	Ступінь послаблення радіаційного впливу (ступінь захисту) A_3
1	У межах проєктної забудови міст, віднесених до групи особливої важливості цивільного захисту	A-I	500	5000
2	Окремо розташований об'єкт суб'єкта господарювання, віднесеного до категорії особливої важливості цивільного захисту (крім зазначених у пункті 1 цієї таблиці)	A-II	300	3000
3	У межах проєктної забудови та санітарно-захисної зони атомних енергетичних об'єктів	A-III	200	5000
4	У межах проєктної забудови територій та населених пунктів, віднесених до відповідних груп цивільного захисту, а також за межами проєктної забудови та санітарно-захисної зони атомних енергетичних об'єктів у зонах можливих значних (сильних) руйнувань (крім зазначених у 1 - 3 цієї таблиці)	A-IV	100	1000

Таблиця 2.3 – Групи ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ

Розміщення ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ	Група укриття	Захисні властивості	
		Надмірний тиск повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , кПа	Коефіцієнт послаблення радіаційного впливу (коефіцієнт захисту) K_3
У містах, віднесених до груп цивільного захисту, інших населених пунктах розташованих:			
1. У зоні можливих значних (сильних) руйнувань	П-1	100	1000
У містах, не віднесених до груп цивільного захисту, інших населених пунктах, на об'єктах суб'єктів господарювання розміщених:			
2. У зоні можливих незначних (слабких) руйнувань навколо атомних енергетичних об'єктів	П-2	100	1000
3. На решті території зони можливого небезпечного сильного радіоактивного забруднення навколо атомних енергетичних об'єктів	П-3	100	500
4. У 30-кілометровій зоні (зоні спостереження) навколо атомних енергетичних об'єктів, а також у зонах можливого небезпечного сильного радіоактивного забруднення за межами зон можливих руйнувань	П-5	100	200
5. Поза межами зон можливого небезпечного сильного радіоактивного забруднення	П-6	100	100
На об'єктах суб'єктів господарювання першої та другої категорії цивільного захисту, населених пунктах, розміщених:			
6. У зонах незначних (слабких) руйнувань (за винятком зазначених у пункті 2 цієї таблиці)	П-4	100	200

Таблиця 2.4 – Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін

Схема прикладання приведенного навантаження (див. рис. 2.1)	Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін, кПа
Схеми «а», «в», «г», «к»	$P_2 = K_{\sigma} \Delta P_{ex}$
Схема «б» (на стіни, що відокремлюють укриття від примикаючих приміщень підвалів, не захищених від повітряної ударної хвилі)	$P_2 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Схема «е» (на елементи зовнішніх стін, розташованих вище рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2 = 1,2 K_{\sigma} \times \Delta P_{ex}$
Схема «е» (на елементи зовнішніх стін, розташованих нижче рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2 = \Delta P_{ex}$
Схема «г»	$P_3 = K_{\sigma} \times K_{вид} \times \Delta P_{ex}$
Схема «д» (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів 10% і більше, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «д» (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів менше 10%, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «ж» (для захисних споруд з висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі більше ніж 1,5 м)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми «з», «и» (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів стін будівлі до 50%)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми «з», «и» (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів більше ніж 50%, а також для стін, які знаходяться за легкоруйнівними конструкціями)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми «д», «ж», «з», «и»	$P_4' = K_{\sigma} \cdot P_4$

K_{σ} – коефіцієнт, що приймається за таблицю 2.5

$K_{від}$ – коефіцієнт, що враховує відбиття повітряної ударної хвилі і приймається за таблицю 2.6

Таблиця 2.5 – Коефіцієнт K_{σ}

Характеристика ґрунтів згідно з нормами на проектування основ будівель / споруд	Коефіцієнт K_{σ}
Піски з коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,5$	0,4
Піски з коефіцієнтом водонасичення $0,5 < S_r < 0,8$; супіски з показником текучості $I_L < 1$; суглинки та глини з показниками текучості $I_L < 0,75$	0,5
Суглинки та глини з показниками текучості $0,75 < I_L < 1$	0,6
Водонасичені ґрунти (нижче рівня ґрунтових вод); піски з коефіцієнтом водонасичення $S_r > 0,8$; супіски, суглинки і глини з показниками текучості $I_L > 1$; скельні ґрунти	1,0

Таблиця 2.6 – Коефіцієнт $K_{від}$

Ухил укосів обвалування	1:5	1:4	1:3	1:2
Коефіцієнт $K_{від}$	1,0	1,1	1,2	1,3

Приведене вертикальне навантаження (поздовжнє зусилля) на колони, внутрішні та зовнішні стіни визначається розрахунком і залежить від приведеного навантаження на покриття.

Приведене вертикальне навантаження P_5 , P_6 (кПа), що передається на фундаменти, слід визначати за формулами в таблиці 2.7

Таблиця 2.7 – Вертикальне приведені навантаження на фундаменти

Схема прикладання приведені навантаження (див. рис. 2.1)	Вертикальне приведені навантаження на фундаменти, кПа
Схема «е» (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту під фундаментною плитою дорівнює або більше величини заглиблення споруди у ґрунт)	$P_5 = \Delta P_{ex}$
Схема «е» (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту від низу фундаментної плити до скелі менше величини заглиблення споруди)	$P_5 = 1,2 \Delta P_{ex}$
Стрічкові та окремо стоячі фундаменти	P_6 навантаження відпору ґрунту, що визначається розрахунком в залежності від приведені вертикального навантаження на покриття, стіни, колони та площі фундаментів

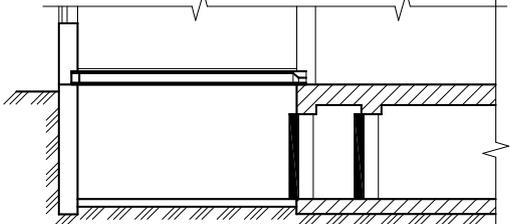
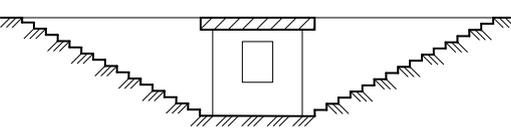
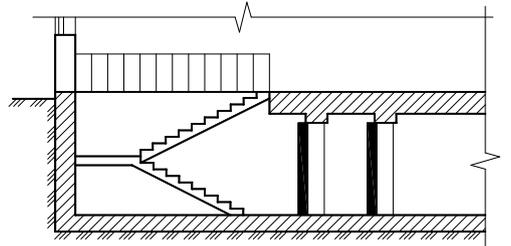
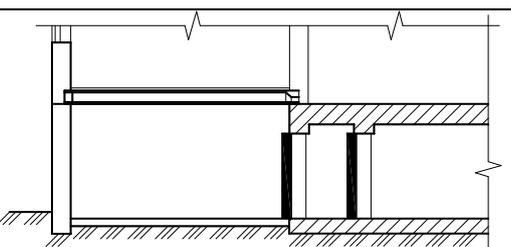
Приведене навантаження на входи та аварійні виходи захисних споруд слід визначати за формулами в таблиці 2.8

Таблиця 2.8 – Приведені навантаження на елементи входів та аварійних виходів

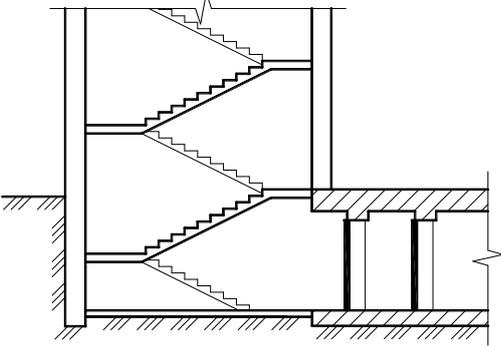
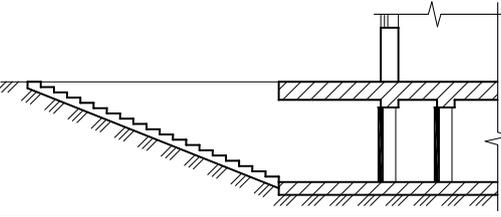
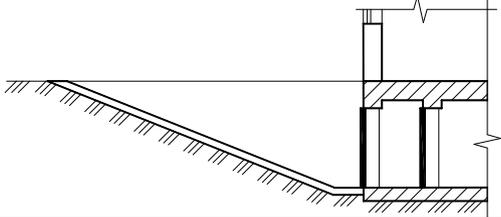
Найменування елемента	Приведені навантаження на елементи входів та аварійних виходів, кПа
Горизонтальне навантаження на ділянки зовнішніх стін захисних споруд та СПП у місцях розташування входів і на перші (зовнішні) захисно-герметичні двері (ворота) та захисні двері ПРУ та СПП	$P = K_e \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження на внутрішні боки тамбур-шлюзів	$P = 0,8 \cdot P_{cm}$
Навантаження на внутрішні боки тамбурів (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-II та А-III класів)	$P = 25 \text{ кПа}$
Навантаження на внутрішні боки тамбурів (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-IV класу, ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ групи П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6)	$P = 15 \text{ кПа}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою і тунелем, а також на ділянку стіни у місці примикання виходу	$P = 1,6 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу (повітрязабірного каналу) зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою, а також на ділянку стіни у місці примикання шахти (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-II та А-III класів)	$P = 1,65 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу (повітрязабірного каналу) зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою, а також на ділянку стіни у місці примикання шахти (для сховищ та СПП класу із захисними властивостями сховищ класу А-I, ПРУ групи П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6)	$P = 1,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на стіни, покриття і підлогу аварійного виходу зсередини, запроєктованого у вигляді похилого спуску і тунелю	$P = K_B \cdot \Delta P_{ex}$

K_B – коефіцієнт, приймається по таблиці 2.9
 $P_{ст}$ – приведенне навантаження, що рівне навантаженню на зовнішні стіни захисної споруди у місці розташування входу.

Таблиця 2.9 – Коефіцієнт K_B

№ з/п	Тип входу	Схема входу	Коефіцієнт K_B залежно від класу/групи сховищ/ПРУ (СПП із захисними властивостями сховищ/ПРУ)		
			А-ІІ	А-ІІІ	А-ІV, П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6
1	2	3	4	5	6
1	З підвальних приміщень, не захищених від повітряної ударної хвилі		0,8	0,8	0,8
2	Наскрізний з перекритою ділянкою проти вхідного прорізу				
3	З приміщень першого поверху у захисні споруди, розташовані: а) у підвальному або цокольному поверхах		1,0 2,7	1,0 2,5	1,0 2,2
	б) на першому поверсі		1,7 3,0	1,5 2,7	1,3 2,3

Продовження таблиці 2.9

1	2	3	4	5	6
4	На сходових клітках при вході на сходову клітку з вулиці для захисту споруд, розташованих: а) у підвальному або цокольному поверхах		2,5 2,7	2,2 2,5	2,0 2,2
	б) на першому поверсі		2,5 3,0	2,2 2,7	2,0 2,3
5	Тупиковий без оголовка або з легким (руйнівним) павільйоном		2,7	2,5	2,2
6	З апарелю		3,0	2,7	2,3
<p>Примітка 1. У рядках 3 та 4 над рискою наведені дані для входів з приміщень першого поверху та сходових кліток з площею отворів 50 %, під рискою – з площею отворів більше 50 %, а також для входів з приміщень з легко руйнівних конструкцій.</p>					
<p>Примітка 2. У разі відсутності у завданні на проектування даних щодо отворів, площу в огорожувальних конструкціях слід приймати більше 50 %.</p>					
<p>Примітка 3. Площу отворів в огорожувальних конструкціях визначають з урахуванням площі потенційно відкритих для дії вибуху отворів: вікна, двері, технологічні отвори інженерних комунікацій (вентиляція, димовидалення, тощо)</p>					

2.6 Квazістатичне (еквівалентне статичне) навантаження та впливи

Квazістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ на елементи залізобетонних конструкцій покриттів захисних споруд та СПП із відповідними захисними властивостями слід приймати рівним приведеному навантаженню помноженому на коефіцієнт динамічності K_D , що приймається за таблицею 2.10

Таблиця 2.10 – Коефіцієнт K_D для покриттів

Розрахункові умови	Коефіцієнт K_D для покриттів			
	Окремо розташованих	Вбудованих у приміщення з площею отворів, %		Розташованих під технічними підвалами
		Менше 50%	Більше 50%	
Розрахункова умова ІА	1,2	1,1	1,2	1,0
Розрахункова умова ІБ	1,8	1,4	1,8	1,2

Примітка 1. Розрахункова умова ІА застосовується при виконанні розрахунку конструкцій, що допускає виникнення залишкових переміщень, розкриття тріщин в розтягнутій зоні бетону. За даною розрахунковою умовою розраховуються елементи основних несучих і огорожувальних конструкцій захисних споруд та тунелі аварійних виходів.

Примітка 2. За розрахунковою умовою ІБ слід розраховувати конструкції захисних споруд, які розташовані у водонасиченому ґрунті або в зонах можливого катастрофічного затоплення. Розрахунок конструкцій за даною умовою забезпечує відсутність залишкових деформацій елементів захисних споруд.

Примітка 3. Для покриттів захисних споруд, вбудованих у будинки (споруди) з легкоруйнівними конструкціями, динамічний коефіцієнт K_D приймається як для окремо розташованих захисних споруд.

Примітка 4. При типовому проектуванні вбудованих захисних споруд площа отворів у будинках приймається більше 50%.

Примітка 5. Площу отворів в огорожувальних конструкціях визначають з урахуванням площі потенційно відкритих для дії вибуху отворів: вікна, двері, технологічні отвори інженерних комунікацій (вентиляція, димовидалення тощо)

Вертикальне квazістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ (поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) при розрахунку стояків рам, колон і

внутрішніх стін слід визначати розрахунком з врахуванням навантаження від покриття.

Вертикальне квазістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ (поздовжнє зусилля) на зовнішні стіни від дії повітряної ударної хвилі на покриття слід визначати розрахунком з врахуванням навантаження від покриття. При розрахунку зовнішніх стін слід враховувати, що вертикальне (поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) та горизонтальне еквівалентне статичне навантаження діють одночасно.

Горизонтальне квазістатичне навантаження при розрахунку зовнішніх стін визначають за формулою:

$$q_{ex,eqv} = P_{max} K_D K_o,$$

де P_{max} – приведенне горизонтальне навантаження, кПа;

K_D – коефіцієнт динамічності;

K_o – коефіцієнт, який враховує міну тиску на стіни за рахунок горизонтальної складової масової швидкості часток ґрунту, затухання хвилі стиску з глибиною і зниження тиску за рахунок руху споруди та деформації стін. Для заглиблених та обвалованих стін значення коефіцієнта K_o приймається рівним 0,8 при розрахунку за розрахунковою умовою ІА та 1,0 – за розрахунковою умовою ІБ. Для необвалованих стін і стін, які розташовані у водонасичених ґрунтах, коефіцієнт K_o приймається рівним 1.

Вертикальне квазістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ на стрічкові та окремо розташовані фундаменти слід приймати рівним приведеному навантаженню помноженому на коефіцієнт динамічності K_D , визначений згідно з таблицею 2.12.

При розрахунку суцільних фундаментних плит вертикальне квазістатичне навантаження приймати рівним приведеному помноженому на коефіцієнт динамічності K_D , який приймається згідно з таблицею 2.11.

Таблиця 2.11 – Коефіцієнт динамічності K_D для навантаження на стрічкові та окремо розташовані фундаменти

Умови розташування захисних споруд та СПП	Коефіцієнт K_D	
	вбудованих	окремо розташованих
На основах із нескельних ґрунтів при розташуванні фундаменту вище рівня ґрунтових вод	1,0	1,2
На основах із нескельних ґрунтів при розташуванні фундаменту нижче рівня ґрунтових вод	1,2	1,4
На скельних основах	1,4	1,8

Таблиця 2.12 – Коефіцієнт K_D для стін

Розрахункові умови	Коефіцієнт K_D для стін			
	Заглиблених, обвалованих та таких, що примикають до приміщень підвалів (схеми «а», «б», «в», «г», «е», «к» рисунку 2.1)	Суміщених з зовнішніми стінами першого або цокольного поверхів (схеми «д», «ж» рисунку 2.1)	які знаходяться всередині приміщень зплощею отворів, % (схеми «з», «й», рисунку 2.1)	
			Менше 50%	Більше 50%
Розрахункова умова ІА	1,0	1,3	1,1	1,3
Розрахункова умова ІБ	1,2	1,7	1,4	1,7

Примітка 1. Для стін захисних споруд та СПП, які знаходяться всередині приміщень з легкоруйнівними конструкціями, коефіцієнти динамічності K_D приймаються ті самі, що і для стін захисних споруд, які знаходяться всередині приміщень з площею отворів більше 50%.

Примітка 2. При типовому проектуванні вбудованих у перший поверх захисних споруд та СПП площу отворів у спорудах слід приймати більше 50%.

Примітка 3. Визначення розрахункових умов ІА і ІБ.

Примітка 4. Площу отворів в огорожуючих конструкціях визначають з урахуванням площі потенційно відкритих для дії вибуху отворів: вікна, двері, технологічні отвори інженерних комунікацій (вентиляція, димовидалення тощо)

Таблиця 2.13 – Коефіцієнт динамічності K_D фундаментних плит

Умови розміщення фундаментної плити	Коефіцієнт K_D	
	вбудованих	окремо розташованих
На нескельних ґрунтах при розрахунку за розрахунковою умовою ІА	1,0	1,0
На водонасичених ґрунтах при розрахунку за розрахунковою умовою ІБ	1,2	1,2
На скельних ґрунтах	1,0	1,0

Оголовки аварійних виходів, піднесених над поверхнею землі, слід розраховувати на горизонтальне квазістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$, яке

дорівнює надмірному тиску у фронті повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , помноженому на коефіцієнт динамічності $K_D = 2$.

При розрахунку оголовків на зсув та перекидання приведені навантаження слід приймати рівним:

- на стіну, повернуту до вибуху, – за формулою

$$P = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720);$$

- на тильну стіну – $P = 1,3 \Delta P_{ex}$;

- на покриття та бокові стіни – $P = 1,25 \Delta P_{ex}$.

При розрахунку оголовків аварійних виходів, що потрапляють в зону можливих завалів та піднесених над поверхнею землі, слід враховувати навантаження від завалів конструкцій зруйнованої будівлі/споруди окремою комбінацією навантажень.

Квазістатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ на зовнішні стіни у місцях розташування входів, на стіни тамбурів-шлюзів і тамбурів, на огорожувальні конструкції аварійних виходів та захисно-герметичні й захисні двері слід приймати рівним приведеному навантаженню помноженому на коефіцієнт динамічності K_D згідно з таблицею 2.14.

Для огорожувальних конструкцій аварійних виходів наскрізного та тупикового типів коефіцієнт динамічності слід приймати $K_D = 1,3$.

Закладні деталі для закріплення дверей і віконниць мають розраховуватися на квазістатичне навантаження, прикладене перпендикулярно до площини стіни та спрямоване у бік, протилежний дії хвилі.

Величину цього квазістатичного навантаження слід приймати:

- для сховищ / СПП із захисними властивостями класів А-II та А-III – 25кПа;

- для сховищ / СПП із захисними властивостями класу А-IV та ПРУ / СПП із захисними властивостями ПРУ групи П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6 – 15кПа.

Внутрішні стіни розширювальних камер, розташованих за противибуховими пристроями, повинні розраховуватися на квазістатичне навантаження, що дорівнює 20кПа, незалежно класу чи групи захисної споруди / СПП.

Стіни відкритих ділянок та підхідні тунелі входів на дію приведеного навантаження не розраховуються, вони перевіряються розрахунком на навантаження при усталеній розрахунковій ситуації.

Зроблені у входах наскрізного типу перекриття слід розраховувати на навантаження, прикладене знизу, та яке дорівнює значенню надмірного тиску у фронті повітряної ударної хвилі, помноженому на коефіцієнт 0,2. Крім того, перекриття слід перевіряти розрахунком на навантаження від зруйнувань вище розташованих конструкцій, яке приймати 0,03 МПа.

Таблиця 2.14 – Коефіцієнт динамічності K_D для елементів входу

ТИП ВХОДІВ	Коефіцієнт динамічності K_D для елементів входу			
	стін в місцях примикання входів	стін тамбурів-шлюзів	стін тамбурів	захисно-герметичних та захисних дверей
1. З підвалів не захищених від ударної хвилі	1,2	1,2	1,0	1,3
2. Наскрізний з перекритою ділянкою проти вхідного отвору	1,7	1,3	1,1	1,8
3. З приміщень першого поверху у захисну споруду	$\frac{1,4}{1,6}$	$\frac{1,2}{1,3}$	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,5}{1,7}$
4. Із сходових кліток при вході у сходову клітку з вулиці	$\frac{1,5}{1,7}$	$\frac{1,2}{1,3}$	$\frac{1,0}{1,1}$	$\frac{1,6}{1,8}$
5. Тупиковий без оголовка або з легким (що руйнується) павільйоном	1,7	1,3	1,1	1,8
6. У піднесених над відкритих зовнішніх стінах, а також вхід з апареллю	1,6	1,3	1,0	1,7
7. Аварійний вихід з вертикальною шахтою	1,7	-	1,1	1,8
<p>Примітка 1. Над ризикою наведені дані для елементів входів у приміщення першого поверху та сходові клітки з площею отворів до 50%, під ризикою - з площею отворів більше ніж 50%, а також для елементів входів до приміщень з легкоруйнівними конструкціями.</p> <p>Примітка 2. Площу отворів в огорожуючих конструкціях визначають з урахуванням площі потенційно відкритих для дії вибуху отворів: вікна, двері, технологічні отвори інженерних комунікацій (вентиляція, димовидалення тощо).</p>				

Тунелі аварійних виходів та входів, суміщених з аварійними виходами, на ділянках від гирла до захисно-герметичних і захисних дверей (віконниця) або противибухового пристрою слід розраховувати на два випадки:

- навантаження тільки ззовні;
- результуюче – навантаження ззовні та зсередини.

З метою зниження навантаження на основні (огороджувальні) конструкції захисних споруд і СПП допускається встановлювати із зовнішньої сторони додаткові захисні конструкції (щити) для сприйняття основного впливу від вибухової хвилі. Квaziстатичне навантаження $q_{ex,eqv}$ на зовнішні стіни, покриття, конструкції тамбурів, тамбур-шлюзів, конструкцій аварійних виходів на елементи залізобетонних конструкцій, із сторони яких встановлено щити, допускається зменшувати на величину q_{col} (руйнуюче) – навантаження, що призводить до руйнування конструкції щита за умови одночасного виконання наступних вимог:

- щит встановлюється із зовнішньої сторони захисної споруди або СПП;

- конструкція щита є суцільною та із сторони її встановлення перекриває всю площину захисної споруди та СПП;

- щит встановлено на відстані не менше аварійного прогину граничного стану по міцності f_{col} (граничного прогину конструкції екрану від дії руйнуючого навантаження q_{col});

- щит встановлено на відстані не більше ніж 1 м від конструкцій, які він захищає;

- проміжок між щитом та конструкціями захисної споруди або СПП – виконується у вигляді замкнутих просторів (окремо по кожній із граней захисної споруди чи СПП – для унеможливлення затікання вибухової хвилі вздовж щита) та залишається вільним, без заповнення (для уникнення передачі навантаження на основні конструкції захисної споруди чи СПП).

3.1 Загальні рекомендації

При новому будівництві, реконструкції та капітальному ремонті захисних споруд та СПП необхідно забезпечувати доступність та безпеку МГН відповідно до вимог ДБН В.2.2-40, у тому числі, з урахуванням рівня мобільності осіб з інвалідністю різних категорій та їхньої чисельності. У разі, якщо при капітальному ремонті та реконструкції неможливо у повному обсязі забезпечити вимоги доступності, зручності, інформативності і безпеки для потреб осіб з інвалідністю в існуючих захисних спорудах та СПП, здійснюється їх розумне пристосування. Вхідні групи, тамбури, сходи, пандуси, майданчики, приміщення, шляхи руху всередині будівель або споруд, елементи оздоблення та інтер'єру захисних споруд та СПП повинні відповідати вимогам ДБН В.2.2-40. Вразі необхідності влаштування порогів в дверних прорізах (вхідних захисних, герметичних або захисно-герметичних дверях тощо), вхід має бути обладнаний відкидним або переносним пандусом.

Для доступу МГН до захисних споруд та СПП необхідно влаштовувати пандуси відповідно до вимог ДБН В.2.2-40. В умовах реконструкції та за наявності відповідного обґрунтування для об'єктів суб'єктів господарювання, віднесених до відповідної категорії цивільного захисту (підприємств) відповідно Кодексу цивільного захисту України, допускається приймати ухил пандусів не більше ніж 1:6. У разі неможливості влаштування пандуса рекомендується застосовувати розумне пристосування, у тому числі у вигляді підйомних пристроїв, механізмів тощо згідно з вимогами ДСТУ EN 81-40, ДСТУ EN 81-41, ДСТУ EN 81-22, ДСТУ EN 81-70, ДСТУ EN 81-71, ДСТУ CEN/TS 81-76, ДСТУ EN 12158-1 та відповідно вимог ДБН В.2.2-40. Доступ МГН до захисних споруд та СПП рекомендується забезпечувати за допомогою ліфтів. Перед вхідними дверима у захисні споруди та СПП необхідно забезпечити простір для можливості маневрування та повороту на 90 градусів на кріслі колісному відповідно до вимог ДБН В.2.2-40.

У приміщеннях захисних споруд та СПП повинні бути передбачені засоби безпеки, орієнтування, отримання інформації згідно з ДБН В.2.2-40. Інформаційні таблички, інформатори та покажчики повинні містити інформацію щодо призначень приміщень, необхідних шляхів руху. В захисних спорудах та СПП необхідно передбачити контрастне маркування на сходах, порогах, дверних отворах, а також звужених відносно ширини коридору, проходах тощо. Рекомендується крім контрастного співвідношення кольорів використовувати матеріали із світло

відбивальними властивостями для візуальної ідентифікації під час відсутності освітлення.

Ширина (у просвіті) коридорів, пандусів в середині захисних споруд та СПП, що використовуються для евакуації, у тому числі МГН, має бути:

- не менше ніж 1,8 м – при новому будівництві;
- не менше ніж 1,5 м – при реконструкції;
- не менше ніж 1,2 м – при капітальному ремонті.

На стінах ділянок коридорів, які слугують шляхами евакуації, слід влаштувати поручні на висоті 0,9 м. Розмір та кріплення поручнів мають відповідати вимогам ДБН В.2.2-40. Колір поручнів повинен бути контрастним по співвідношенню до кольору стіни, на якій його розміщено. Рекомендується наносити на поручні фарбу (матеріал) із світловідбивними властивостями для візуальної ідентифікації під час відсутності освітлення.

Висоту приміщень (від відмітки підлоги до низу перекриття (покриття) захисних споруд та СПП при новому будівництві слід приймати не менше ніж 2,5 м. Зазначена вимога може застосовуватися при реконструкції існуючих захисних споруд та СПП (за технічної можливості). При визначенні висоти приміщень СПП слід також враховувати вимоги, що висуваються до об'єктів – відповідно їх функціонального призначення, яке не пов'язане із забезпеченням захисту та зменшення впливу на людей небезпечних чинників (факторів).

В сховищах та СПП із захисними властивостями сховищ при висоті приміщень до 2,9 м слід передбачати розташування дворівневих металевих ліжок, а при висоті понад 2,9 м – трирівневих.

Ширина просвіту внутрішніх дверей в приміщеннях має бути не менше ніж 0,9 м. Ширина однієї стулки двостулкових дверей в просвіті має бути не менше ніж 0,9 м. Двері рекомендується облаштувати ручкою важільного типу. Двері до приміщень, а також міжкоридорні двері, повинні бути без порогів (крім дверей до технічних приміщень – щитової, вентиляційної тощо). У разі технічної необхідності влаштування порогів такі пороги повинні відповідати вимогам ДБН В.2.2-40. Двері до технічних приміщень (щитової, вентиляційної тощо) допускається приймати шириною у просвіті не менше ніж 0,7 м. При капітальному ремонті у разі відсутності технічної можливості, допускається влаштувати дверні прорізи входних та внутрішніх дверей не менше ніж 0,8 м в просвіті.

Двері в основному приміщенні для укриття необхідно проєктувати з відчиненням назовні.

В місцях потенційного скупчення людей (при входах / виходах, коридорах, переходах) рекомендується передбачати проміжні зони безпеки у вигляді розширення коридорів, карманів тощо. Проміжні зони безпеки можуть бути розташовані безпосередньо вздовж коридору.

3.2 Основні та допоміжні приміщення сховища та СПП із захисними властивостями сховищ

У сховищах та СПП із захисними властивостями сховищ слід передбачати основні та допоміжні приміщення. *До основних приміщень сховищ та СПП відносять:*

- основне приміщення для укриття;
- приміщення / зона санітарного посту;
- приміщення медичного пункту (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю від 601 осіб);
- приміщення пункту керування (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ, які передбачаються для укриття працівників об'єктів суб'єктів господарювання, що віднесені до відповідних категорій цивільного захисту, атомних енергетичних об'єктів, ОПН, ХНО, органів місцевого самоврядування, виконавчої, судової та законодавчої влади, а також інших сховищ, що мають перебувати у постійній готовності відповідно до Кодексу цивільного захисту України та для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю від 301 осіб).

Дозволяється суміщати приміщення пункту керування та приміщення пожежного поста (приміщення чергового персоналу). У разі влаштування для укриття працівників одного об'єкта на одній території декількох сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ, пункт керування допускається влаштовувати тільки у одній із них. Рекомендується до складу основних приміщень сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ включати:

- приміщення/зони пункту керування, призначені для перебування осіб, відповідальних за обслуговування сховища та СПП із захисними властивостями сховищ (місткістю до 300 осіб);
- приміщення медичного пункту (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю до 600 осіб);
- приміщення / зони для дітей до 11 років (за необхідністю з батьками);
- приміщення / зони для годування та сповивання немовлят;
- приміщення / зона для підігріву та прийняття їжі;
- приміщення для тимчасового перебування домашніх тварин (за необхідністю з господарями);
- приміщення для зберігання продовольства (одне приміщення на кожні 600 осіб);
- приміщення іншого призначення, що забезпечують належні умови для перебування осіб, які підлягають укриттю протягом 48 годин.

В основному приміщенні для укриття сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ громадських будівель (крім закладів освіти) та житлових будинків необхідно передбачати відокремлену зону для осіб з

інвалідністю (за необхідністю із супроводжуючими) із розрахунку 10% від загальної місткості захисної споруди або СПП. Допускається влаштування окремого приміщення для осіб з інвалідністю замість відокремленої зони. Приміщення або відокремлені зони для осіб з інвалідністю мають бути розміщені на мінімально можливих відстанях (але не більше ніж 50 м з урахуванням шляху руху) до універсальних санітарно-гігієнічних приміщень та позначені відповідними інформаційними вказівниками.

Слід передбачати наступні *допоміжні приміщення для сховищ та СПП* із захисними властивостями сховищ:

- приміщення для вентиляційного та фільтровентиляційного обладнання;
- приміщення для балонів (із киснем або стиснутим повітрям тощо для сховищ та СПП із захисним властивостями сховищ із третім режимом вентиляції (регенерації повітря);
- приміщення для аварійних джерел живлення (ДЕС тощо);
- приміщення теплового пункту / бойлерна;
- приміщення для розміщення електричного обладнання, у тому числі автономних джерел енергозабезпечення (акумуляторів тощо);
- приміщення дренажних станцій перекачки;
- санітарно-гігієнічні приміщення;
- складське приміщення для зберігання інструменту, засобів індивідуального захисту, приладів для укомплектування захисної споруди цивільного захисту (для СПП) та формувань з їх обслуговування;
- приміщення роздягальні та приміщення/зона для зберігання брудного одягу (дозволяється об'єднувати);
- приміщення/зона для зберігання води;
- приміщення для зберігання відходів (при новому будівництві обов'язкове, а при реконструкції – рекомендоване);
- зона для засобів протипожежного захисту (при новому будівництві обов'язкове, а при реконструкції – рекомендоване);
- тамбури і тамбур-шлюзи;
- приміщення з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму та миття посуду – для закладів дошкільної освіти та для учнів 1-2 класів закладів загальної середньої освіти (при новому будівництві обов'язкове, а при реконструкції – рекомендоване);
- приміщення буфету з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму – для закладів загальної середньої, вищої, фахової передвищої, професійної (професійно-технічної), післядипломної та позашкільної освіти (при новому будівництві обов'язкове, а при реконструкції – рекомендоване);
- приміщення для дозиметричного контролю – для сховищ для АЕС, об'єктів в зоні спостереження АЕС;

- роздягальня та приміщення чистого одягу – для сховищ для АЕС, об'єктів в зоні спостереження АЕС;

- душові – для сховищ для АЕС, об'єктів в зоні спостереження АЕС.

Дозволяється об'єднувати приміщення з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму із буфетом та замість приміщень організовувати зони, об'єднувати інші зони та приміщення, за умов виконання вимог будівельних норм, які регламентують вимоги зазначених приміщень, санітарних норм і правил.

Для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю до 100 осіб призначених для укриття працівників (персоналу) суб'єктів господарювання, допускається передбачення мінімальної кількості основних та допоміжних приміщень, що забезпечують їх функціонування за призначенням. До таких приміщень належать:

- основне приміщення для укриття;
- приміщення для встановлення фільтровентиляційного та вентиляційного обладнання, засобів регенерації повітря;
- тамбур-шлюзи, тамбури;
- приміщення для зберігання забрудненого одягу;
- приміщення для розміщення резервних (автономних) джерел електропостачання (акумуляторних батарей, ДЕС) та апаратів керування внутрішніми електричними мережами та електрообладнанням;
- універсальне санітарно-гігієнічне приміщення;
- приміщення для зберігання запасу питної води;
- медичний пост.

Допускається в основному приміщенні для укриття замість вище перелічених приміщень передбачати зони для розміщення:

- медичного посту;
- вентиляційного та фільтровентиляційного обладнання (у разі обладнання його глушниками звуку);
- для підігріву та прийняття їжі;
- для теплового пункту (розміщення приладів опалення);
- для зберігання продовольства;
- для зберігання запасів води (проточні та непроточні баки для води);
- ємностей з питною водою з розрахунку 2л/доба на особу;
- ємностей з водою для технічних потреб з розрахунку 4л/доба на особу (за умови під'єднання таких ємностей до санітарних приладів).

Площа підлоги основного приміщення укриття, яку займає технологічне та інше обладнання, перелічені вище зони для медичного посту, теплового пункту тощо не враховується під час розрахунку місткості сховища та СПП із захисними властивостями сховища.

Місця для сидіння та лежання в сховища та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю до 100 осіб можуть бути відкидними, що закріплені по периметру стін основного приміщення для укриття.

Окрім того, місця для сидіння можуть бути оснащені нішами для зберігання майна та інвентарю таких споруд.

Допускається не передбачати фільтровентиляційне приміщення і розміщувати фільтровентиляційне обладнання в основному приміщенні для укриття у сховищах та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю менше ніж 150 осіб. У такому разі використовуються вентилятори, що обладнано глушниками звуку.

Санітарно-гігієнічні приміщення сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ місткістю 20 осіб і менше дозволяється обладнувати біотуалетами та рукомийниками, що під'єднані до ємностей з водою для технічних потреб. Об'єм ємності резервуара для збору стічних вод або біотуалета повинен становити не менше ніж бл/добу на особу. За неможливості забезпечити відвід стічних вод до об'єктової або міської каналізаційної системи самопливом допускається передбачати для збору стічних вод резервуари, встановлені за лінією герметизації.

Перелік основних та допоміжних приміщень може доповнюватись завданням на проектування. Мінімальну площу основних та допоміжних приміщень сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Мінімальна площа основних та допоміжних приміщень

№	Назва приміщення	Мінімальна площа, м ²
1	Санітарний пост	2
2	Приміщення медичного пункту	9 ¹⁾
3	Приміщення пункту керування	9
4	Приміщення для дозиметричного контролю	6
5	Роздягальня та приміщення для брудного одягу	6 – 8
6	Душова	6
7	Приміщення для зберігання продовольства	5 ²⁾
8	Зона санітарного посту	2
9	Приміщення для зберігання забрудненого вуличного одягу	0,07 м ² на людину
¹⁾ У разі місткості сховищ або СПП із захисними властивостями сховищ понад 1200 осіб, на кожні 100 осіб, які підлягають укриттю, площа повинна збільшуватись на 1 м ² .		
²⁾ У разі місткості сховищ або СПП із захисними властивостями сховищ понад 150 осіб, на кожні 150 осіб, які підлягають укриттю, площа приміщення збільшується на 3 м ² .		

Приміщення дозконтролю обладнуються необхідними приладами, лавками і забезпечуються всіма необхідними засобами для надання першої медичної допомоги.

Роздягальня та приміщення для брудної та чистої одежі обладнуються лавками, вішалками, шафками. Обладнується місце для прийому документів та речей.

Не допускається розташовувати приміщення для зберігання продовольства біля санітарних вузлів та медичного пункту.

Дренажні станції перекачки слід розміщувати за лінією герметизації сховищ. При вході у станцію повинен бути передбачений тамбур з двома герметичними дверима, які відчиняються у бік станції.

Під підлогою станції рекомендується передбачати резервуар для приймання та відкачування дренажних вод. Вхід до резервуара—через люк у підстанції.

Приміщення електрощитових потрібно відокремлювати від суміжних приміщень протипожежними перегородками 1-го типу та перекриттям 3-го типу із заповненням дверних прорізів протипожежними 2-го типу, які відчиняються назовні і мають замки, що самі замикаються, та відмикаються з середини приміщення без ключа.

Приміщення балонної слід передбачати у сховищах та СПП із захисними властивостями сховищ з трьома режимами вентиляції. За вибухопожежною і пожежною небезпекою воно відноситься до категорії Д. Сполучення балонної із суміжними приміщеннями необхідно передбачати через протипожежний тамбур-шлюз 1-го типу з підпором повітря під час пожежі.

Душова обладнується прохідними душовими кабінами розміром 0,9 м×0,9 м. Допускається обладнання душової кабіни тупиковими кабінами за умови забезпечення достатнього промивання підлоги у проході біля кабін. Підлогу душової необхідно покривати дозволеними до використання синтетичними матеріалами та обладнувати решітками. При новому будівництві необхідно влаштовувати зони для душу врівень з підлогою, які обладнані трапами для водовідведення, мінімум одна душова кабіна має бути обладнана відповідно вимог ДБН В.2.2-40

Для сховищ місткістю до 50 осіб допускається не передбачати ДЕС за умов передбачення у системі фільтровентиляції не менше ніж 2 електроручних вентиляторів (один основний, другий – резервний), використання для систем освітлення електроживлення від акумуляторів, передбачення каналізації з відводом стічних вод самопливом, встановлення проточних ємностей з водою.

3.3 Основні та допоміжні приміщення ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ

У ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ необхідно передбачати основні та допоміжні приміщення. Для всіх типів ПРУ та СПП

із захисними властивостями ПРУ обов'язковими є наступні *основні приміщення*:

- основне приміщення для укриття;
- зона санітарного посту (ця норма є обов'язковою для ПРУ та рекомендованою для СПП із захисними властивостями ПРУ);
- приміщення медичного пункту (ця норма є обов'язковою для ПРУ та СПП місткістю від 601 осіб та рекомендованою для місткості таких споруд до 600);
- приміщення пункту керування (ця норма є обов'язковою для ПРУ та СПП місткістю від 301 осіб та рекомендованою для місткості таких споруд до 300).

Дозволяється суміщати приміщення пункту керування та приміщення пожежного поста (приміщення чергового персоналу). У разі влаштування для укриття працівників одного об'єкта на одній території декількох ПРУ або СПП із захисними властивостями ПРУ, пункт керування допускається влаштовувати тільки у одній із них.

Рекомендується до складу основних приміщень ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ у складі громадських та житлових будівель завданням на проєктування включати:

- приміщення/зони пункту керування - призначені для перебування осіб, відповідальних за обслуговування ПРУ та СПП (для ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ до 300 осіб включно);
- приміщення/зони для дітей до 11 років;
- приміщення/зони для годування та сповивання немовлят;
- приміщення/зони для підігріву та прийняття їжі;
- приміщення для тимчасового перебування домашніх тварин;
- приміщення іншого призначення, що забезпечують належні умови для перебування осіб, які підлягають укриттю протягом 48 годин.

В основному приміщенні для укриття ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ громадських будівель (крім закладів освіти) та житлових будинків необхідно передбачати відокремлену зону для осіб з інвалідністю (за необхідністю із супроводжуючими) із розрахунку 10% від загальної місткості захисної споруди або СПП. Допускається влаштування окремого приміщення для осіб з інвалідністю замість відокремленої зони в основному приміщенні для укриття. Приміщення або відокремлені зони для осіб з інвалідністю мають бути розміщені на мінімально можливих відстанях (але не більше ніж 50 м з урахуванням шляху руху) до універсальних санітарно-гігієнічних приміщень та позначені відповідними інформаційними вказівниками.

Обов'язковими є наступні *допоміжні приміщення для ПРУ та СПП* із захисними властивостями ПРУ:

- санітарно-гігієнічні приміщення;

- приміщення для вентиляційного та фільтровентиляційного обладнання;

- приміщення зберігання забрудненого одягу (ця норма для ПРУ є обов'язковою, а для СПП із захисними властивостями ПРУ є рекомендованою).

Рекомендується до складу допоміжних приміщень ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ у складі громадських та житлових будівель завданням на проектування включати:

- приміщення для аварійних джерел живлення (в тому числі акумуляторних батарей, дизельної електростанції);

- складське приміщення (для меблів, інвентарю);

- приміщення для зберігання продовольства (одне приміщення на 500 осіб);

- приміщення/зона для зберігання води (в ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ місткістю до 200 осіб – зони відокремлені в основному приміщенні укриття, місткістю від 201 осіб – окремі приміщення);

- приміщення для зберігання відходів;

- приміщення/зона для підігріву та видачі їжі, питного режиму та миття посуду;

- для закладів дошкільної освіти та для учнів 1-2 класів закладів загальної середньої освіти – приміщення з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму та миття посуду (ця норма при новому будівництві є обов'язковою, а при реконструкції – рекомендованою);

- для закладів загальної середньої, вищої, фахової передвищої, професійної (професійно-технічної), після дипломної та позашкільної освіти – приміщення буфету з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму (ця норма при новому будівництві є обов'язковою, а при реконструкції рекомендованою).

Дозволяється об'єднувати приміщення з обладнанням для підтримання нормативної температури їжі, питного режиму із буфетом та замість приміщень організовувати зони, об'єднувати інші зони та приміщення, за умов виконання вимог будівельних норм, санітарних норм і правил, які регламентують вимоги зазначених приміщень.

У разі відсутності в складі допоміжних приміщень ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ приміщення для аварійних джерел живлення допускається електрообладнання приміщень таких споруд підключати до ДЕС, розташованої за межами захисної споруди.

Приміщення для зберігання забрудненого вуличного одягу слід передбачати при одному з виходів і відділяти від суміжних приміщень протипожежними перегородками 1-го типу, із заповненням дверних прорізів протипожежними дверима 2-го типу. Приміщення обладнується лавами, вішалками.

В ПРУ та СПП місткістю до 50 осіб замість приміщення для забрудненого одягу допускається передбачати влаштування при входах вішалок, які розміщуються за завісами.

У ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ, що мають вентиляцію з механічним спонуканням, слід передбачати вентиляційні приміщення, розміри яких визначаються габаритами обладнання і площею, яка необхідна для його обслуговування. При ручному приводі вентилятора протипилові фільтри повинні мати стінку (екран), який виключає можливість прямого опромінювання обслуговуючого персоналу. Товщина стінки (екранів) і стін вентиляційних приміщень, суміжних з основним приміщенням для укриття, приймається відповідно до таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Товщина стін (екранів)

Товщина стін (екранів), мм:	Розрахункова повітроподача, м ³ /год					
	до 300	300-600	600-1000	1000-5 000	5 000-10 000	більше 10 000
залізобетонних (бетонних)	50	80	100	170	200	250
армоцегляних	120	120	120	250	250	400

У складі ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ місткістю 20 осіб і менше, може передбачатися мінімальна кількість основних та допоміжних приміщень, а саме: основне приміщення для укриття та приміщення для встановлення біо-, хімічних туалетів або виносної тари, що щільно закривається. Зберігання запасів питної води та продовольства може передбачатися в основному приміщенні.

3.4 Основне приміщення для укриття

Норми мінімальної площі на одну особу, що підлягає укриттю в основному приміщенні для укриття захисних споруд та СПП, наведено у таблицях 3.3 і 3.4.

Мінімальними площами передбачено розміщення МГН:

- для закладів охорони здоров'я – 10% від кількості пацієнтів, що не потребують госпіталізації та персоналу;
- для закладів дошкільної освіти – 15% від місткості захисної споруди / СПП;
- для закладів середньої освіти – 7% від місткості захисної споруди / СПП;
- для закладів вищої освіти – 10% від місткості захисної споруди / СПП.

В норму мінімальної площі на одну особу, що підлягає укриттю в основному приміщенні, не входять площі інших приміщень, коридорів тощо. Дозволяється збільшувати площу на одну особу з урахуванням планувальних рішень, розташування меблів, забезпечення додаткових вимог щодо інклюзивності відповідно до вимог ДБН В.2.2-40. Дозволяється розподіляти основне приміщення для укриття на кілька приміщень/зон за

умови дотримання протипожежних і санітарно-гігієнічних вимог, вимог щодо інклюзивності відповідно до ДБН В.2.2.40 та вимог щодо забезпечення режиму експлуатації.

Таблиця 3.3 – Норма мінімальної площі на одну особу в основному приміщенні для укриття у захисних спорудах та СПП

№	Тип закладу, для якого проектується захисна споруда / СПП	Мінімальна площа, м ²		Спосіб розміщення та відсоток осіб, що підлягають укриттю
		нове будівництво	реконструкція	
1	Підприємства	0,5	0,4	- на двоярусних нарах для захисних споруд - на триярусних нарах для захисних споруд
2	Заклади охорони здоров'я (основне приміщення для укриття персоналу та пацієнтів, які не потребують госпіталізації)	1,1	1,0	на ліжках – не менше 20% осіб, що підлягають укриттю Для розрахунку приймаються мінімальні площі на одну особу: - 1,4 м ² при розміщенні на двоярусних ліжках, - 1,1 м ² при розміщенні на місцях для сидіння
3	Громадські будівлі	0,6		-
4	Житлові будинки	0,6		-

Таблиця 3.4 – Норма мінімальної площі на одну особу в основному приміщенні для укриття у захисних спорудах та СПП закладів освіти.

№	Тип закладу, для якого проектується захисна споруда / СПП	Мінімальна площа, м ²		Спосіб розміщення та відсоток осіб, що підлягають укриттю
		нове будівництво	реконструкція	
1	2	3	4	5
1	Заклади дошкільної освіти	3,0	2,0	- на місцях для сидіння – 100% вихователів та персоналу; - на двоярусних/τριαрусних ліжках-трансформерах та на стільцях за столиками – 100% вихованців; - додатково рекомендується передбачати ігрову зону (3м×4м) на кожну групу із 20 дітей, шафу для іграшок та полицку для взуття

Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5
2	Заклади загальної середньої освіти, у тому числі:	1,5	1,2	-
2.1	для учнів 1 - 2 класів	2,0	1,6	на двоярусних/ троярусних ліжках-трансформерах та на стільцях за столиками –100% учасників освітнього процесу; додатково рекомендується передбачити ігрову зону (3м×4м) на кожний клас; 100% працівників закладу на місцях для сидіння.
2.2	для учнів 3 - 4 класів	1,6	1,2	100% учасників освітнього процесу 3-4 класів на місцях для сидіння за столами та ігрову зону із розрахунком 0,4 м ² на дитину; 100% працівників закладу на місцях для сидіння
2.3	для учнів 5 - 12 класів	1,3	1,0	100% учасників освітнього на місцях для сидіння за столами, а при реконструкції допускається замінити стільці зі столами на стільці з відкидними підставками (в разі необхідності, слід передбачити можливість розміщення двоярусних ліжок замість стільців); 100% працівників закладу на місцях для сидіння
3	заклади вищої, фахової передвищої, професійної (професійно-технічної) та післядипломної освіти:	-	-	100% здобувачів освіти на місцях для сидіння за столами (при реконструкції які допускається замінити стільці зі столами на стільці з відкидними підставками, а в разі необхідності, слід передбачити можливість розміщення двоярусних ліжок замість столів та стільців); 100% вчителів та працівників закладу на місцях для сидіння
	а) при місткості до 500 осіб	1,6	1,0	

Закінчення таблиці 3.4

1	2	3	4	5
	а) при місткості від 501 до 1000 осіб	1,4	1,0	
	а) при місткості від 1001 і вище	1,2	0,9	
4	заклади позашкільної освіти, у тому числі:	1,5	1,2	-
4.1	вікова категорія: 3-8 років	3,0	2,0	100% здобувачів позашкільної освіти на двоярусних/τριαрусних ліжках-трансформерах та на стільцях за столиками, ігрову зону із розрахунку 0,4 м ² на дитину
4.2	вікова категорія: 9-11 років	1,6	1,2	100% здобувачів позашкільної освіти місцях для сидіння за столами та ігрову зону із розрахунку 0,4 м ² на дитину (при реконструкції допускається замінити на стільці з відкидними підставками, а в разі необхідності, слід передбачити можливість розміщення двоярусних ліжок замість столів та стільців)
4.3	вікова категорія: 11-14 років	1,3	1,0	100% здобувачів позашкільної освіти віком 12-14 та 15-18 років і більше на місцях для сидіння за столами (при реконструкції допускається замінити на стільці з відкидними підставками, а в разі необхідності, слід передбачити можливість розміщення двоярусних ліжок замість столів та стільців);
4.4	вікова категорія: 15-18 років	1,3	1,0	
4.5	вікова категорія: 19 років і більше	1,3	1,0	
4.6	інші працівники закладів освіти	1,0	0,9	100% працівників закладу на місцях для сидіння

3.5 Санітарно-гігієнічні приміщення

Туалети загального користування та інші санітарно-гігієнічні приміщення розраховують на кількість осіб, що підлягають укриттю. Співвідношення туалетів для чоловіків і жінок встановлюється завданням на проектування. Санітарно-гігієнічні приміщення проектуються відповідно до державних санітарних норм і правил, ДБН В.2.2-9 та ДБН В.2.2-40. Для захисних споруд та СПП суб'єктів господарювання, відповідних категорій цивільного захисту (підприємств), кількість та види санітарно-гігієнічних приміщень слід приймати відповідно до вимог будівельних норм за видами будівель і споруд, з урахуванням призначення приміщень у мирний час, але не менше ніж:

- унітаз (або наземна чаша) в туалетах із розрахунку 75 осіб;
- один умивальник на 200 осіб (але не менше одного на санітарний вузол).

При новому будівництві захисних споруд та СПП обов'язковим є влаштування мінімум одного універсального санітарно-гігієнічного приміщення відповідно до вимог ДБН В.2.2-40 (одне таке приміщення на кожні 200 осіб).

Кількість та види санітарно-гігієнічних приміщень в закладах охорони здоров'я, закладах освіти, громадських будівлях та житлових будинках наведена в розділі 11 ДБН В.2.2-5:2023.

При новому будівництві захисних споруд та СПП крім універсального санітарно-гігієнічного приміщення додатково рекомендується влаштовувати санітарно-гігієнічне приміщення із розширеними функціями відповідно до вимог ДСП354.

Для прикладу, нижче наведено рішення реконструкції підвальних приміщень навчального закладу, які в подальшому переобладнані під СПП з властивостями ПРУ було виконано наступне перепланування. Цокольний поверх гуртожитку на час обстеження не мав санітарних вузлів (рис 3.1), тому заходи з реконструкції включали улаштування вбиральні для чоловіків, вбиральні для жінок, інклюзивної вбиральні та було оновлено душовий комплекс (рис. 3.2). Окрім перепланування проектом передбачалась часткова закладка вікон та підготовка для подальшого монтажу на них захисник металевих конструкцій. Також розроблялись заходи по підсиленню дверного отвору сталевими елементами в несучій стіні після його розширення за вимогами інклюзивності.

3.6 Захищені входи та виходи сховищ

Для сховищ кількість входів (не менше двох) слід розраховувати згідно з таблицею 3.5 в залежності від місткості сховища, кількості осіб які припадають на даний вхід. При капітальному ремонті у разі відсутності технічної можливості, допускається влаштовувати дверні прорізи вхідних

дверей не менее ніж 0,8 м в просвіті. При входах до сховищ слід влаштувати водозбірні приямки.

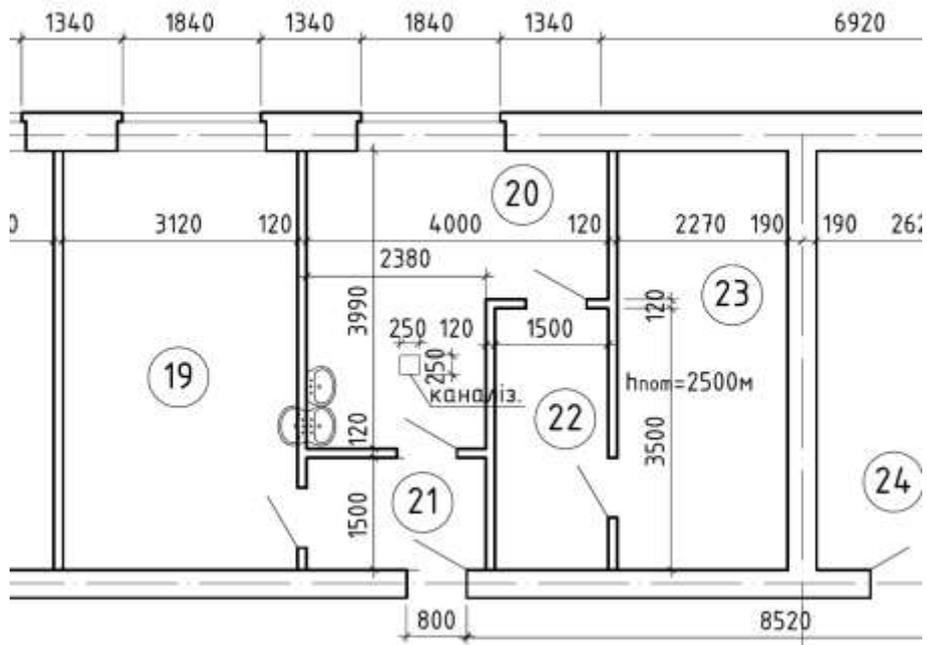


Рис. 3.1 – Приміщення цокольного поверху до реконструкції (19 – технічне приміщення; 20 – умивальник; 21 – коридор; 22 – роздягальня; 23 – душова, 24 – сходові клітина).

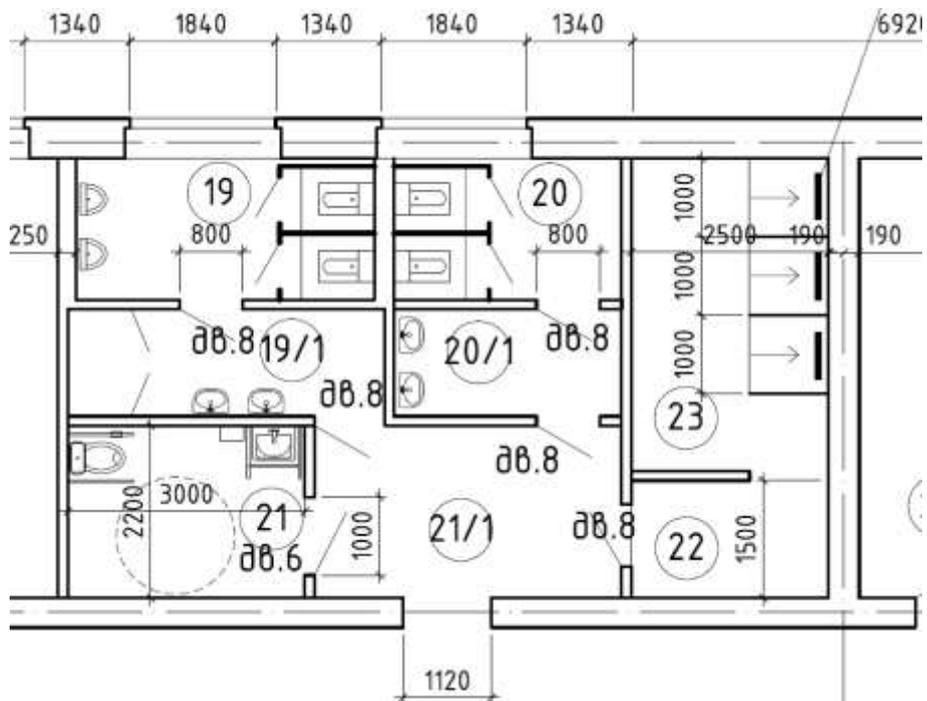


Рис. 3.2 – Санітарні приміщення цокольного поверху після реконструкції (19 – чоловіча вбиральня; 19/1 – умивальник; 20 – жіноча вбиральня; 20/1 – умивальник; 21 – інклюзивна вбиральня; 21/1 – коридор; 22 – роздягальня; 23 – душова)

Таблиця 3.5 – Входи в захисні споруди та СПП

Ширина входу (дверного прорізу), м	Кількість осіб, що укриваються, які припадають на один вхід
0,9	200
1,2	300
1,8	450
2,2	550
2,5	750
Примітка 1. Кількість осіб, що укриваються, які припадають на один вхід при інших значеннях ширини входу, визначається шляхом інтерполяції.	
Примітка 2. При капітальному ремонті у разі відсутності технічної можливості, допускається влаштовувати дверні прорізи вхідних дверей не менше ніж 0,8м в просвіті.	

Входи в сховища та СПП із захисними властивостями сховищ слід передбачати розосередженими (не менше двох виходів мають бути розосередженими) з врахуванням напрямку руху основних потоків людей: з прилеглої території, з незахищених приміщень підвалів, з першого поверху виробничих та інших будинків через самотійну сходову клітку, з загальних сходових кліток, які не мають виходів з пожежонебезпечних приміщень. Рекомендується мінімальну відстань L , м, між суміжними входами до сховища або СПП слід визначати за емпіричною формулою: $L=1,5 (\Pi)^{1/2}$, де Π – периметр, який вимірюється по зовнішньому контуру захисної споруди цивільного захисту.

Для входу до сховищ з надземних поверхів можуть використовуватись внутрішні окремі сходи з урахуванням вимог ДБН В.2.2-40 за умови, що вони не порушують герметичність споруди.

У входах до сховищ повинні встановлюватись захисно-герметичні двері (у зовнішній і внутрішній стінах тамбур-шлюзу) та герметичні (у внутрішній стіні тамбура), які забезпечують герметичність споруди, захист від ураження іонізуючим випромінюванням, зменшують вплив дії ударної хвилі від звичайних засобів ураження та потрапляння уламків від таких засобів.

Конструктивно-планувальні рішення входів сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ розташованих у підземних, підвальних та цокольних поверхах повинні забезпечувати необхідний захист від проникаючої радіації та дії засобів звичайного ураження та виключати можливість їх прямого попадання в приміщення, які захищаються. У разі необхідності влаштування порогів в дверних прорізах (вхідних захисних, герметичних або захисно-герметичних дверях тощо), вхід має бути

обладнаний відкидним або переносним пандусом. Для цього слід передбачати влаштування у входах поворотів (одного або двох) під кутом 90° або захисних стінок-екранів проти дверних прорізів з перекриттями між захисними стінками-екранами і сховищами. Товщина захисних стінок-екранів та перекриттів приймається з урахуванням вимог 14.2.3 цих норм. При цьому відстань між захисною стінкою-екраном та початком сходів або пандуса має бути не менше 1500 мм для можливості маневрування на кріслі колісному.

Для сховищ місткістю 300 осіб і більше слід передбачати влаштування при одному із входів тамбур-шлюзу. Для сховищ місткістю від 300 до 600 осіб включно – влаштовується однокамерний тамбур-шлюз, а для сховищ більшої місткості – двокамерний. Для сховищ місткістю понад 600 осіб замість двокамерного тамбур-шлюзу дозволяється влаштування два однокамерних тамбур-шлюзів. Площу кожної камери тамбур-шлюзу при ширині дверного прорізу до 1,2 м слід приймати не менше ніж 8 м², а при ширині понад 1,2 м – не менше ніж 10 м². У сховищах закладів охорони здоров'я місткістю до 200 осіб влаштовується однокамерний, а при більшій місткості – двокамерний тамбур-шлюз. Ширина тамбур-шлюзу при двостулкових дверях повинні бути на 0,6 м більше ширини дверного полотна. Ширина тамбур-шлюзу, ширина і довжина тамбура та передтамбура при дверях повинні бути на 0,6 м більше ширини дверного полотна.

Ширина тамбур-шлюзу, ширина і довжина тамбура та передтамбура при дверях повинні бути на 0,6 м більше ширини дверного полотна.

Усі входи у сховища (крім тих, що обладнані тамбур-шлюзами) – повинні обладнуватись тамбурами.

Двері у тамбурах слід передбачати: у зовнішній стіні – захисно-герметичні, що відповідають класу сховища, у внутрішній – герметичні. Двері повинні відчинятися в напрямку евакуації людей.

Сумарну ширину сходових спусків слід приймати у 1,5 рази, а пандусів – в 1,1 рази більше сумарної ширини дверних прорізів на вході до захисної споруди.

Ухил маршів слід приймати не менше 1:2 (при реконструкції допускається 1:1,5). Розміри тамбура слід приймати не менше ніж 1,5 м х 1,5 м. У сховищах закладів охорони здоров'я слід приймати ширину передтамбура, тамбура-шлюзу – 2,5 м, тамбура – 2,0 м, довжину тамбура та тамбура-шлюзу 4-4,5 м, передтамбура – 2,0 м. У сховищах, розташованих у зонах можливого катастрофічного затоплення, слід передбачати аварійні виходи:

а) у зонах невеликої тривалості затоплення – у формі вертикальної шахти із захищеним оголовком. Після закінчення затоплення слід передбачати випуск води з входу у сховище або відкачування її насосом;

б) у зонах тривалого затоплення – у вигляді вертикальної шахти. При глибині можливого затоплення до 5 м вихід повинен здійснюватися крізь шахту. При цьому верх шахти слід приймати на 1 м вище рівня можливого затоплення.

Сховища повинні мати мінімум один аварійний вихід. Аварійний вихід обладнують захисно-герметичними дверима(люками).

У сховищах місткістю 301 чоловік і більше (при реконструкції 601 особа і більше) один із виходів слід обладнувати як аварійний у вигляді тунелю шириною не менше ніж 1,5 м та висотою не менше ніж 2,1 м. В умовах реконструкції та за наявності обґрунтування допускається влаштовувати тунель розмірами 1,2×2,0 м. При цьому виходи із сховища у тунель необхідно обладнувати захисно-герметичними і герметичними дверима розміром не менше ніж 1,2×2,0 м, які встановлюються відповідно з зовнішньої і внутрішньої сторін стіни. Тунель аварійного виходу, сумісно зі входом у сховище, допускається передбачати для розміщення однокамерного тамбур-шлюзу. В окремо розташованих сховищах допускається один із входів, розташованих поза зоною можливих завалів, проєктувати як аварійний вихід. Виходи з аварійних тунелів необхідно розташовувати вище рівня ґрунтових вод. У сховищах місткістю до 300 осіб (при реконструкції до 600 осіб) допускається передбачати аварійний вихід у вигляді вертикальної шахти з захисним оголовком. При цьому аварійний вихід повинен з'єднуватись із сховищем тунелем. Внутрішні розміри тунелю та шахти повинні бути при новому будівництві не менше ніж 1,5×1,5 м (у просвіті) та при реконструкції не менше ніж 0,9×1,3 м (у просвіті). Вихід із сховища у тунель повинен обладнуватися захисно-герметичними і герметичними віконницями (люками), які встановлюються відповідно з зовнішньої і внутрішньої сторін стіни. Аварійні шахтні виходи слід обладнувати захищеними оголовками, висоту яких необхідно приймати 1,2 м або 0,5 м у залежності від віддалення оголовка від будинку або споруди. Віддалення оголовків в залежності від висоти і типу будівлі або споруди, до якої примикає сховище, приймається відповідно до таблиці 3.6. У разі технічної неможливості виконання аварійних виходів за межами можливих завалів/руйнувань вони можуть облаштовуватися відповідно до наступних вимог. При віддаленні оголовків на відстані менше вказаних у таблиці 3.6 – їх висоту слід приймати за інтерполяцією між величинами 0,5 м і 1,2 м або 1,2 м і висотою оголовка у межах контуру зруйнованої будівлі, яку приймають $h_{ог} = 0,15H$ для багатоповерхових виробничих та складських будівель/споруд і $h_{ог} = 0,25H$ для інших житлових, громадських та адміністративно-побутових будівель і споруд. Оголовки аварійних виходів, піднесених над поверхнею землі, слід розраховувати на горизонтальне квазістатичне навантаження від надмірного тиску повітряної ударної хвилі з урахуванням вимог п. 14.1.3.6 ДБН В.2.2-5:2023.

Таблиця 3.6 – Віддалення оголовків від будівель та споруд.

Тип будівлі / споруди	Відстань від будівлі/ споруди до оголовка, м, при $h_{ог}$, м	
	0,5	1,2
Виробничі та складські одноповерхові	0,5 Н	0
Виробничі та складські багатоповерхові	Н	0,5 Н
Адміністративно-побутові корпуси, громадські будівлі, житлові будинки	Н	0,5 Н+3
Інші будівлі / споруди	Н	0,5 Н+3
Примітка. У таблиці 3.6 наведена висота будинку Н в м		

При розрахунку оголовків аварійних виходів, що потрапляють в зону можливих завалів та піднесених над поверхнею землі, слід враховувати навантаження від завалів конструкцій зруйнованої будівлі або споруди. У стінах оголовка заввишки 1,2 м слід передбачати прорізи розміром не менше ніж $0,9 \times 0,9$ м, м'які обладнані жалюзійними ґратами, що відчиняються всередину. При висоті оголовка менше 1,2 м у покритті слід передбачати металеві ґрати, які відчиняються униз, розміром $0,9 \times 0,9$ м (в просвіті). За умов ущільненої міської забудови при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні допускається у входах, сумісних з аварійними виходами, передбачати оголовки з влаштуванням в них сходових маршів (спусків) та захисно-герметичних і герметичних дверей розміром не менше ніж $0,9 \times 1,8$ м. У цьому випадку влаштування тамбура при виході із сховища у тунель не передбачається. При відстані від будівлі до відкритої частини аварійного виходу більше висоти будівлі допускається замість захищеного оголовка влаштовувати спуск з поверхні землі.

Аварійні виходи повинні бути захищені від атмосферних опадів та поверхневих вод. Павільйони, які захищають входи від атмосферних опадів, повинні виконуватись з легких негорючих матеріалів. В разі влаштування аварійних виходів (двох і більше) їх слід проектувати розосередженими. Рекомендується мінімальну відстань L , м, між аварійними виходами визначати за емпіричною формулою: $L=1,5 (\Pi)^{1/2}$, де Π – периметр, який вимірюється по контуру сховища або СПП із захисними властивостями сховища.

3.7 Захищені входи та виходи СПП із захисними властивостями сховищ

Кількість евакуаційних виходів СПП із захисними властивостями сховищ встановлюються відповідно до вимог ДБН В.1.1-7, ДБН В.2.2-40, ДБН В.2.2-5:2023, що встановлені будівельними нормами за видами будівель або споруд, в залежності від основного призначення приміщень у мирний час.

Для забезпечення герметичності СПП із захисними властивостями сховищ евакуаційні виходи повинні бути облаштовані тамбурами, тамбур-шлюзами, герметично-захисними та герметичними дверима відповідно до вимог ДБН В.2.2-5:2023.

Для СПП із захисними властивостями сховищ ширина у просвіті елементів входів приймається не менше ніж (м):

- дверей – 0,9 м (при капітальному ремонті у разі відсутності технічної можливості, допускається влаштовувати не менше ніж 0,8 м в просвіті);
- сходів – 1,35 м з ухилом 1:2 (при реконструкції допускається 1:1,5);
- пандусів – згідно з вимогами ДБН В.2.2-40;
- підземних переходів (тунелів) – 1,5 м;
- підземних переходів (для закладів охорони здоров'я) – 2,0 м.

Вхідні отвори, що використовуються у мирний час та обладнані захисно-герметичними та герметичними дверима, можуть заповнюватись дверима з урахуванням вимог ДБН В.1.1-7, ДБН В.2.2-40, а також будівельних норм за видами будівель або споруд, в залежності від призначення приміщень у мирний час.

3.8 Захищені входи та виходи ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ

Вимоги до входів у ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ слід передбачати в залежності від місткості ПРУ згідно з таблицею 3.5 але не менше двох входів із шириною дверних прорізів у просвіті не менше ніж 0,9 м. При капітальному ремонті у разі відсутності технічної можливості, допускається влаштовувати дверні прорізи вхідних дверей не менше ніж 0,8 м у просвіті.

При місткості ПРУ до 15 осіб допускається обладнання одного входу, при цьому другим аварійним виходом повинен бути люк розміром 0,6 м × 0,9 м (у просвіті) з вертикальною драбиною або отвір розміром 0,7 м × 1,5 м. При місткості та СПП із захисними властивостями ПРУ до 15 осіб, розташованих у підвальних та цокольних приміщеннях, допускається використовувати як аварійні виходи вікна з приямками за умови обладнання їх металевими віконницями, що відкриваються назовні, або облаштування захисної стінки-екрану, що запобігає прямому потраплянню в основне приміщення іонізуючого випромінювання та уламків боєприпасів. У разі облаштування захисної стінки-екрану до або після віконного отвору він має виступати за габарити віконного отвору не менше ніж на 0,3 м та забезпечувати нормативні захисні властивості протирадіаційного укриття відповідної групи. При місткості ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ до 15 осіб також дозволяється виконувати аварійний вихід через вертикальну або горизонтальну шахту, що веде назовні, з розмірами, передбаченими в абзаці першому цього пункту.

Для входу до ПРУ з надземних поверхів можуть використовуватись внутрішні окремі сходи з урахуванням вимог ДБН В.2.2-40.

Дверні прорізи входів до ПРУ мають заповнюватися захисними дверима з негорючих матеріалів, які мають несучу здатність (у т.ч. поворотних механізмів та конструкції замка) для утримання навантаження від надлишкового тиску вибухової хвилі що відповідає захисним властивостям ПРУ або СПП із захисними властивостями ПРУ. Дозволяється заповнення дверних прорізів ПРУ або СПП із захисними властивостями ПРУ захисно-герметичними або герметичними дверима. Захисні двері мають відповідати групі захисту ПРУ або СПП із захисними властивостями ПРУ з урахуванням коефіцієнтів входу таблиці 14.7 ДБН В.2.2-5:2023 та динамічності.

Рекомендується мінімальну відстань L , м, між суміжними входами до ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ слід визначати за емпіричною формулою: $L=1,5 (P)^{1/2}$, де P – периметр, який вимірюється по контуру захисної споруди цивільного захисту.

Конструктивно-планувальні рішення входів, а також виходів, пандусів піднесених над поверхнею ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ, повинні забезпечувати необхідний захист від іонізуючого випромінювання у разі радіоактивного забруднення місцевості, дії засобів звичайного ураження та виключати можливість їх прямого потрапляння у приміщення які захищаються.

Для цього слід передбачати влаштування у входах, виходах поворотів (одного або двох) під кутом 90° або захисних стінок-екранів проти дверних прорізів з перекриттями між екранами і ПРУ. Захисна товщина захисних стінок-екранів та перекриття приймається відповідно ДБН В.2.2-5:2023. При цьому відстань між захисною стінкою-екраном та початком сходів або пандуса має бути не менше ніж 1500 мм для можливості маневрування на кріслі колісному.

Ширина у просвіті елементів входів до ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ приймається не менше (м):

- дверей – 0,9 м;
- сходів – 1,35 м з ухилом 1:2 (при реконструкції допускається 1:1,5);
- пандусів – згідно з ДБН В.2.2-40;
- підземних переходів (тунелів) – 1,5 м;
- підземних переходів (для закладів охорони здоров'я) – 2,0 м.

При входах до ПРУ слід влаштовувати водозбірні приямки.

ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ місткістю 16 осіб і більше повинні мати не менше одного аварійного виходу, який розташовано за межами зон можливих завалів від будівель різної поверховості з урахуванням ДБН В.2.2-5:2023. У ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ місткістю 16 осіб і більше один із виходів слід обладнати як аварійний у вигляді тунелю шириною не менше ніж 1,5 м (у просвіті без

урахування поручнів) та висотою не менше ніж 2,1 м. При цьому виходи із ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ у тунель необхідно обладнувати захисними дверима розміром не менше ніж 1,2 м × 2,0 м. В окремо розташованих ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ допускається один із входів, розташованих поза зоною можливих завалів, проєктувати як аварійний вихід. Виходи з аварійних тунелів необхідно розташовувати вище рівня ґрунтових вод. В разі влаштування аварійних входів (двох і більше) їх слід проєктувати розосередженими. Рекомендується мінімальну відстань L , м, між аварійними виходами визначати за емпіричною формулою: $L=1,5 (P)^{1/2}$, де P – периметр, який вимірюється по контуру ПРУ або СПП із захисними властивостями ПРУ.

Не допускається розміщення вікон в ПРУ. Дозволяється проєктувати СПП із захисними властивостями ПРУ із вікнами, які мають бути зачинені на весь період дії особливого періоду або мають зачинятись під час зовнішньої загрози (оголошення повітряних тривог тощо) зовнішніми або внутрішніми ставнями (віконницями) із автоматичною системою зачинення, що повинні відповідати таким вимогам:

- мати достатню несучу здатність (у т. ч. поворотних механізмів та конструкції замка) для утримання навантаження від надлишкового тиску вибухової хвилі не менше 100 кПа;

- надійний притул по всьому периметру. Для запобігання травмування або загибелі осіб, що укриваються в оздобленні вікон, має використовуватись загартоване, протиударне або заламіноване скло.

Рекомендується розміщувати низ вікон на відстані 1,8 м від рівня підлоги.

3.9 Вимоги опорядження приміщень

Всі елементи опорядження захисних споруд та СПП повинні виконуватись без застосування додаткових (окремих) каркасів кріплення. Влаштування підвісних стель – не допускається. В захисних спорудах та СПП не допускається для опорядження евакуаційних коридорів та основних приміщень для укриття застосування скляних та керамічних матеріалів. Для оздоблення не допускається використання комплектів, виробів та матеріалів: підвісних стель та фальшпідлог; облицювання скляними елементами, керамічною плиткою або іншими матеріалами, що у разі руйнування (відколювання) може створити гострі уламки.

3.10 Об'ємно-планувальні рішення

Об'ємно-планувальні рішення сховищ, що зводяться заздалегідь, визначаються насамперед умовами їх експлуатації у мирний час, а також характером розміщення в системі забудови (окремо розташовані або

вбудовані), умовами вертикального розміщення. Поєднання в одній споруді (об'ємі) функції захисту людей, а в звичайний час – забезпечення нормального технологічного процесу ускладнює рішення споруд подвійного призначення.

Проектування споруд подвійного призначення слід починати з визначення складу приміщень, необхідних для сховища, виходячи з його місткості, складу приміщень об'єкта громадського призначення з урахуванням спеціальних норм експлуатації в мирний час та забезпечення можливості переведення об'єкта громадського призначення на режим роботи сховища у встановлений час.

До складу приміщень сховищ для нового будівництва, входять: приміщення для укриття, приміщення для розміщення фільтровентиляційного обладнання, санітарні вузли, входи та аварійний вихід. Додатково, залежно від місткості та інших факторів, заздалегідь споруджувані сховища можна обладнати приміщеннями для розміщення дизельної електростанції, тамбурами-шлюзами, медичною кімнатою і інші.

Основну частину сховищ займають приміщення укриття, в яких у необхідний період передбачається встановлення інвентарних лав для сидіння і нар для лежання. У найекономічніших рішеннях площа для укриття становить до 60-70 % загальної площі сховища.

Для забезпечення сприятливих умов розміщення людей, а також створення необхідних санітарно-гігієнічних умов висоту приміщень слід приймати не менше 2,2 м від позначки підлоги до низу виступаючих конструкцій перекриття. Відстань між внутрішніми несучими конструкціями (колонами, стінами) бажано призначати мінімальними (3 м). Визначено перелік приміщень, які можуть бути поєднані зі сховищами. До них у першу чергу відносяться санітарно-побутові служби (гардероби з душовими та умивальними), навчальні класи, виробництва, що не виділяють шкідливі рідини та гази, склади, технологічні та пішохідні тунелі, гаражі, підприємства торгівлі та харчування та інше.

При щільній забудові територій основним типом сховищ при новому будівництві вважається сховища вбудованого типу. Для цих споруд технічно доцільний крок внутрішніх несучих конструкцій назначати аналогічним або кратним величинам прольотів наземних конструкцій виробничих, адміністративно-побутових, житлових та інших будівель, під якими сховища проектуєть. Для сховищ під виробничими будинками крок несучих конструкцій доцільно приймати кратним укрупненому виробничому модулю (15М), тобто 1,5 м. Це викликано тим, що прольоти та крок колон довільних будівель призначають кратними 30 або 60М. Виходячи з рекомендованого мінімального кроку несучих конструкцій 3 м, наступні розміри кроку становитимуть 4,5 і 6,0 м. Подальше збільшення прольоту небажано, бо через значні динамічні навантаження ускладнюється рішення конструкцій покриття і збільшується витрата матеріалів на зведення захисного споруди.

Вибір висоти підвальних сховищ не пов'язаний з градацією існуючих у промисловому будівництві модулів, тому слід прагнути, щоб висота приміщень подвійного призначення була можливо мінімальною.

Як внутрішні несучі конструкції сховищ, що поєднуються з виробничими приміщеннями, як правило, застосовують колони (краще використовується площа приміщень). На рис. 4.1, а показані типові сітки колон сховищ, вбудованих у багатоповерхові промислові будівлі. Аналогічні сітки застосовують і для окремо розташованих споруд цивільного призначення, а також вбудованих в будівлі адміністративно-побутового та іншого призначення.

У типових схемах сховищ, вбудованих у підвальні приміщення житлових будівель (рис. 3.3), як внутрішні несучі конструкції застосовують поздовжні та поперечні стіни з кроком в межах 1,6-6,3 м. Планувальну схему з поздовжніми несучими стінами можна застосувати і при проектуванні сховищ, що окремо розташовані.

Часто в житлових будинках передбачається цокольний поверх, в якому розміщені інженерні комунікації. Встановлено, що використовувати приміщення технічного підпілля під сховища практично неможливо через невеликі габарити приміщення, складність відключення в необхідний період транзитних і місцевих комунікацій трубопроводів, кабелів тощо. У цих випадках сховища слід розміщувати під технічним підпіллям (рис.3.4).

Недоліками даного рішення є: підвищення ймовірності заглиблення у водонасичені ґрунти, ускладнення рішення входів та ін. Але в той же час підвищуються захисні властивості притулку по ударній хвилі і проникаючої радіації завдяки розміщенню над притулком огорожувальних конструкцій технічного підпілля.

Планувальні схеми сховищ, вбудованих у перші поверхи багатоповерхових виробничих будівель, за величиною прольотів не відрізняються від схем підвальних укриттів. Але враховуючи, що при впливі на споруду повітряної ударної хвилі горизонтальні навантаження, що діють на стіни, досягнуть значних величин, висоту приміщень першого поверху слід по можливості призначати мінімальною. Для виробничих будівель мінімальна уніфікована висота поверху становить 3,3 м. У зазначеній загальній висоті поверху мають розміщуватися: приміщення укриття, конструкції покриття, ґрунтове засипання по покриттю, конструкція підлоги наступного поверху (рис. 3.5).

Відповідно до класифікації укриття цивільного захисту різновидом захисних споруд можуть бути багатоповерхові укриття. Споруди такого типу найбільш доцільні в містах з високою щільністю населення і дефіцитом території. Багатоповерхові сховища слід будувати лише на ділянках, де відсутні напірні ґрунтові води.

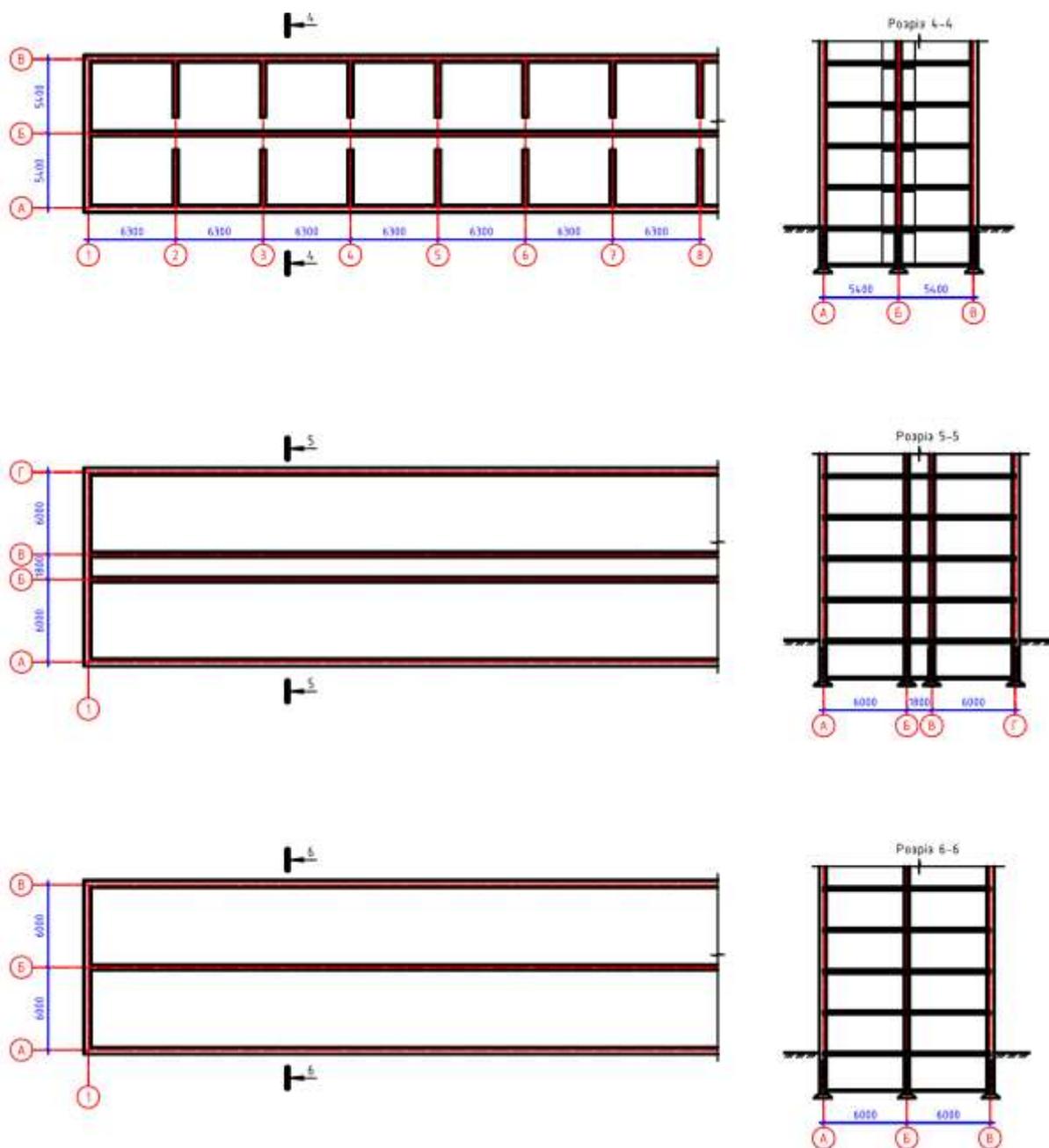


Рис. 3.3 – Об'ємно-планувальні схеми сховищ житлових будівель

Об'ємно-планувальні схеми багатопверхових укриттів, як і одноповерхових, повинні вирішуватися таким чином, щоб забезпечувалася їх нормальна експлуатація в умовах мирного та військового часу з мінімальною різноманітністю прольотів та висот. Приміщення багатопверхових сховищ повинні бути функціонально і технологічно пов'язані між собою по вертикалі та горизонталі. Зв'язок по вертикалі здійснюється за допомогою міжповерхових сходових переходів, пандусів, ліфтів. Складовим елементом розробки планувального рішення укриттів є оптимальне компонування приміщень допоміжного призначення. Так, розташування приміщення для фільтровентиляційного обладнання має бути взаємопов'язане з положенням входів та аварійного виходу.

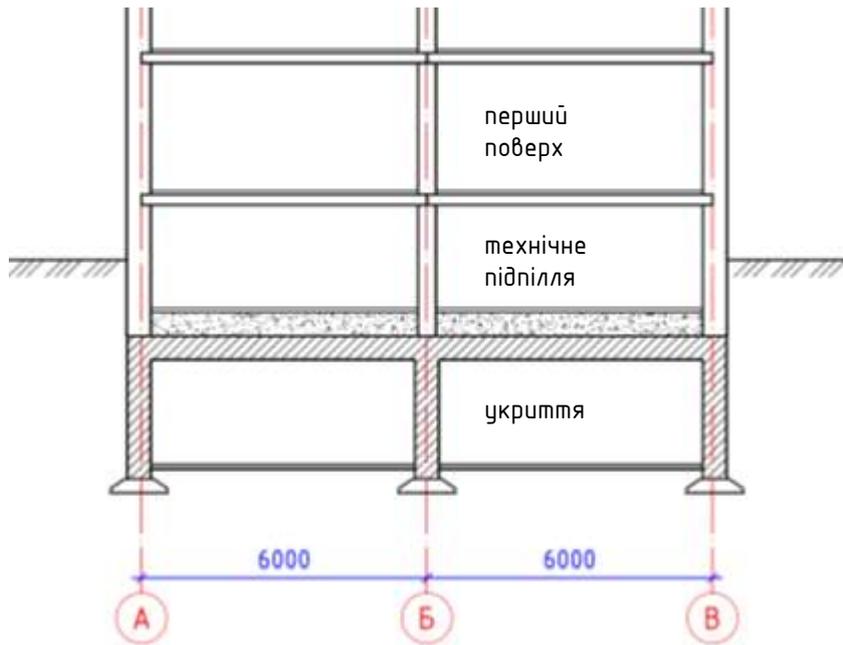


Рис. 3.4 - Поперечний розріз укриття, розташованого під технічним підпіллям у житловому будинку

Приміщення для фільтровентиляційного обладнання рекомендується розміщувати ближче до аварійного виходу або до одного з незавалюваних входів з розрахунком, що вони можуть бути використані як повітрозабори чистої вентиляції. Санвузли доцільно влаштовувати в таких місцях, щоб максимально скоротити час пересування до них людей у межах укриття. Дизельну електростанцію (ДЕС), враховуючи специфіку її роботи, розміщують на нижньому поверсі в місті, найбільш віддаленому від приміщень, в яких знаходяться люди. Основні та допоміжні приміщення укриттів відокремлюють один від одного капітальними стінами або негорючими перегородками. Розташування, планувально-конструктивне рішення та кількість входів визначаються вимогами нормальної експлуатації споруд подвійного використання.

Залежно від призначення входи умовно поділяються на технологічні та спеціальні. Технологічні входи призначені для руху транспорту і людей у мирний час. До них можна віднести пандуси для проїзду автомобілів, автокар. Кут нахилу пандуса до заглибленого укриття приймається до 10° . Розміри галереї: ширина 3,0-3,5, висота 2,7-3,0 м, довжина 35-40 м. Пандуси у плані бувають прямими або криволінійними. Різновидом технологічних входів можуть бути вертикальні підйомники (ліфти). Технологічними входами вважатимуться і входи сходового типу, призначені для проходу людей. Необхідно максимально використовувати всі технологічні входи як шляхи заповнення укриття людьми.

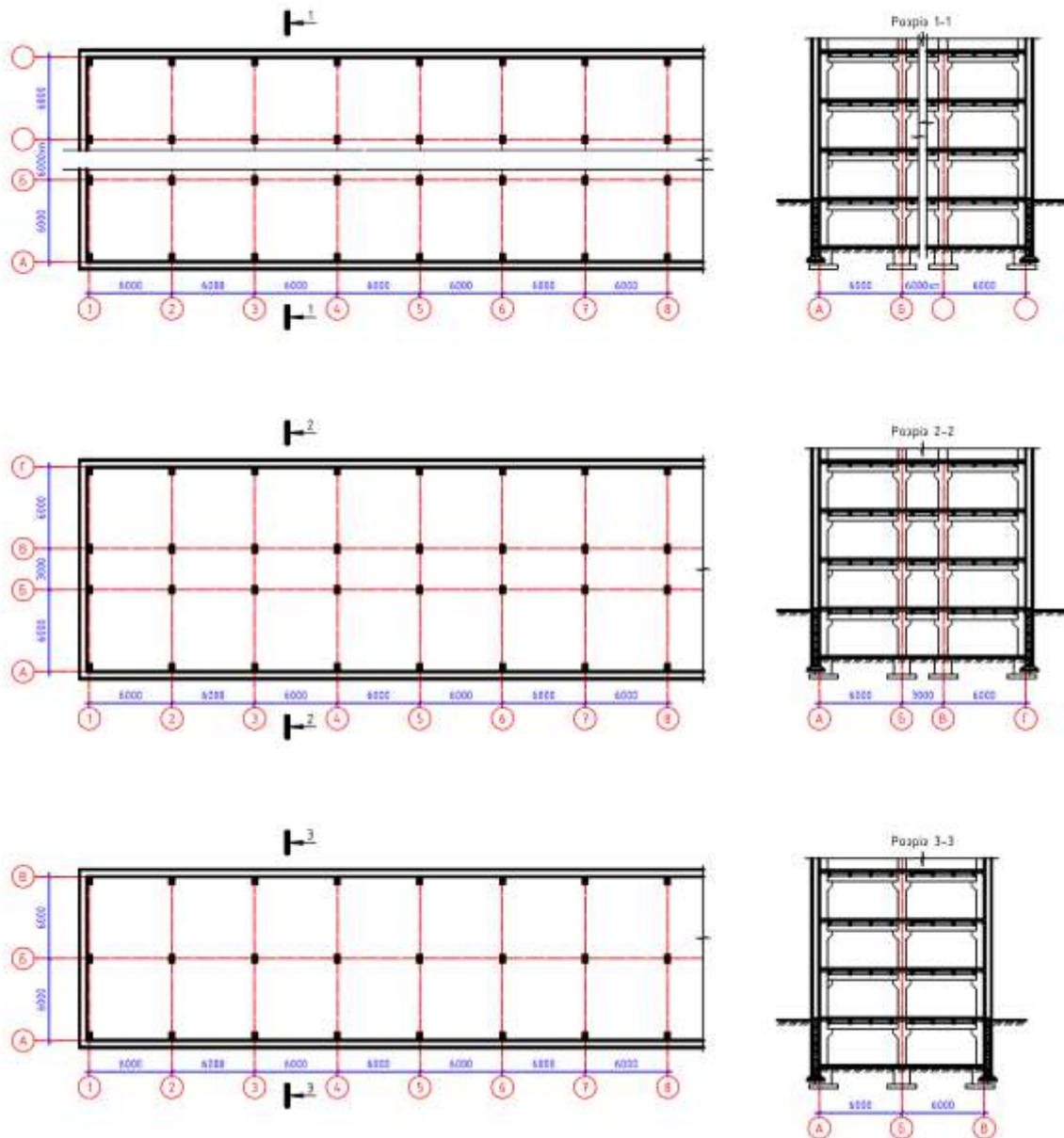


Рис. 3.5 – Об’ємно-планувальні схеми сховищ промислових будівель

Спеціальні входи передбачають у разі, коли для своєчасного заповнення притулку недостатньо технологічних входів. Входи повинні бути простими в плануально-конструктивному відношенні і в той же час знижувати навантаження на конструкції укриттів від впливу ударної хвилі та забезпечувати захист від проникаючої радіації (шляхом пристрою поворотів на 90°).

Основними елементами входів є: сходовий спуск або пандус, передтамбур, тамбур і захисні пристрої у вигляді розпашних захисно-герметичних і герметичних дверей. Розміри тамбура і передтамбура по ширині і глибині повинні бути на 0,6 м більше ширини дверного отвору. Допускається в одному вході розміщувати два і більше дверних отворів.

Для пропуску транспортних засобів замість дверей встановлюють ворота підйомно-поворотного або розсувного типу. Розміри прорізів для пропуску транспорту: ширина 180-300, висота 240 см.

Влаштування входів з поверхні землі для вбудованих укриттів вимагає підвищеної уваги до забезпечення захисту людей від проникаючих випромінювань при прямому опроміненні приміщень через дверні отвори. Габарити екрана по довжині повинні виключати пряме попадання випромінювань через дверні отвори до укриття (над вхідною галереєю).

Влаштування входів у багатоповерхові притулки, якщо вони передбачені в рівні першого поверху (а саме так їх слід проектувати), не відрізняється від входів в одноповерхові споруди. Але виходячи з їх підвищеної місткості і відносно низької пропускної здатності типових отворів (80-120 см), такі входи мають більшу кількість дверних отворів. Таке рішення викликано також тим, що для сховищ місткістю 2000 осіб і більше розмістити у плані споруди входи, обладнані, як завжди, одним-двома дверима, складно і економічно не вигідно. Наявність у багатоповерхових сховищах великої кількості дверних прорізів висуває підвищені вимоги до забезпечення їх своєчасного та надійного закриття.

Оскільки від впливу ударної хвилі наземні конструкції будівель будуть зруйновані, а входи завалені уламками, у сховищах влаштовують аварійний вихід, що забезпечує вихід на незавалену територію чи поверхню можливого завалу. Форма завалу, що утворюється при руйнуванні будівлі, така, що її найбільша висота знаходиться в межах контуру будівлі. Зі збільшенням відстані від будівлі висота завалу зменшується і на віддаленні, що дорівнює половині висоти будівлі плюс 3 м, наближається до нуля. Висота завалу залежить від типу та матеріалів будівлі. Найбільша висота завалу характерна для цегляних багатоповерхових будівель.

Аварійний вихід є вертикальною шахтою з оголовком, що піднімається над завалом або рівнем землі. Шахта з оголовком може примикати до зовнішньої стіни укриття або віднесена від нього і з'єднана напівпрохідною галереєю. Вибір рішення залежить від типу укриття, характеристики водонасичених ґрунтів. Рівень підлоги галереї та дна шахти повинен перебувати вище за відмітку рівня ґрунтових вод. У виняткових випадках, наприклад в окремо розташованих укриттях, розташованих у зонах затоплення, розміщувати шахту аварійного виходу слід на покритті.

Оскільки аварійний вихід використовують зазвичай як канал повітрозабору, то при підході до захисного спорудження в галереї аварійного виходу передбачають невелике розширення для розміщення в стіні укриття отворів, що закриваються уніфікованими захисними секціями, а також отвори для виходу (входу) із захисно- і герметичними віконницями (дверями).

На рисунку 3.6 наведено приклади планувальних рішень сховищ з урахуванням використання споруд у мирний час для господарських потреб.

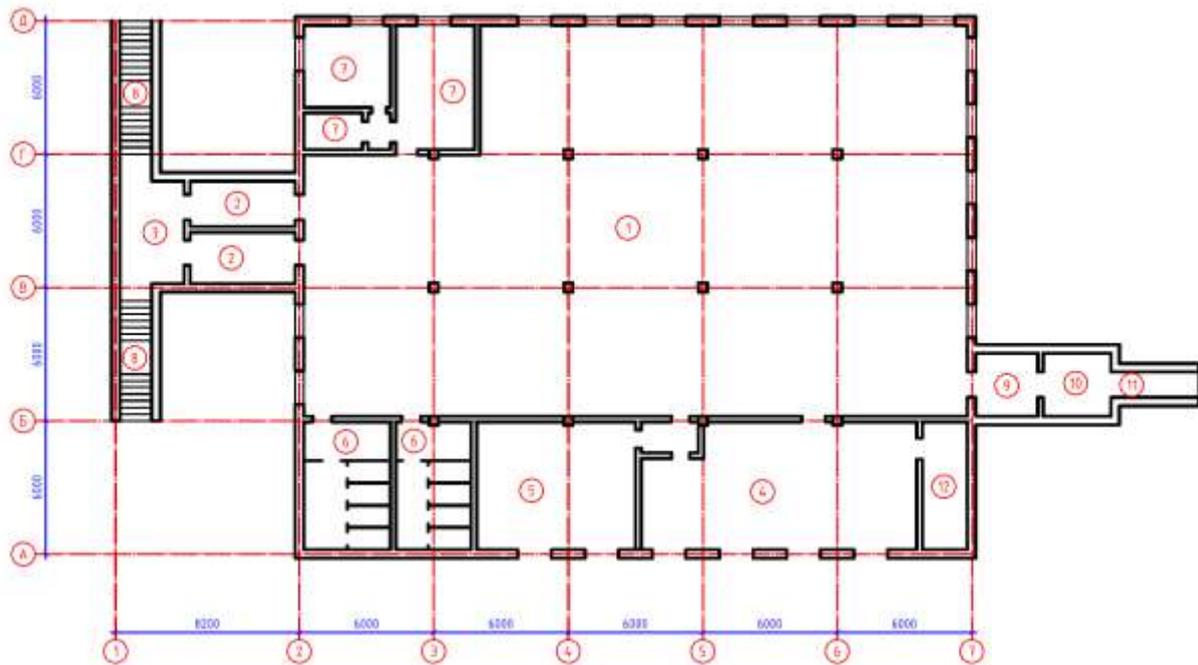


Рис. 3.6 – Планувальне рішення окремого притулку, поєднаного з приміщеннями виробничого призначення:

- 1 – приміщення виробничого призначення; 2 – тамбур-шлюзи;
 3 – передтамбур; 4 – приміщення для фільтровентиляційного обладнання;
 5 – дизельна електростанція; 6 – туалети; 7 – пункт управління; 8 – сходові спуски; 9 – тамбур рампи; 10 – передтамбур; 11 – похила рампа

Досвід Ізраїлю в проектуванні сховищ в квартирах представляє найбільшу цінність. Безпечна кімната, також відома як захищений або укріплений простір, стала ключовим словом у лексиконі ізраїльтян. Керівництво Ізраїлю змінило перевагу з підвальних бомбосховищ або герметичних приміщень на приміщення з підвищеним захистом. Кожна нова будівля повинна мати безпечну кімнату, або «*matad*» («*merhav tigan dirati*») побудовану із залізобетону з міцним герметичним вікном і сталевими дверима, які можуть захистити від вибуху ракет. У житлових будинках, побудованих за останні 20 років, тепер є або «*мамаки*» («*merhav tigan komati*») – безпечні кімнати на кожному поверсі), або «*мамади*», побудовані в кожній квартирі, зазвичай одна над одною, створюючи ядро жорсткості у будівлі. У старих будівлях власники можуть створити укріплені приміщення, зміцнивши стандартне приміщення залізобетоном, 12 см, та додавши спеціальні сталеві двері та вікна. В захищених кімнатах не повинно бути стелажів, водопроводу, звичайних декоративних освітлювальних приладів та інших речей, які можуть впасти.

Часто додаються декоративні дерев'яні двері всередину важкої сталеві дверної рами, залишаючи важкі металеві двері постійно відкритими. Сучасні норми Ізраїля вимагають в новобудовах улаштувати стіни та перекриття з 20 см високоякісного бетону підсиленого сталевими листами.

В ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» питання щодо багатопверхових будівель дуже мало врегульовані та описані. Є загальні вимоги чи рекомендації, які потребують більш детального доопрацювання. Тому розробка конкретних планувальних рішень захищених приміщень – є пріоритетним напрямком у будівництві.

Для збільшення показників безпеки, потрібно планувати захищені кімнати всередині будівлі (щоб вони не мали зовнішніх стін), унеможливити потрапляння різних предметів чи осколків за траєкторією вікно/захищена кімната, вікно/не захищені двері/захищена кімната, коли віконні конструкції не мають додаткового захисту.

На основі проведених аналізу влаштування сховищ цивільного захисту в житлових багатопверхових будинках визначено за необхідне напрацьовувати конкретні технічні та практичні рішення, що зможуть зберегти життя при загрозі застосування різних типів озброєння чи терористичних атаках.

3.11 Улаштування захищених приміщень в існуючих багатоквартирних будинках малої та середньої поверховості

В існуючих багатоквартирних будинках малої та середньої поверховості складно виділити приміщення в середині об'єму квартир, які б можна було реконструювати під вимоги сховища. Це, переважно, типові будинки 1950-1970 років зведення з малогабаритними квартирами (рис.3.7). Тому улаштування додаткових залізобетонних конструкцій товщиною не менше 200 мм в існуючих приміщеннях зменшить їх площу і зробить неможливим використання за функціональним призначенням. Конструктивна система наведених будинків – стінова з подовжніми несучими стінами, тому кімнати квартир виходять вікнами на подовжні фасади та розділяються перегородками, що унеможлиблює використання їх у якості сховищ.

При реконструкції багатоквартирних будинків малої та середньої поверховості, у яких не можливо виконати підсилення стінових конструкцій та перекриття приміщень існуючих квартир рекомендовано прибудовувати захищені приміщення з улаштуванням входу з кожної квартири через приставні балкони. Передбачено влаштування залізобетонних монолітних конструкцій з окремо розташованим фундаментом суміщеної конструкції на дві квартири (рис.3.8).

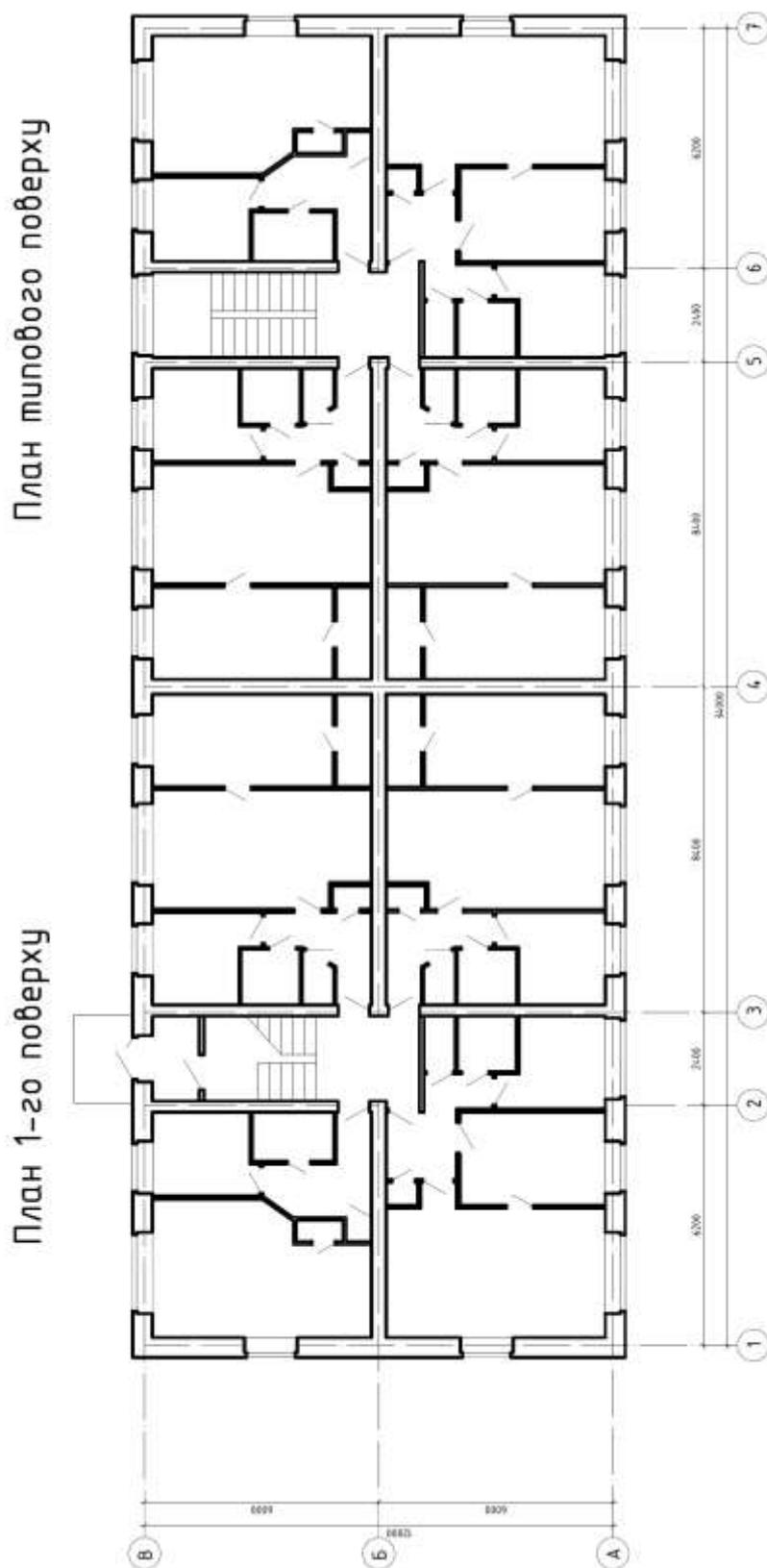


Рис. 3.7 – Схема планів першого та типового поверхів житлового п'ятиповерхового будинку до реконструкції.

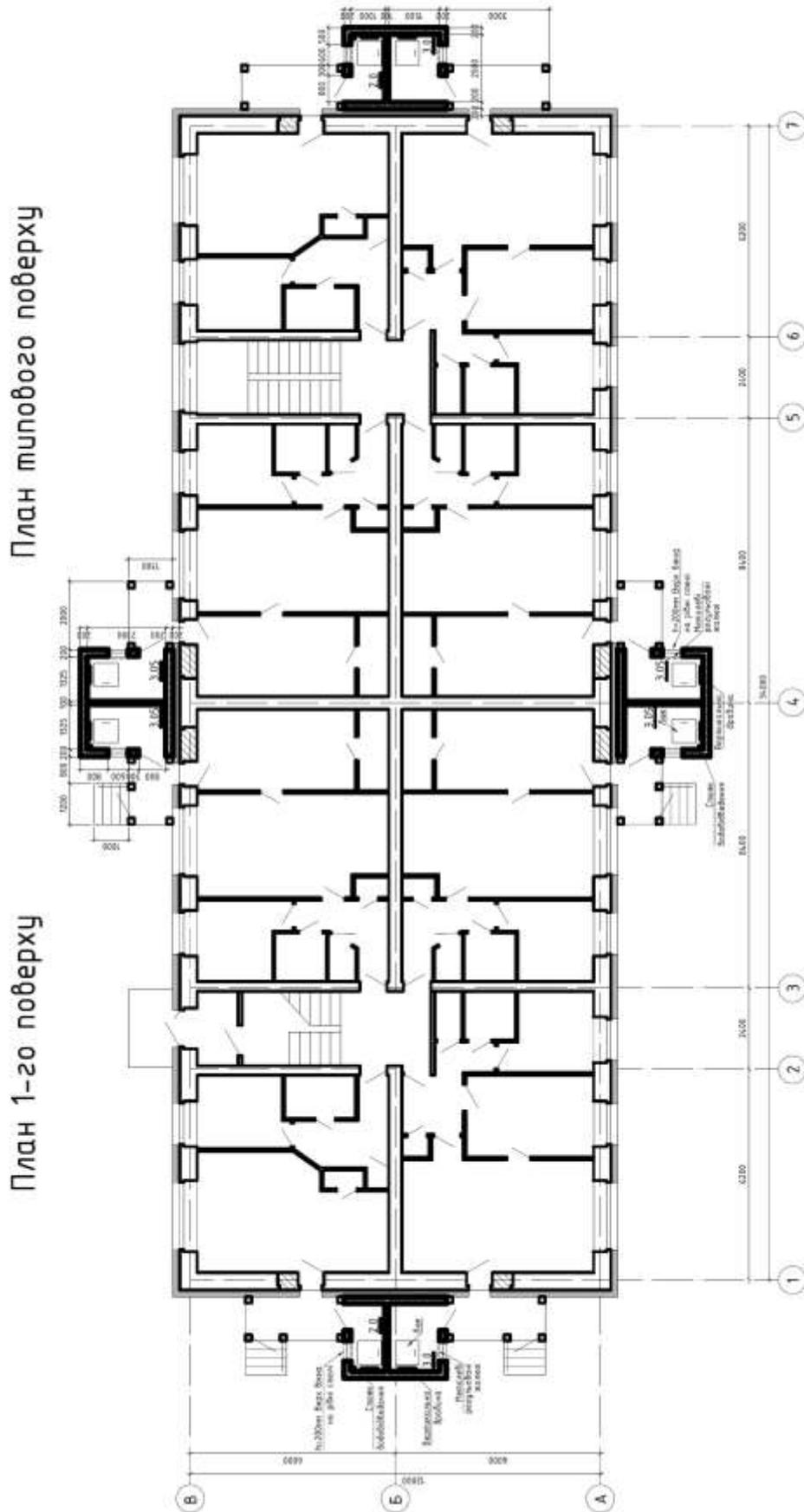


Рис. 3.8 – Схема планів першого та типового поверхів житлового п'ятиповерхового будинку, проектна пропозиція.

Реконструкція будівель, яким понад 10 років, вже вимагає заходів з підвищення енергоефективності зовнішніх огорожувальних конструкцій. Якщо об'єктом реконструкції є будинки 1950-1970 років зведення, то потрібно передбачити утеплення зовнішніх стін ефективним утеплювачем товщиною 180-200 мм. Тому, за вимогами до мінімізації «містків холоду», прибудовані захищені приміщення та балкони – це самонесучі конструкції з власними фундаментами, які розташовані вздовж теплоізоляційної оболонки будинку.

Прибудовані захищені приміщення для кожної квартири повинні мати площу, яка відповідає вимогам ДБН В.2.2-5:2023 за площею на одну людину. На кожному поверсі приміщення обладнані вікнами розміром 600×600 мм з механізмом автоматичного зачинення металевими ставнями або ролетами за потребою, а також люком 600×900 мм та стаціонарною металевією драбиною для евакуації на інші поверхи. Вхідні двері та люк рекомендовано улаштувати металевими протипожежними, за вимогами ДСТУ Б В.2.6-77:2009 «Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови».

При реконструкції будівель громадського призначення рекомендовано прибудова захищених приміщень з торців будівлі у вигляді монолітних залізобетонних конструкцій з виходом на кожному поверсі через приставні балкони об'єднані з аварійними металевими сходами. Проектне рішення передбачає попереднє утеплення зовнішніх стін ефективним утеплювачем товщиною 180-200 мм (рис. 3.9-3.10).

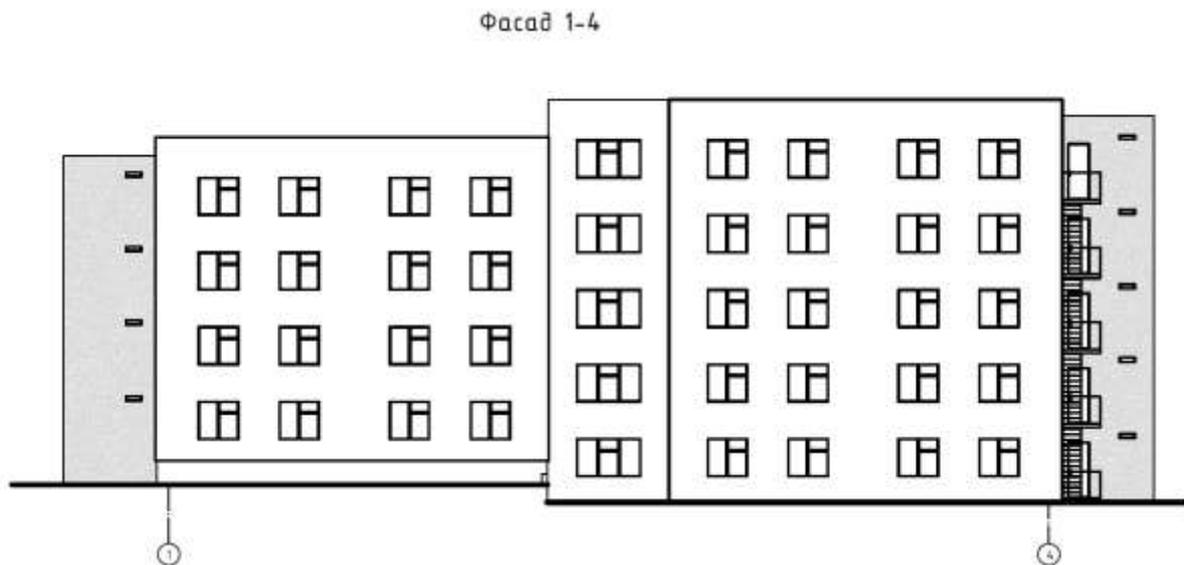


Рис. 3.9 – Фасад громадського будинку, проектна пропозиція

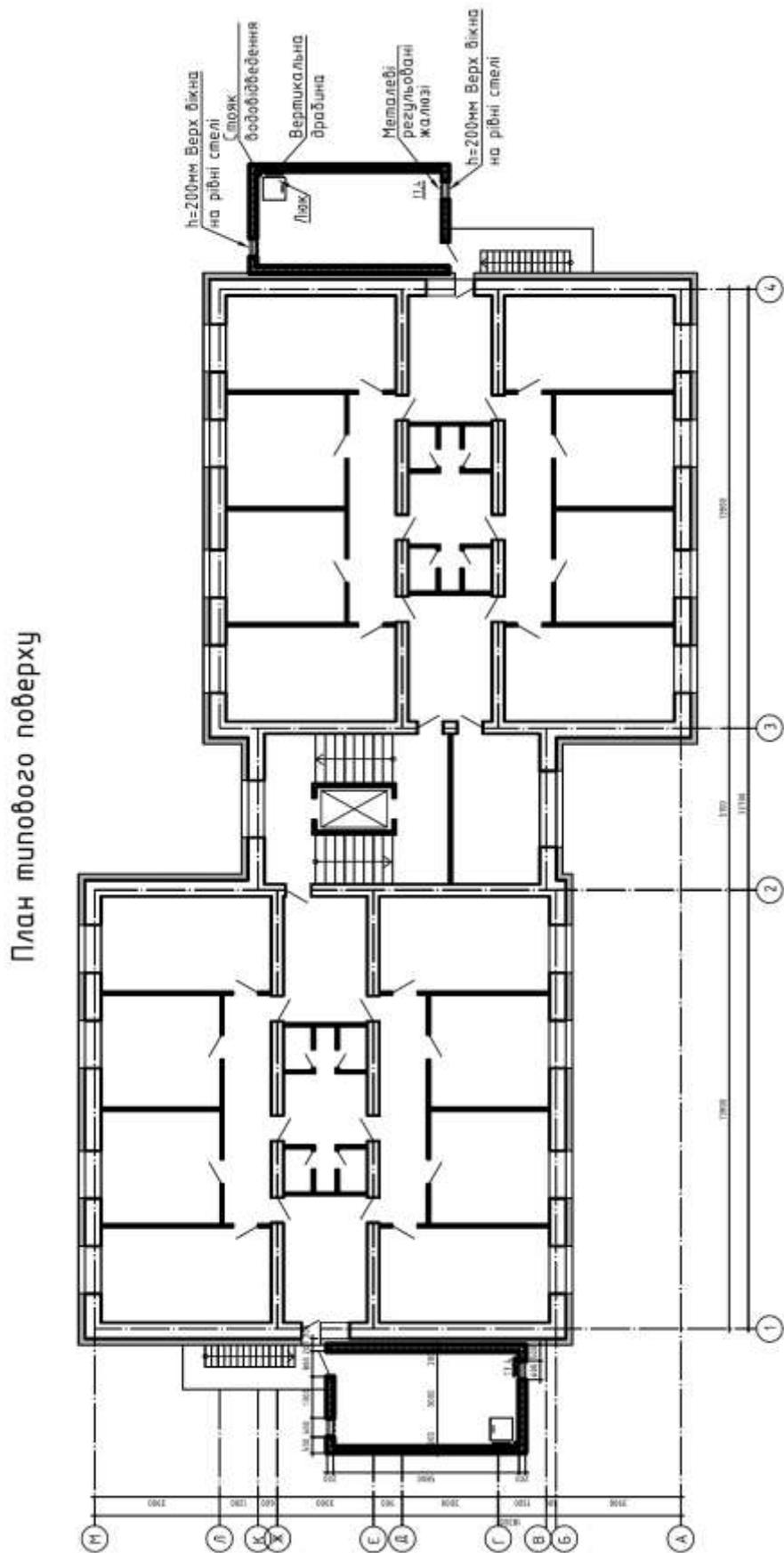


Рис. 3.10 – Схема плану типового поверху громадського будинку, проектна пропозиція

3.12 Улаштування захищених приміщень в існуючих багатоквартирних багатоповерхових будинках

Багатоповерхові житлові будинки 1980-2000 років будівництва наймасовіше представлені панельними дев'ятиповерховими будинками. Одна з багатьох проблем, які виникли при експлуатації цих будівель, пов'язана зі стиками між зовнішніми стіновими панелями. Міцність з'єднання між елементами, що стикуються, забезпечувалась замонолічуванням з'єднуючої сталевий арматури бетоном (рис.3.11). Ззовні стик закривався герметиком, який з часом руйнувався, що несприятливо вплинуло на його загальну тепло-, повітро- та гідроізоляцію.

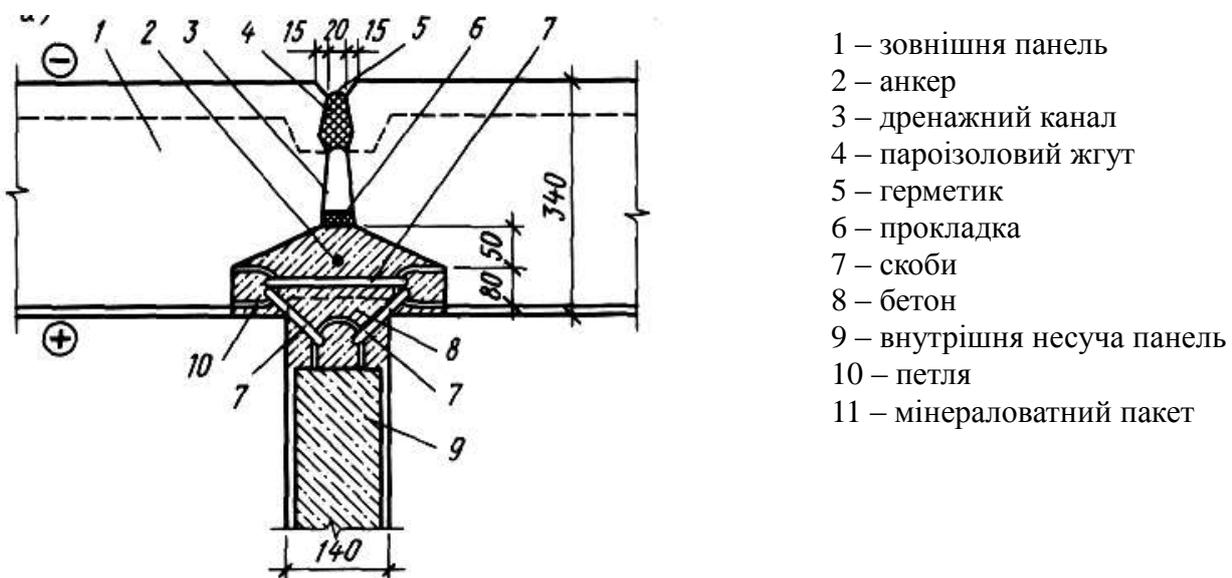


Рис. 3.11 – Схема вертикального стику зовнішніх стінових панелей

Металеві з'єднання стику кородували, що, при динамічних навантаженнях на будівлю, може призвести до аварійних станів (рис.3.12).

Також існуючі панельні будинки за енергоефективними показниками мають найнижчий клас G. Тому доцільність їх реконструкції, яка окрім інших заходів повинна обов'язково, згідно сучасних нормативних документів, включати заходи з інклюзивності, цивільного захисту і термомодернізації і визначатися за результатом технічного обстеження.

Можливість термомодернізації, а саме збільшення навантаження на несучі стіни, покриття та фундаменти за рахунок улаштування фасадних теплоізоляційно-опоряджувальних систем та утеплення покрівлі встановлюється за результатами інструментальних досліджень цих конструкцій та ґрунтів основи, а також розрахунків їх несучої здатності.

Рекомендації з улаштування в багатоповерхових панельних будівлях захищених приміщень, передбачають прибудову монолітних залізобетонних конструкцій біля зовнішніх стін кожної квартири (рис. 3.13 – 3.14).



Рис. 3.12 – Обвал житлової будівлі внаслідок влучання ракети, м Дніпро (фото з відкритого джерела)

Відповідно, дотримуючись вимог щодо безперервності теплоізоляційного шару, рекомендовано зрізати балконні плити, а входи до захищених приміщень виконати через приставні балкони з металевих конструкцій (рис. 3.15). Монолітна залізобетонна або сталезалізобетонна споруда повинна мати окремо розташований фундамент і незалежну від основної будівлі конструкцію. Прибудовані захищені приміщення для кожної квартири повинні мати площу, яка відповідає вимогам ДБН В.2.2-5:2023 за площею на одну людину. На кожному поверсі приміщення обладнані вікнами розміром 600×600 мм з механізмом автоматичного зачинення металевими ставнями або ролетами за потребою, а також люком 600×900 мм та стаціонарною металевою драбиною для евакуації на інші поверхи. Вхідні двері та люк рекомендовано улаштовувати металевими протипожежними, за вимогами ДСТУ Б В.2.6-77:2009 «Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови».

При неможливості влаштовувати захищені приміщення для кожної квартири можливо прибудовувати до кожної секції загальну вертикальну багатопверхову споруду з одним приміщенням на поверх (рис. 3.16 – 3.18). Вихід передбачається з кожного поверху через сходинокво-ліфтовий вузол. Прибудовану споруду виконують з монолітного залізобетону на власному фундаменті з захисними конструкціями на дверях та вікнах. Споруда має мати площу, яка відповідає вимогам ДБН В.2.2-5:2023 за площею на одну людину. На кожному поверсі приміщення обладнують люком 600×900 мм та стаціонарною металевою драбиною для евакуації на інші поверхи.

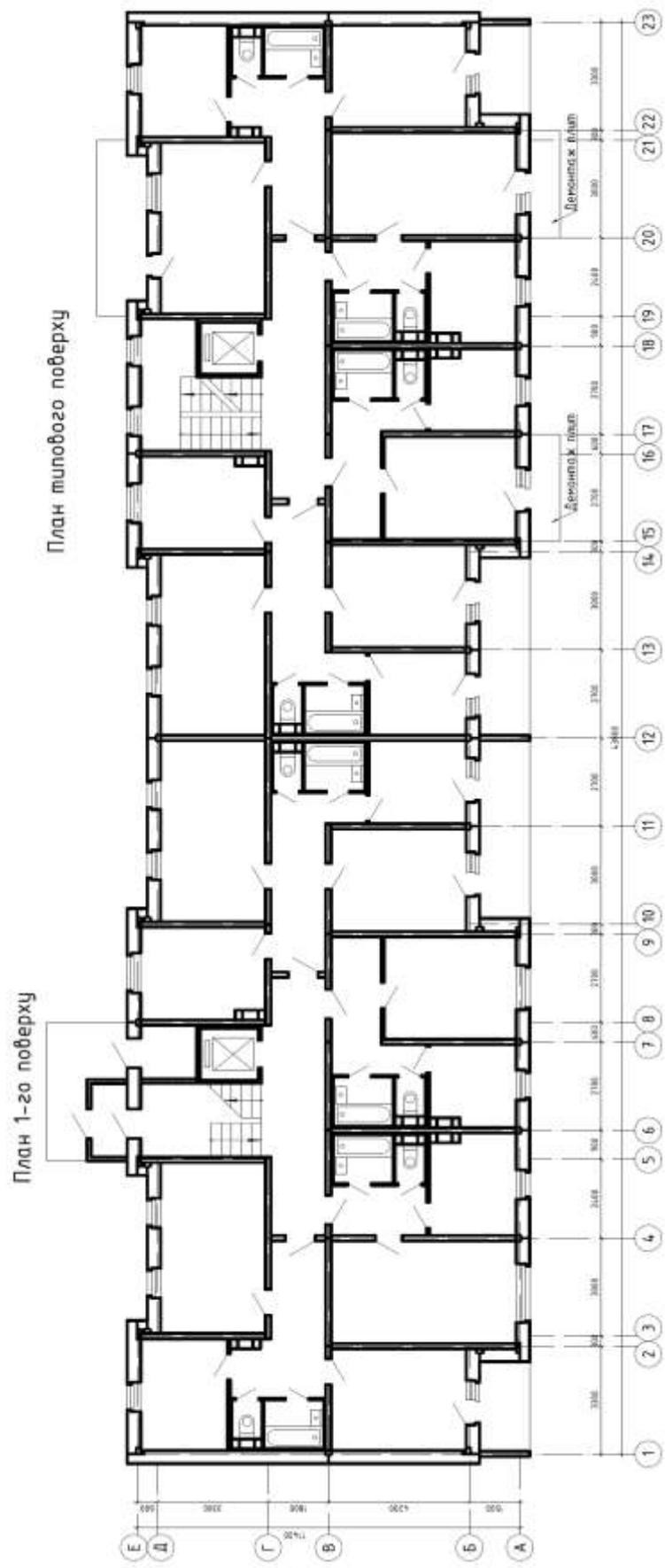


Рис. 3.13 – Типова секція панельної дев'ятиповерхової житлової будівлі (плани першого та типового поверхів)

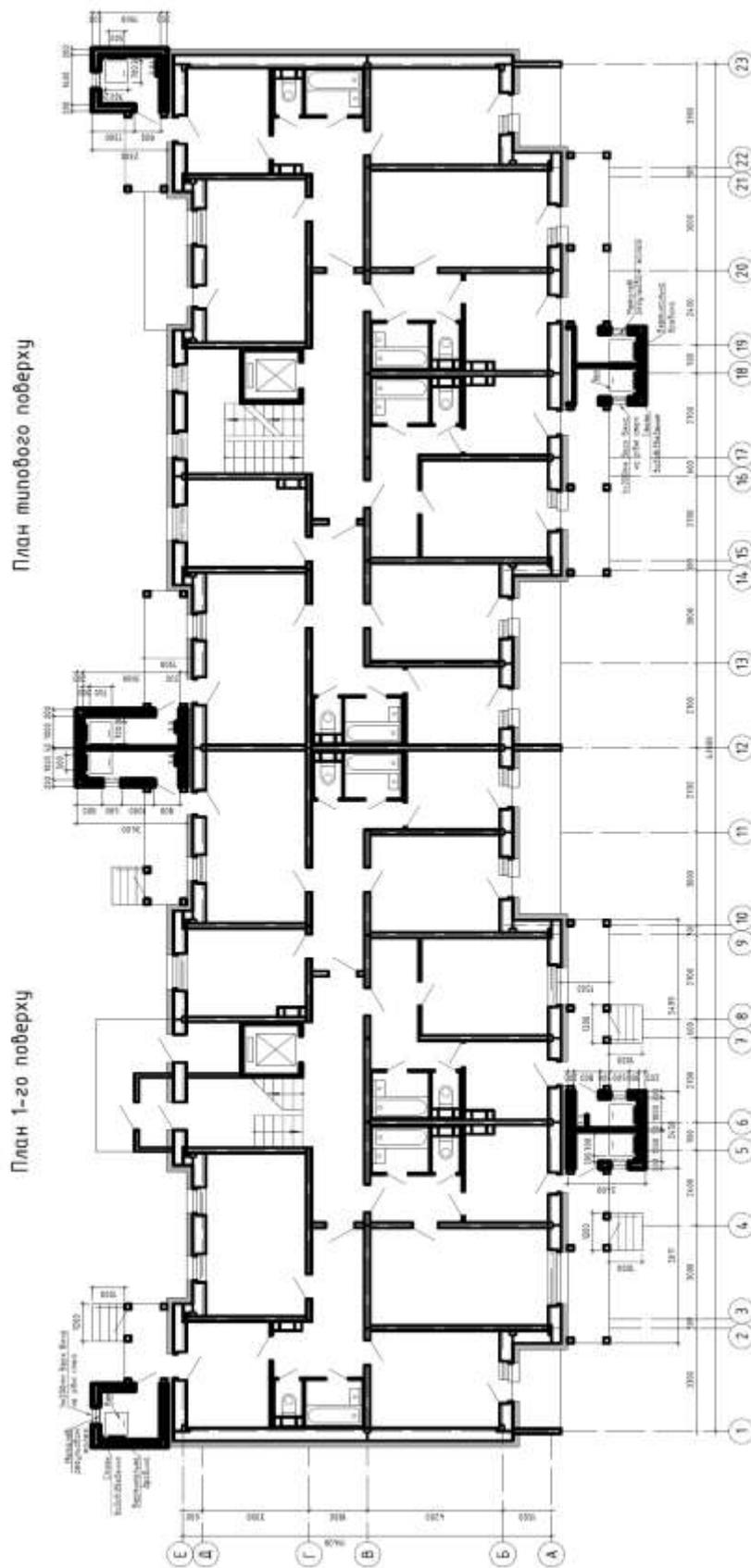


Рис. 3.14 – Варіант реконструкції панельної багатоповерхової будівлі з прибудовою захищених приміщень та окремо розташованих конструкцій балконів (плани першого та типового поверхів)



Рис. 3.15 – Загальний вигляд житлового багатоповерхового будинку після реконструкції з прибудовою захищених приміщень та термомодернізацією

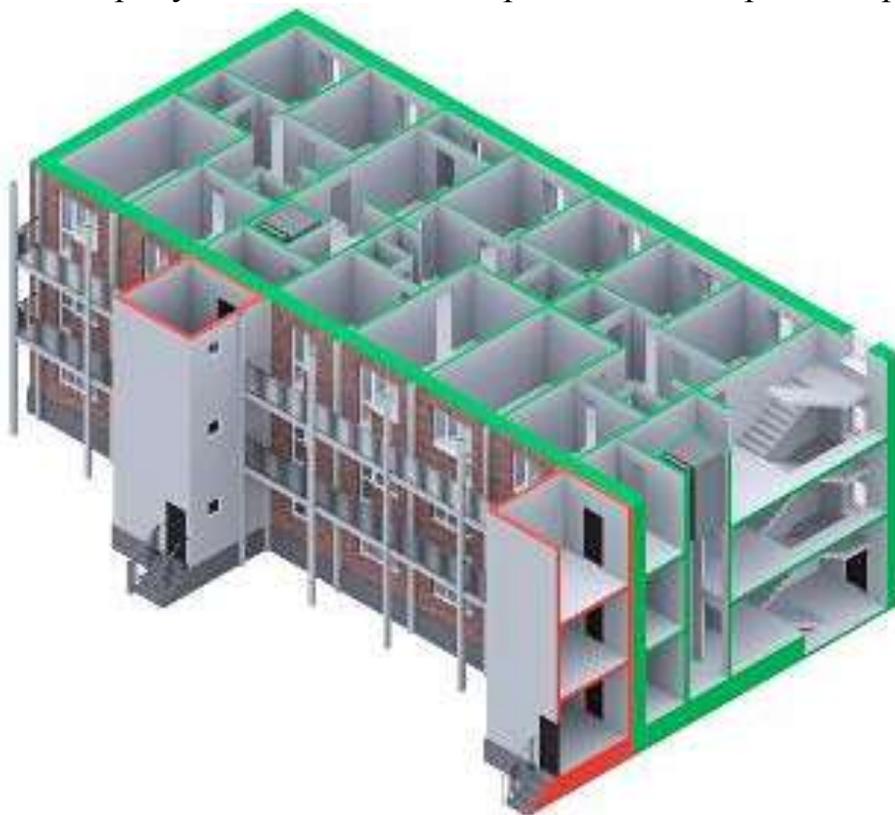


Рис. 3.16 – Загальний вигляд житлового багатоповерхового будинку після реконструкції з прибудовою захищених приміщень на кожен секцію та термомодернізацією

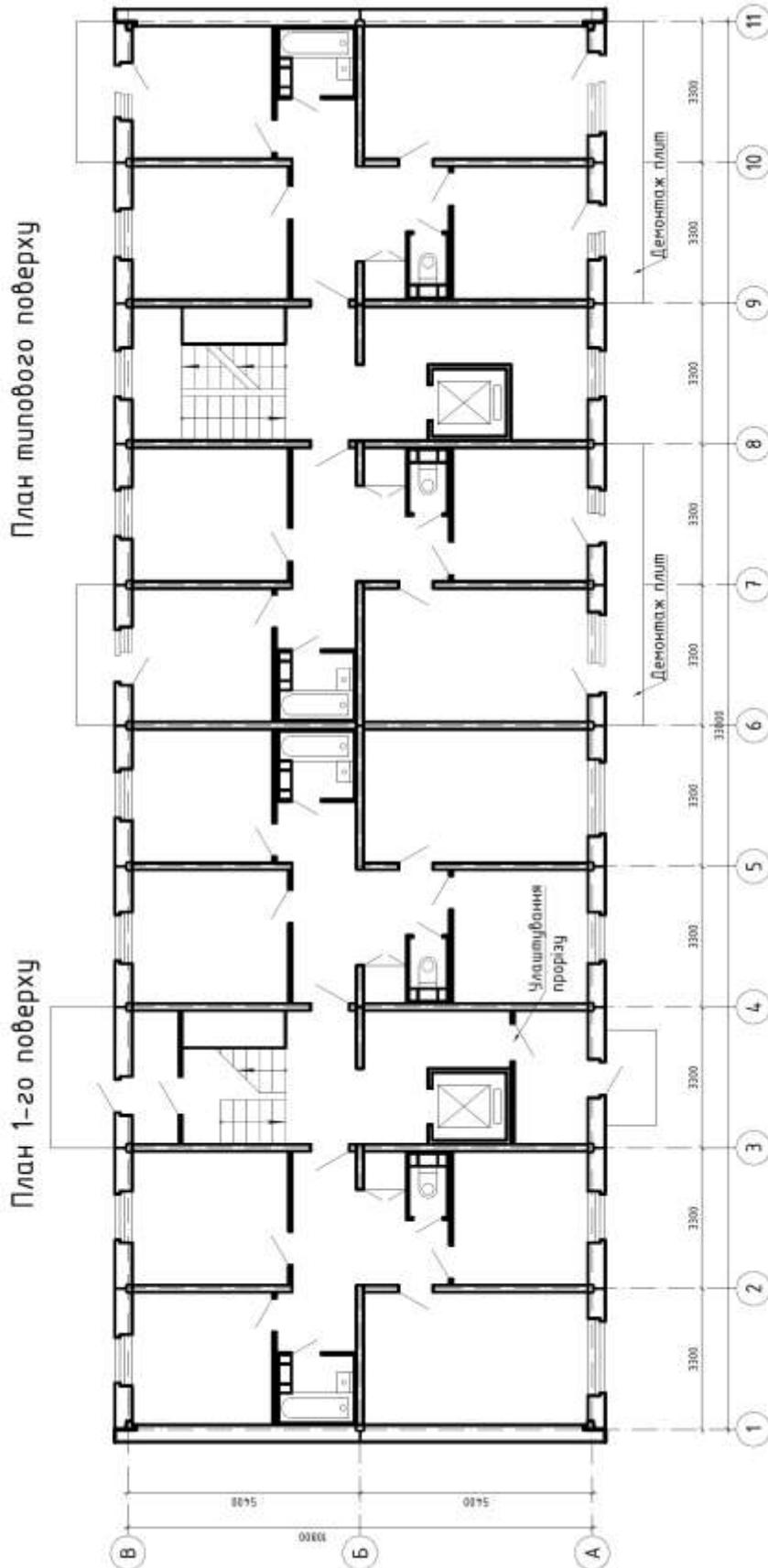


Рис. 3.17 – Варіант типового дев'ятиповерхового житлового будинку (плани першого та типового поверхів)

3.13 Улаштування захищених приміщень в нових багатоквартирних будинках різної поверховості

При новому будівництві рекомендовано улаштовувати захищені приміщення в середньому об'ємі будівлі біля внутрішніх несучих стін (див. рис. 3.19 – 3.20). Відповідні приміщення рекомендовано в кожній квартирі об'єднувати за функцією з підсобним приміщенням або санітарним вузлом. У другому випадку необхідно передбачити запірну арматуру на квартирних інженерних мережах для ізоляції приміщення у разі аварій. Систему вентиляції захищених приміщень слід передбачити індивідуальну без суміщення через поверх. Конструктивно захищені приміщення мають вирішуватися в монолітному залізобетоні з товщиною стін та перекриття не менше 200 мм та розташовуватися у вигляді вертикальної шахти (один над одним) на всю висоту будівлі.

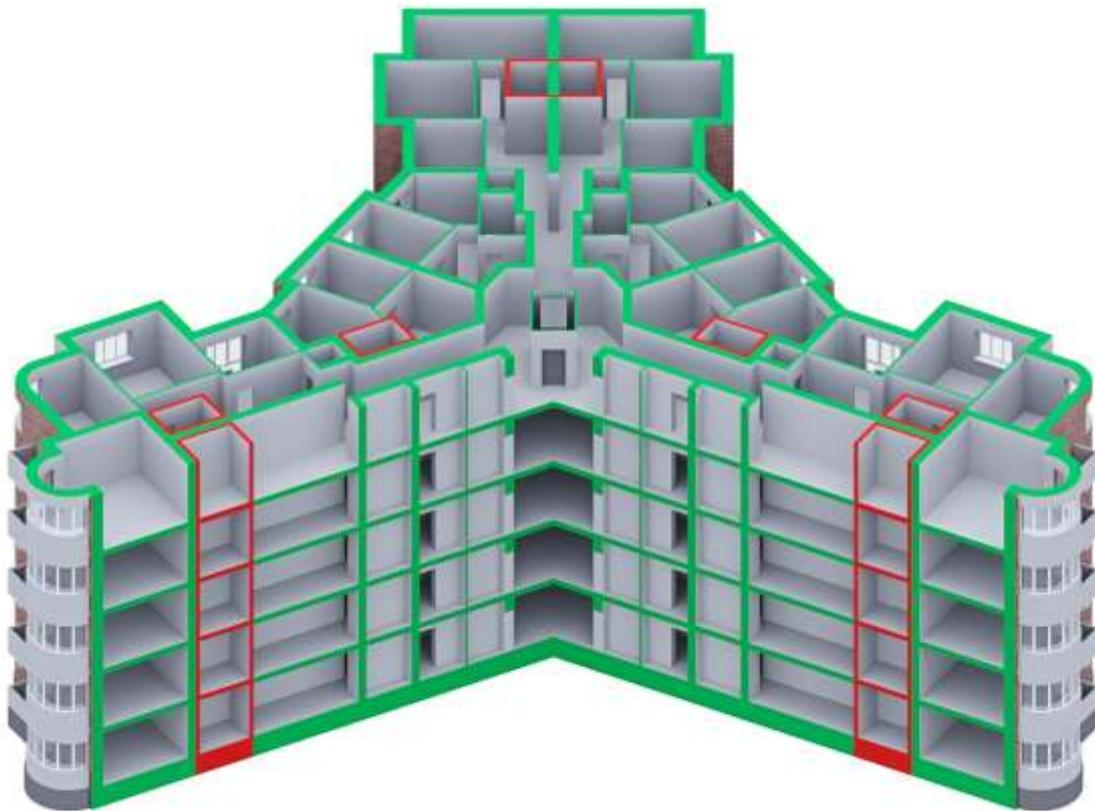


Рис. 3.19 – Загальний вигляд розрізу житлового багатоповерхового будинку з вбудованими захищеними приміщеннями

Захисна споруда повинна мати власний відокремлений від основного будинку фундамент. Конструкції захищених приміщень рекомендовано не спирати на елементи будівлі, а зазор між ними улаштовувати крізь ізолюючі прокладки. Двері в захищені приміщення рекомендовано улаштовувати

металевими протипожежними, за вимогами ДСТУ Б В.2.6-77:2009 «Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови». Але для зручності користування відповідним приміщенням в повсякденний час металеві двері рекомендовано робити розсувного типу з прихованим монтажем в конструкції стін, і передбачити додатковий дверний блок, конструкція якого відповідає безпосередньому призначенню приміщення (рис. 3.20).

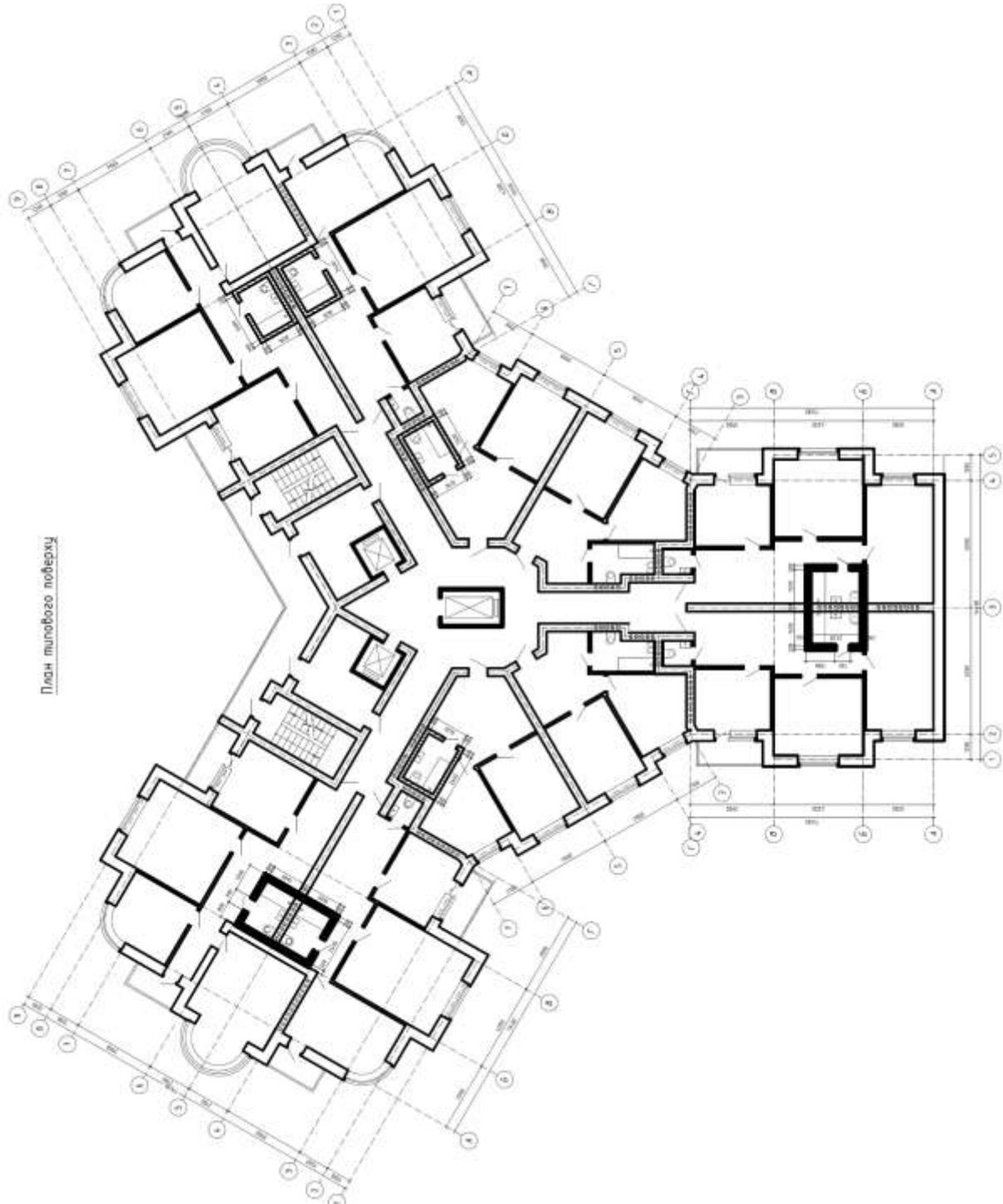


Рис. 3.20 – План типового поверху житлового багатоповерхового будинку з вбудованими захищеними приміщеннями

4.1 Обґрунтування необхідності влаштування укриттів цивільного захисту під час формування фонду доступного житла

На сьогодні в Україні існує проблема в пошуку напрямків формування фонду доступного житла як при новому житловому будівництві, так і при реконструкції існуючих будівель. У зв'язку із зменшенням об'ємів промислового виробництва окремі промислові будівлі призупиняють свою експлуатацію. В той же час, загальні габарити міст розширюються. Промислові райони, що розташовувалися декілька десятків років тому на околицях, охоплюють нові житлові мікрорайони.

Одним із шляхів вирішення зазначеної проблеми є реконструкція існуючих тимчасово не експлуатованих багатоповерхових промислових будівель під малогабаритне доступне житло, а одноповерхових – під будівлі громадського призначення. Рисунок 4.1 схематично демонструє перетворення багатоповерхових промислових будівель під доступне житло.

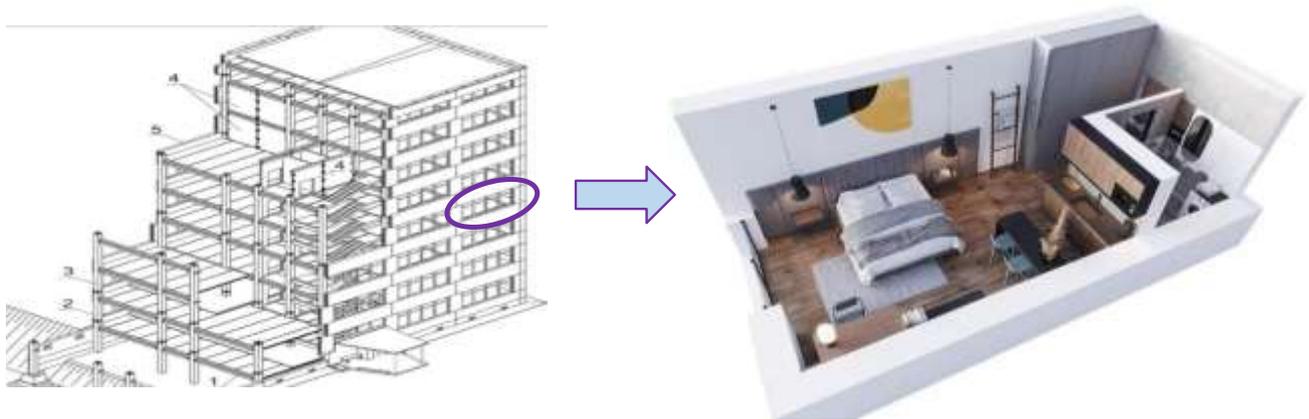


Рис. 4.1 – Схематизація перетворення багатоповерхових промислових будівель під доступне житло

На рисунку 4.2, як приклад, показаний неексплуатований промисловий район у м. Харків. На рисунку видно, що поруч із цим районом розташований масив існуючої житлової забудови із розвинутою мережею торгівельних закладів. У північно-західному напрямку від будівлі на відстані до 200 м розташована рекреаційна зона вздовж річки Лопань. На сході на відстані близько 500 м проходить магістраль міського транспорту. Вказані характеристики прилеглої території доводять можливість реконструкції промислової будівлі під житлову та підкреслюють актуальність досліджень щодо розвитку технології влаштування вбудованих перекриттів та вбудованих приміщень цивільного захисту у промислових будівлях під час їх реконструкції.



Рис. 4.2 – Ситуаційна схема із розташуванням тимчасовонеексплуатованої промислової будівлі у м. Харків

Серед багатопверхових промислових будівель із типових залізобетонних конструкцій найбільше розповсюдження отримали каркасні будівлі. Із архітектурно-конструктивної точки зору досліджувані будівлі мають рамно-в'язевий каркас (рис. 4.3). Прольоти будівель зазвичай рівні 6 або 9 м; крок поперечних рам – 6 метрів. Висота поверхів – 4,8 або 6 м. Жорсткість будівлі забезпечується жорстким затисненням колон у фундаментах стаканного типу, жорсткими вузлами примикання ригелів до колон, влаштуванням вертикальних в'язів або діафрагм жорсткості, збірно-монолітними дисками міжповерхових перекриттів.

Будівля, що наводиться як приклад, прямокутна у плані, восьмиповерхова. Розміри будівлі у плані 18×54 м. Будівля має два поперечні прольоти по 9 метрів в середній частині в осях 2-9 та три прольоти по 6 метрів в торцевих секціях в осях 1-2 і 9-10 (див. рис. 4.4). Висота поверху – 6,0 м.

Конструктивна схема будівлі каркасна – колони та ригелі перекриття збірні залізобетонні; зовнішні огорожувальні конструкції – керамзитобетонні панелі. Колони виконані перерізом 600×400 мм; клас бетону відповідає класу міцності С25/30. Стики колон виконано на відмітках, що на 1,0 м вище примикання ригелів перекриття до колон.

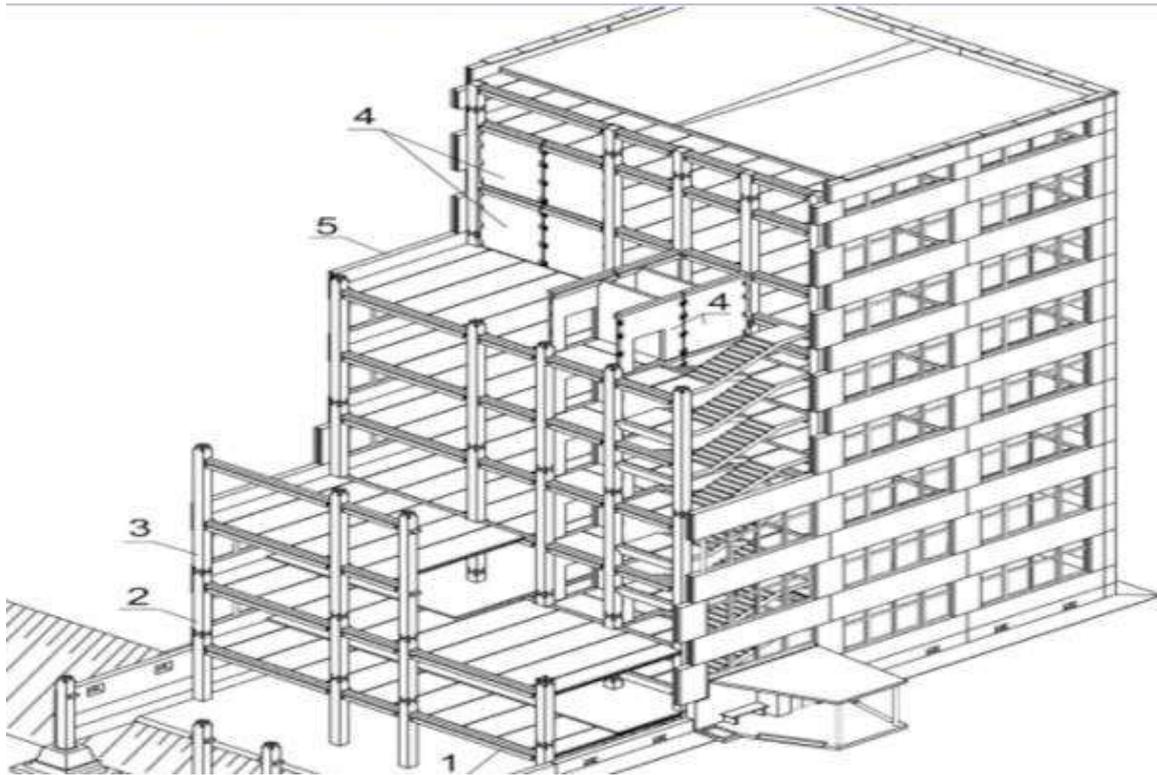


Рис. 4.3 – Конструктивне рішення типової багатоповерхової промислової будівлі: 1 – перекриття; 2, 3 – колони; 4 – вертикальні діафрагми жорсткості; 5 – навісні стінові панелі

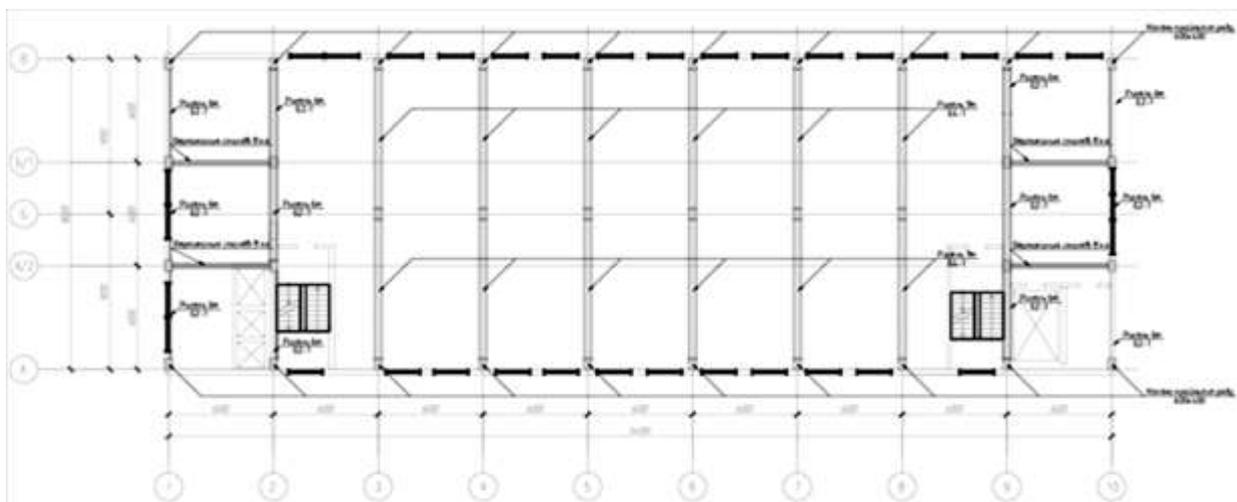


Рис. 4.4 – Схема розташування несучих конструкцій на плані типового поверху промислової будівлі до її реконструкції

Ригелі перекриттів таврові із заниженою нижньою полицею для встановлення на них збірних залізобетонних плит перекриття. Загальна висота ригелів – 800 мм. Загальна ширина ригелів – 650 мм. Примикання ригелів до колон виконано жорстким, що реалізовано приварюванням

арматурних випусків із ригелів до закладних деталей колон та наступним замонолічуванням цементно-піщаним розчином монтажних стиків.

Плити перекриття ребристі з габаритним розміром в плані 1,5×5,7 м. Висота поздовжнього ребра 300 мм. Як зазначено вище, змонтовані плити на нижню полицку ригелів, чим забезпечено відмітку верху плит на відмітці обрізу ригелів перекриття.

На рисунку 4.5 показаний фактичний вигляд ззовні до реконструкції досліджуваної неексплуатованої промислової будівлі у м. Харків. На рисунку 4.6 показано стан приміщень будівлі зсередини та вказано її основні несучі конструкції.



Рис. 4.5 – Фактичний вигляд фасаду досліджуваної неексплуатованої промислової будівлі у м. Харків до її реконструкції



Рис. 4.6 – Фактичний стан приміщень промислової будівлі до її реконструкції зсередини. Виділення основних її несучих конструкцій

Вибір оптимальних архітектурно-конструктивних і організаційно-технологічних рішень реконструкції промислової будівлі із зміною її функціонального призначення ґрунтується на таких вихідних характеристиках:

- архітектурно-конструктивні рішення будівлі – відомості про рік будівництва, цінність фасадів; вид фундаментів та їх несучу здатність; тип несучої конструктивної системи; дані про огорожувальні конструкції;
- об'ємно-планувальні рішення будівлі – техніко-економічні показники будівлі, тип індустріалізованої будівельної системи, дані про поверховість, будівельний об'єм і загальну площу, капітальність;
- технічний стан конструктивних елементів, інженерного обладнання та будівлі вцілому – рівень фізичного і морального зносу, відомості про виконувані обстеження технічного стану, ремонти та реконструктивні заходи протягом періоду експлуатації;
- техніко-економічні показники прилягаючої території (генплану розташування об'єкту) – розміри прилягаючої території, площа забудови, відсоток озеленення та твердого покриття, наявність на прилягаючій території об'єктів інфраструктури: автостоянки, зони відпочинку тощо;
- характеристика оточуючої території (мікрорайону міста) – загальна характеристика території; людські ресурси, трудовий та соціальний капітал; інфраструктура та комунікації; бізнес та економіка; довкілля та екологія; система управління територією.

Після розгляду наведених вище п'яти вихідних характеристик будівлі та затвердження рішення щодо можливості її реконструкції із зміною її функціонального призначення на житлове, на першому місці стоять наступний комплекс питань:

- розроблення проекту перепланування внутрішнього простору із врахуванням можливості влаштування вбудованих сховищ ЦЗ;
- підсилення за необхідності як несучих, так і огорожувальних конструкцій будівлі;
- оновлення чи заміна її інженерного обладнання;
- приведення будівлі у відповідність сучасним вимогам енергоефективності та енергоспоживання.

Цей комплекс питань розв'язувався поетапним вирішенням наступних задач досліджень (див. рис. 4.7):

- ✓ аналіз несучої здатності існуючих фундаментів та будівельних елементів несучого каркасу будівлі на нове навантаження;
- ✓ розгляд різновидів ресурсоекономних несучих конструкцій вбудованих перекриттів для влаштування нового житлового простору;
- ✓ вибір енергоефективних огорожувальних конструкцій.

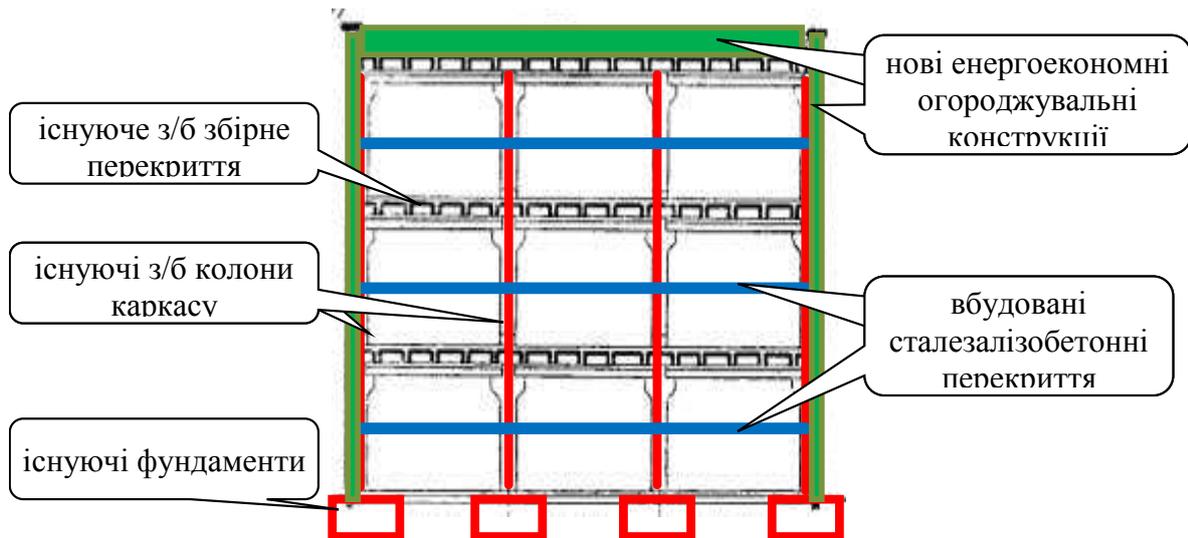
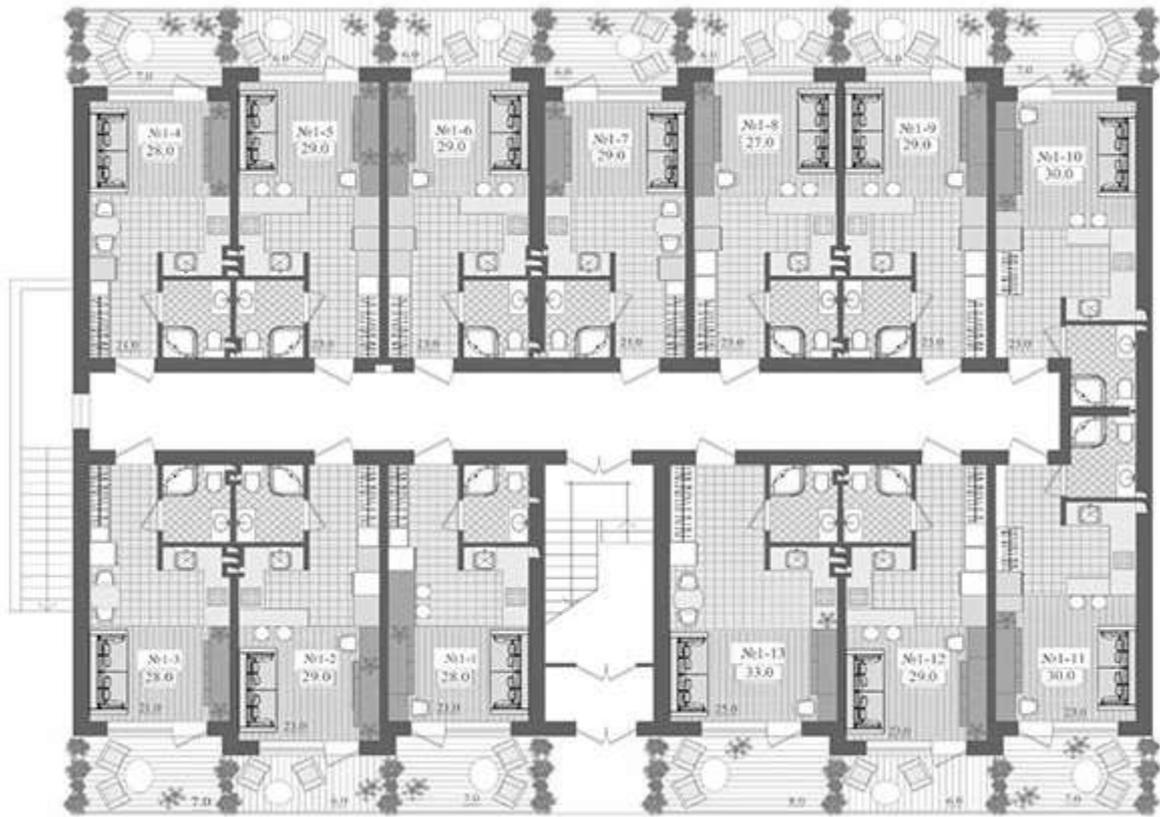


Рис. 4.7– Типовий каркас багатоповерхової промислової будівлі з позначенням елементів реконструкції

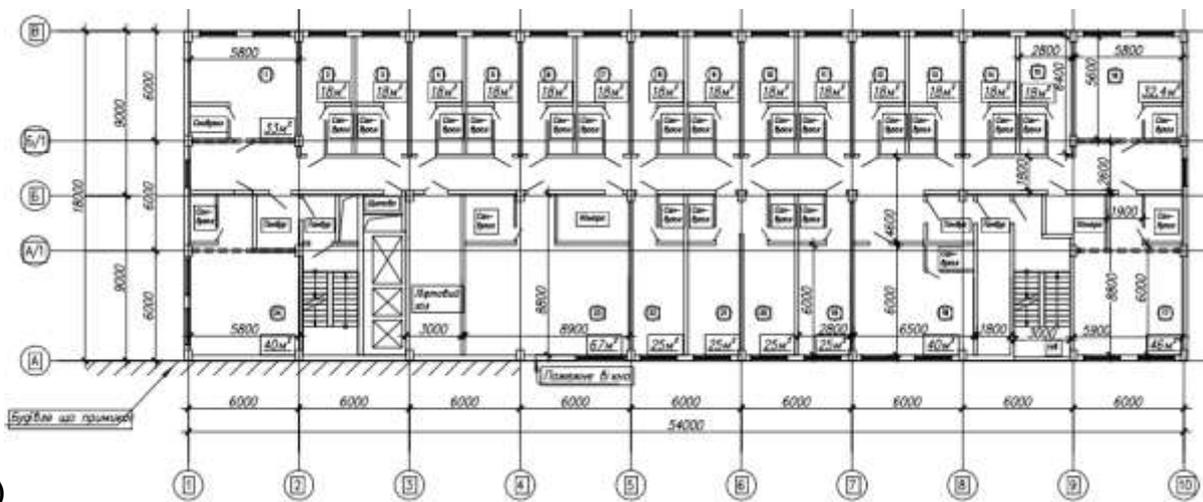
Під час розробки архітектурних креслень перепланування внутрішнього простору реконструйованої промислової будівлі, у регулярну сітку колон будівлі 6×6 м або 6×9 м вигідно вписується планування квартир загальною площею $18 \dots 25$ м² регулярної структури із однією кімнатою-студію та виокремленим санвузлом (див. рис. 4.9, а-б). Причому виокремивши квартиру залізобетонними огорожувальними конструкціями, вона перетворюється у вбудоване приміщення цивільного захисту (див. рис. 4.12). У випадку висоти поверху існуючої промислової будівлі 6 м, в кожний поверх може вписатися два тотожних поверхи висотою 3 м кожний (рис. 4.8, а); при висоті поверху промислової будівлі 4,8 м, влаштовують 1,5-поверхові квартири із розташуванням спальні над санвузлом (рис. 4.8, б). На основі аналізу можливості реконструкції промислової будівлі під житлову встановлено, що основними будівельними роботами влаштування несучих конструкцій є роботи по влаштуванню вбудованих перекриттів (рис. 4.10).



Рис. 4.8 – 3-D візуалізація внутрішнього простору квартир при висоті «нового» житлового поверху 3 м (а) та 4,8 м (б)



а)



б)

Рис. 4.9 – Типовий поверх перепланованої промислової будівлі:
 а) схематичне зображення із прикладом розпланування внутрішньо-кімнатного простору; б) архітектурні креслення поверху, перепланованого під житлові смарт квартирки

Схему влаштування окремо розташованих сховищ на території виробничих об'єктів показано на рисунку 4.11. Запропоновані два варіанти влаштування вбудованих сховищ у багатоповерховій промисловій будівлі показано на рисунку 4.12.

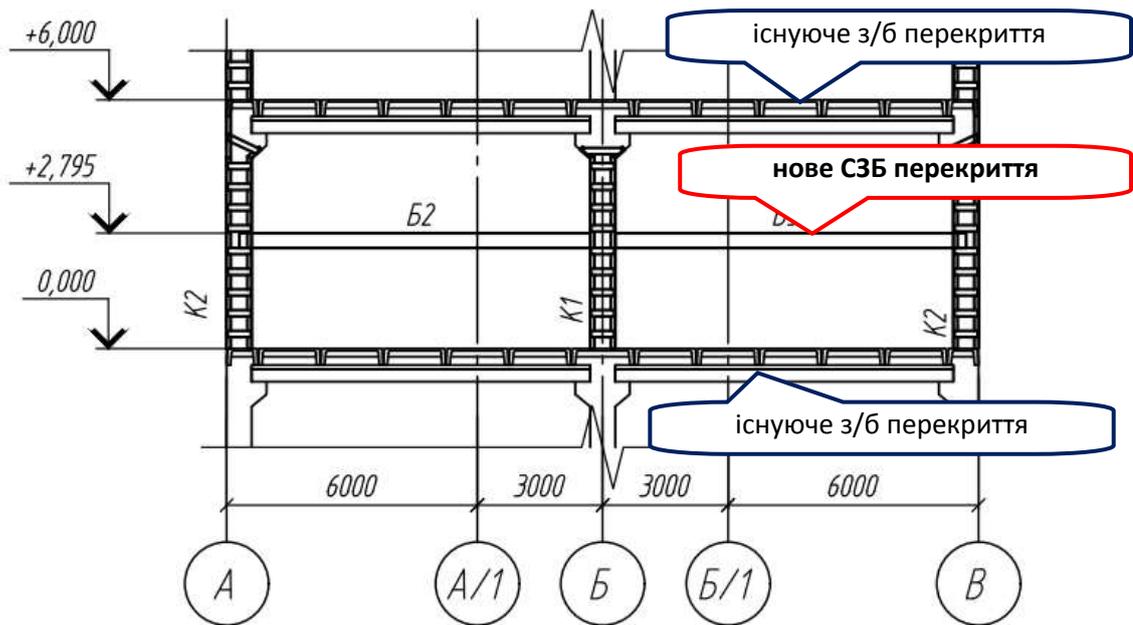


Рис. 4.10 – Схема влаштування нових вбудованих сталезалізобетонних перекриттів між існуючими залізобетонними



Рис. 4.11 – Схема влаштування окремо розташованих сховищ на території виробничих об'єктів

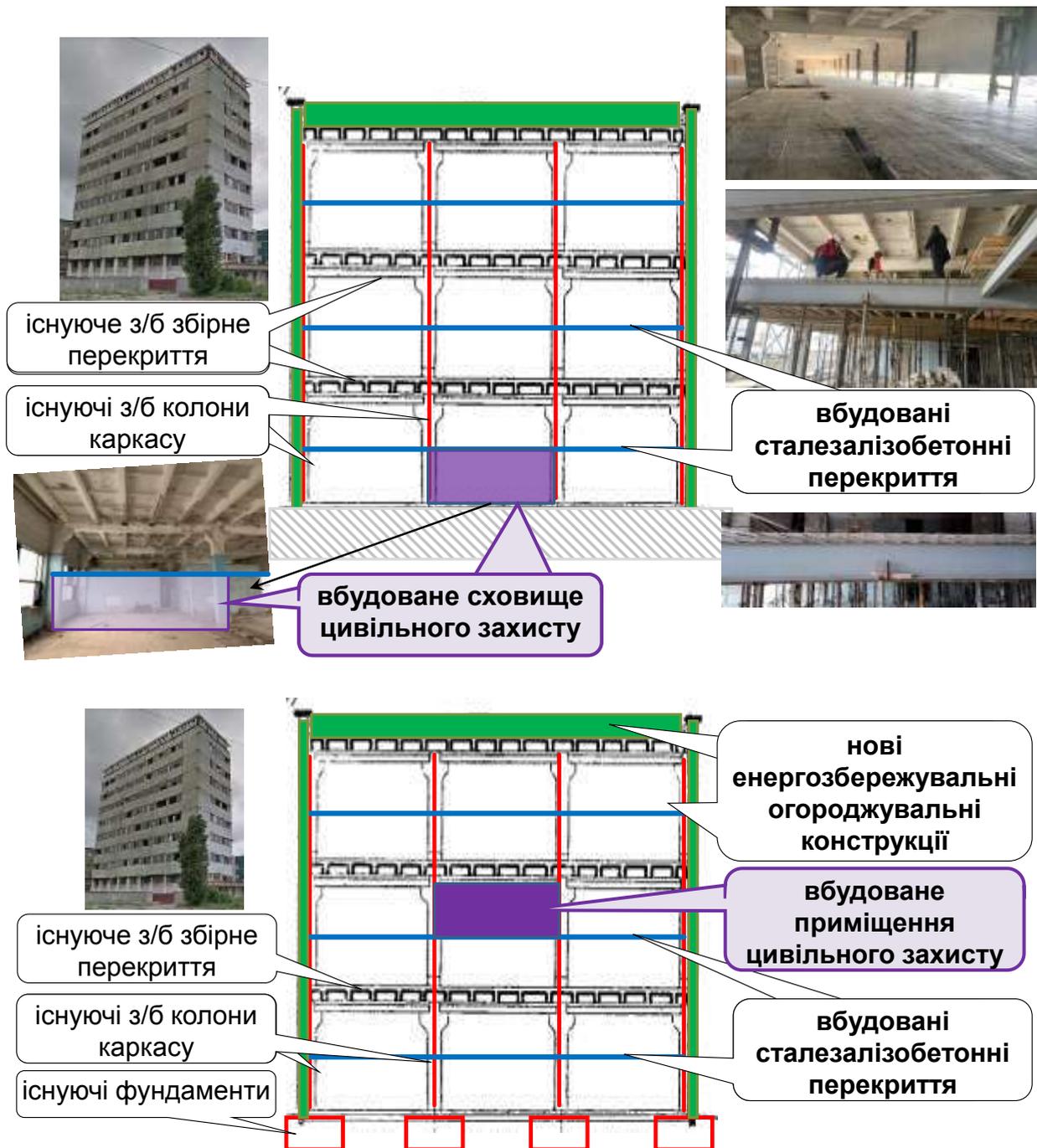


Рис. 4.12 – Варіанти влаштування вбудованих сховищ у багатоповерховій промисловій будівлі

4.2 Конструктивні рішення та методика проведення натурних випробувань типових вбудованих сталезалізобетонних перекриттів

Вбудовані перекриття (див. рис. 4.13) являють собою сталезалізобетонне перекриття із несучими сталевими балками та монолітною залізобетонною плитою. Нижче описано конструкцію СЗБ перекриття, для якого було проведено натурні випробування з метою

визначення впливу наднормових навантажень на такі конструкції, як огорожувальні конструкції сховищ цивільного захисту.

Сталезалізобетонне перекриття, для якого було проведено натурні випробування, складалося із складеного перерізу – прокатний двотавр №36 із сталі класу міцності С245 із підсиленою нижньою полицкою полосою 12×100 мм та залізобетонною монолітною плитою товщиною 120 мм проектного класу міцності С16/20 (див. рис. 4.13–4.16).

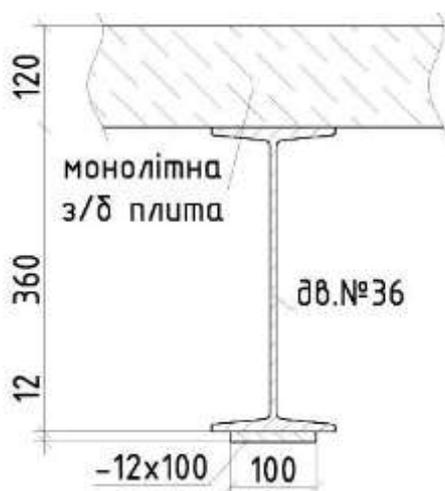


Рис. 4.13 – Поперечний переріз типових вбудованих СЗБ перекриттів

Несучі сталеві балки були встановлені з регулярним кроком 3 м (див. рис. 4.14). Балки мають шарнірну схему опирання. По цифрових осях 7 і 8 балки мають проектну довжину 8100 мм і примикають до кутиків сталевих обойм залізобетонних колон через листові накладки (див. рис. 4.15); по середині кроку 7-8 балка мають проектну довжину 8700 мм та примикають в одному рівні до головних підкроквяних балок (див. рис. 4.15), що виконані із прокатних двотаврів №36 проектної довжини 5600 мм та в свою чергу мають шарнірне примикання до кутиків сталевих обойм залізобетонних колон через листові накладки.

Монолітна залізобетонна плита влаштована по щитах інвентарної знімної дерев'яної опалубки виставленої по сталевих стійках (див. рис. 2.19, в). По проекту армування монолітної плити виконано двома арматурними сітками із стержнів Ø10 мм класу А500С з кроком 200×200 мм. До верхньої полицки сталевих двотаврів з кроком 400 мм в два ряди приварені S-подібні анкери довжиною 400 мм із стержнів Ø12 мм класу А500С (рис. 4.16).

Зовнішній габарит ділянки сталезалізобетонного перекриття для випробувань складав 7,5×9 м. Загальна площа ділянки перекриття – 67,5 м². На експериментально навантаженій ділянці розташовані три 9-ти метрові (в осях Б-В) другорядні балки Б3 і дві 6-ти метрові (в осях 7-8) головні балки Б2 (див. рис. 4.17). Балка Б3 по осі 7/Б-В мала вдвічі менше від проектного навантаження (вантажна ширина рівна 1,5 м на неї була тільки з одного боку). Балки Б3 по осях 7/8/Б-В і 8/Б-В мали повне проектне навантаження.

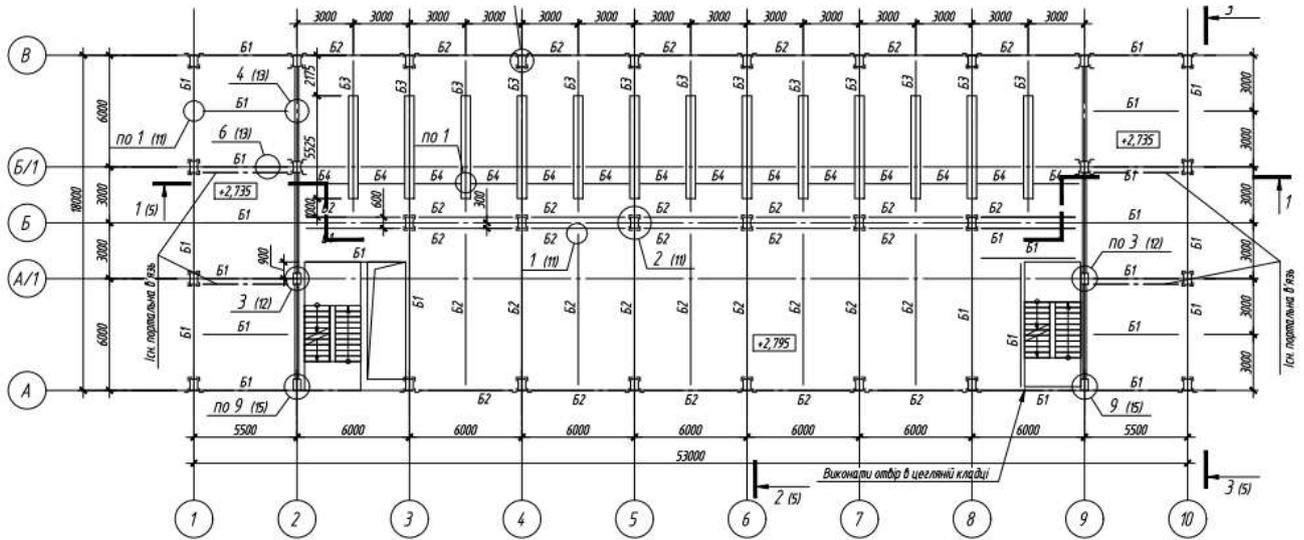


Рис. 4.14 – Схема розташування несучих сталевих балок нового вбудованого перекриття

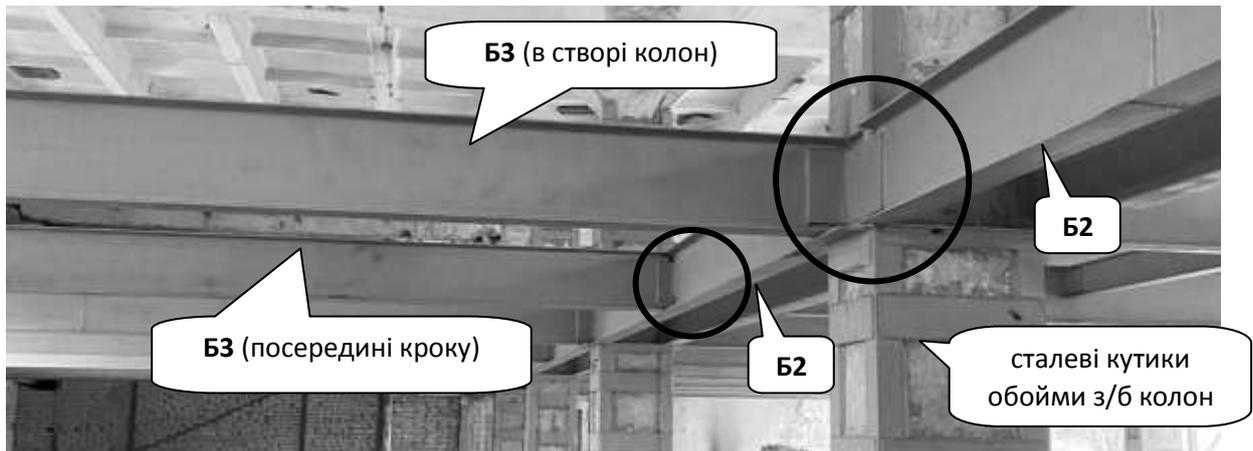


Рис. 4.15 – Влаштування опорних вузлів сталевих балок СЗБ перекриття

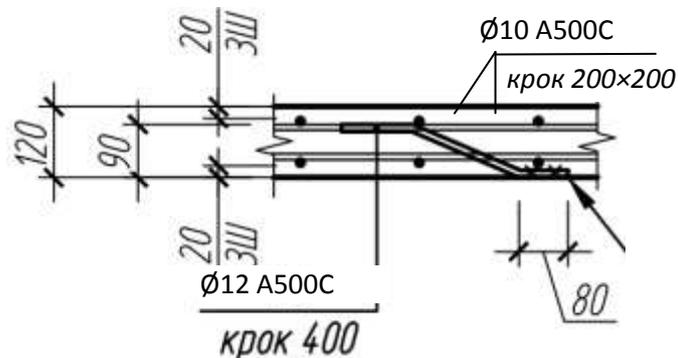


Рис. 4.16 – Влаштування анкерів до верхньої полицки двотаврів та армування монолітної залізобетонної плити

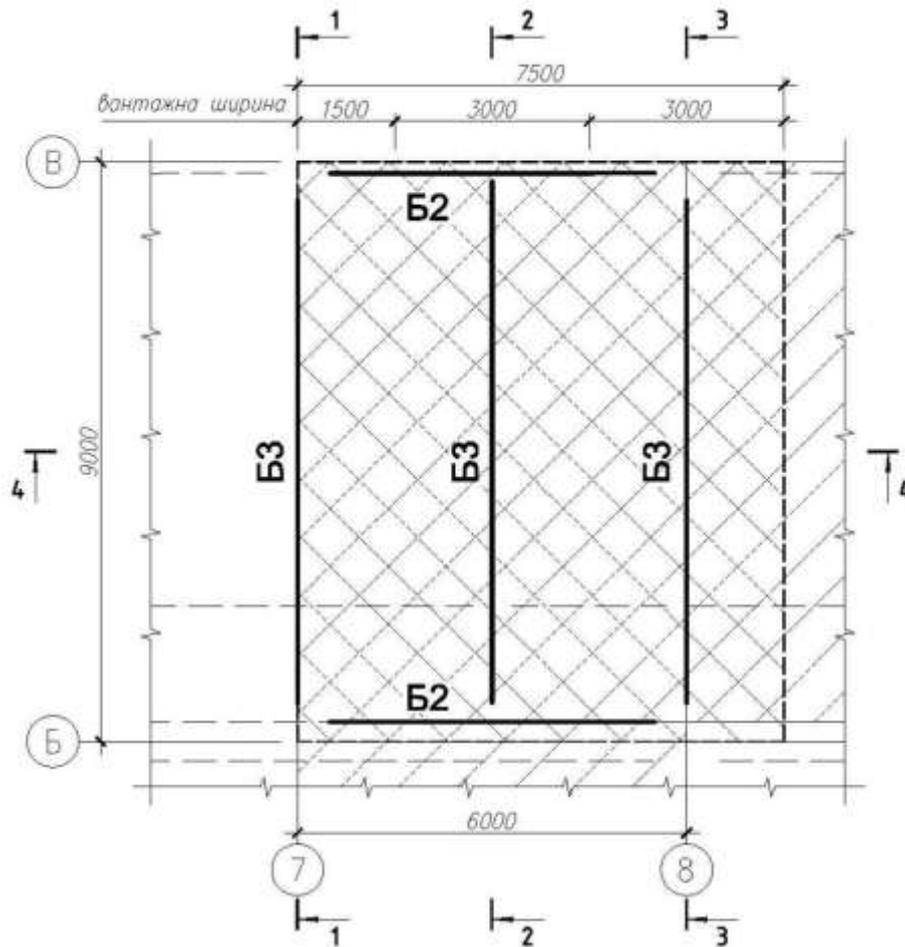


Рис. 4.17 – Загальний габарит ділянки випробувань СЗБ перекриття

Навантаження ділянки сталезалізобетонного перекриття третього поверху будівлі в осях 7-8/Б-В виконувалося в шість етапів (див. рис. 4.18):

- 1) власна вага монолітної залізобетонної плити після демонтажу стійок опалубки (навантаження 300 кг/м^2);
- 2) 8 палет газоблоку (загальне навантаження 421 кг/м^2);
- 3) 16 палет газоблоку (загальне навантаження 541 кг/м^2);
- 4) 24 палет газоблоку (загальне навантаження 662 кг/м^2);
- 5) 36 палет газоблоку (загальне навантаження 823 кг/м^2);
- 6) 40 палет газоблоку (загальне навантаження 903 кг/м^2).

Примітка. Габарит однієї палети газоблоку становили $1,0 \times 1,2 \times 1,5(h)$ м. За результатами вимірів ваги 15 окремих блоків газобетону, вага однієї палети із врахуванням ваги дерев'яного піддону становить $1050 \dots 1100$ кг.

Для вимірювання вертикальних переміщень (прогинів) сталевих балок використовувався високоточний нівелір Н-05 та інварна рейка (див. рис. 4.19); ціна поділки знімання переміщень вказаними приладами становить $0,05$ мм. Для контролю визначення прогинів були встановлені два індикатори годинникового типу ИЧ-50 з ціною поділки $0,01$ мм до нижньої полицки двотаврів по осях 7/Б-В і 7/8/Б-В. Схема розміщення контрольних точок нівелювання, а також індикаторів ИЧ-50 показано на рисунку 4.20.

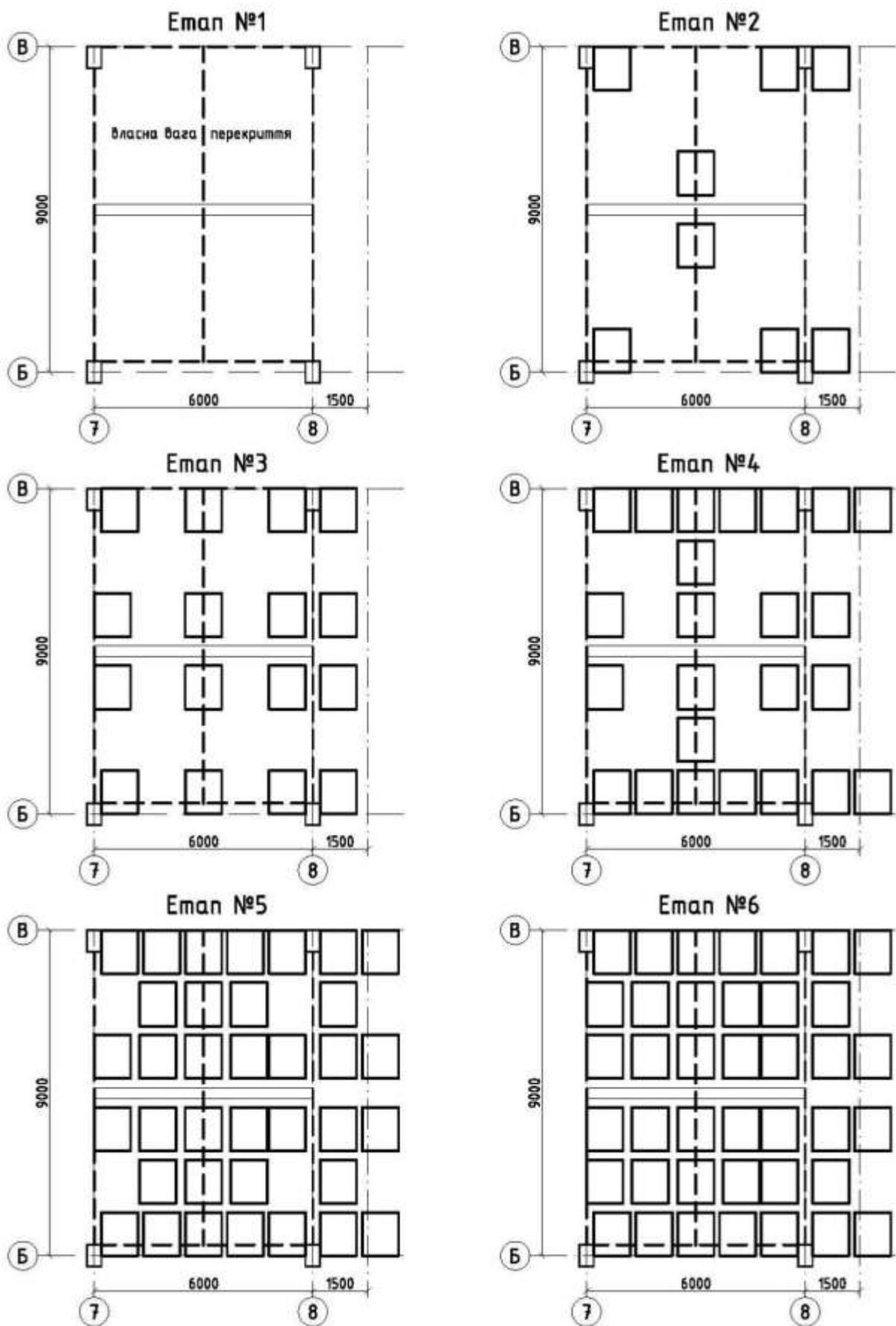


Рис. 4.18 – Схеми завантажень ділянки СЗБ перекриття

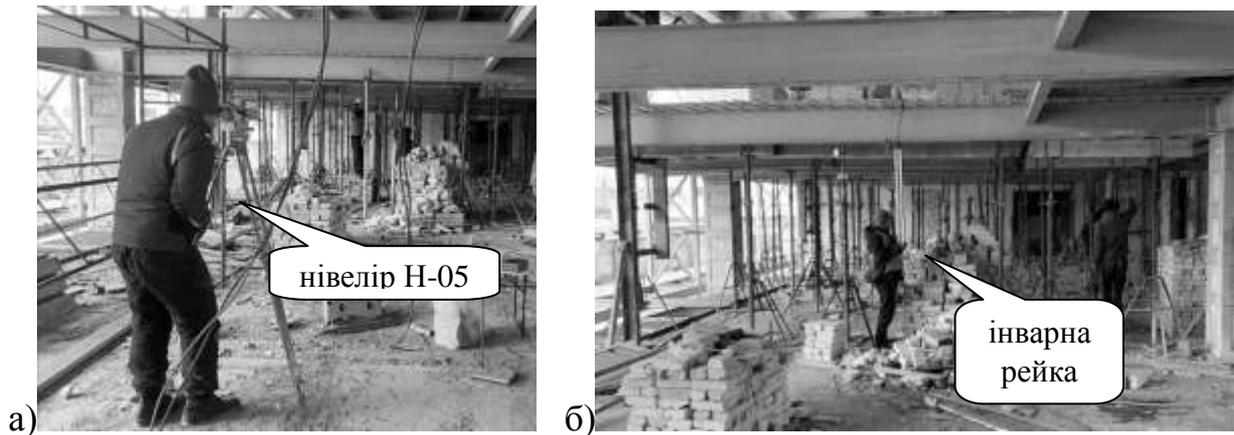


Рис. 4.19 - Проведення нівелювання вертикальних зміщень контрольних точок балок

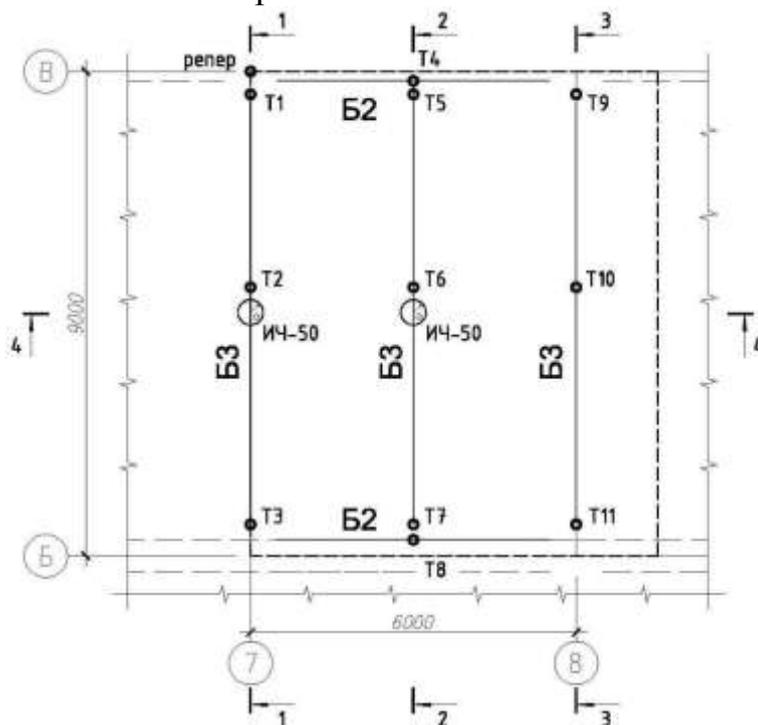


Рис. 4.20 – Схема розміщення контрольних точок нівелювання та індикаторів ИЧ-50 (по розрізах 1-1...4-4 за результатами випробувань побудовані графіки прогинів – див. рисунки 4.24 і 4.25)

Для вимірювання відносних деформацій в характерних перерізах сталезалізобетонного перекриття (в зоні дії максимальних згинаючих моментів – переріз 4-4 на рисунку 4.20) використовувалися дротяні електротензорезистори 2ПКБ-20-200ХБ з базою 20 мм з початковим електричним опором близько 200 Ом та вимірювач деформацій ИСД-3 (ціна поділки вимірювання відносних деформацій вказаними приладами становить 1×10^{-5}). Електротензорезистори були наклеєні за 10 днів до дня проведення випробування на зачищену та знежирену розчинником поверхню за допомогою клею БФ-2. Для контролю визначення деформацій використовувався тензометр Гугенберґера з базою 20 мм (ціна поділки 5×10^{-5}). Схеми наклеювання електротензорезисторів показано на рисунку 4.21.

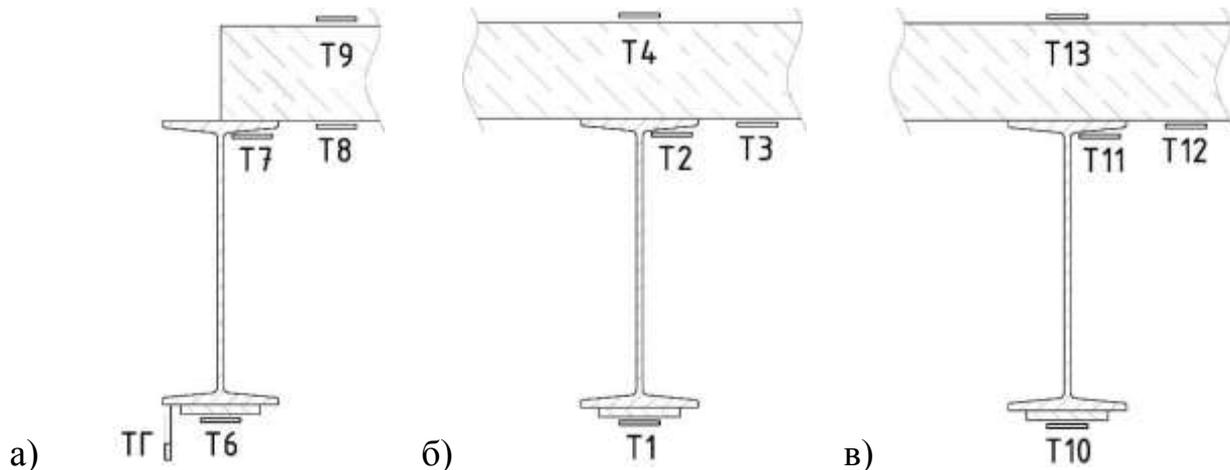


Рис. 4.21 – Схеми розташування тензорезисторів в перерізі 4-4 на рисунку 4.20: а) балка Б3 по вісі 7/Б-В; б) балка Б3 по вісі 7/8/Б-В; в) балка Б3 по вісі 8/Б-В;

Таким чином, методика проведення вимірювань дозволила визначати прогини трьох 9-ти метрових балок Б3 в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В, 8/Б-В і двох 6-ти метрових балок Б2 в осях 7-8/Б, 7-8/В, а також деформації в характерних точках трьох 9-ти метрових балок Б3 в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В, 8/Б-В. Для контролю вимірювання прогинів і деформацій застосовані дублюючі прилади.

4.3 Результати натурних випробувань ділянки сталезалізобетонного перекриття

На рисунку 4.22 показані результати визначення вертикальних переміщень трьох другорядних балок Б3 довжиною 9 м, розташованих в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В і 8/Б-В (розрізи 1-1...3-3 на рис. 4.20). Контролювалися переміщення трьох точок по довжині кожної з балок – припорна точка до ряду В, середина прольоту Б-В і припорна точка до ряду Б.

Із графіків поданих на рисунку 4.22 слідує:

- сталеві балки Б3 до прикладення зовнішнього навантаження (в т.ч. від власної ваги монолітної плити) мали попередній вигин середньої частини вверх (проти напрямку експлуатаційних прогинів): для балки в осях 8/Б-В – 8,6 мм; для балки в осях 7/8/Б-В – 11,8 мм; для балки в осях 7/Б-В – 10,3 мм (максимальний зафіксований початковий вигин складає 1/737 прольоту балки). Цей попередній вигин виник, по-перше, в результаті температурних напружень під час приварювання до нижньої полицки двотавра полоси та, по-друге, в наслідок встановлення «в натяг» стійки опалубки безпосередньо під нижню полицку двотаврової балки посередині її прольоту;

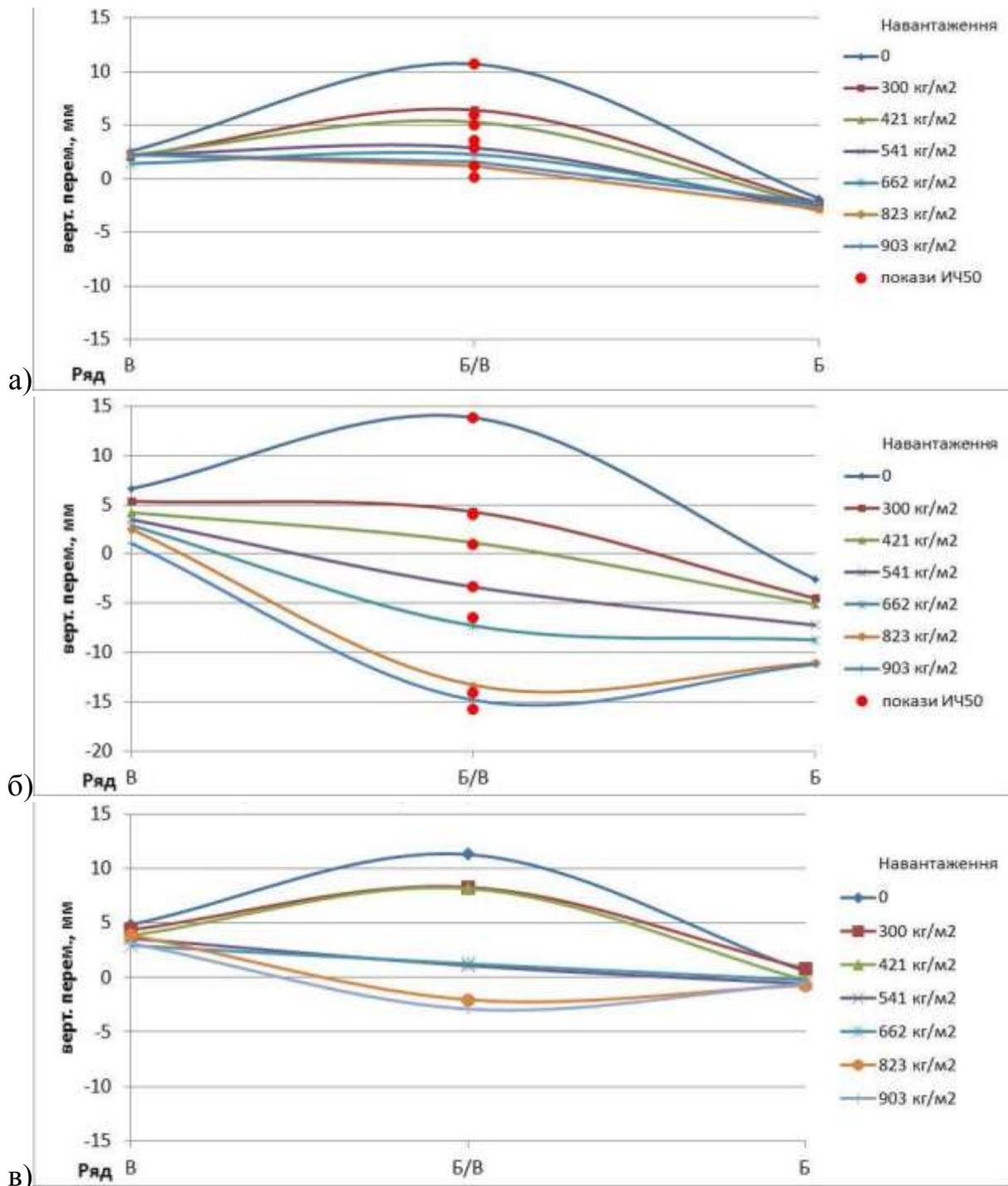


Рис. 4.22 – Вертикальні переміщення балок довжиною 9 м по осях:
а) 7/Б-В; б) 7/8/Б-В; в) 8/Б-В

- розвиток прогинів аналізованих балок в процесі навантаження експериментальної ділянки перекриття, отриманих за результатами нівелювання високоточним нівеліром Н-05 та за показами встановлених посередині прольотів індикаторів годинникового типу ИЧ-50, мають ідентичний характер (максимальна розбіжність склала 9,5%), що свідчить про достатню точність і якість проведених вимірів під час натурального експерименту;

- кроки приросту вертикальних переміщень аналізованих балок в процесі навантаження експериментальної ділянки перекриття пропорційні приростам навантажень на кожному кроці завантаження, що засвідчує пружну роботу сталевих балок на всіх етапах завантаження.

На рисунку 4.23 наведений графік зміни максимальних прогинів трьох балок в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В і 8/Б-В вздовж прольоту Б-В (розріз 4-4 на рис. 4.20).

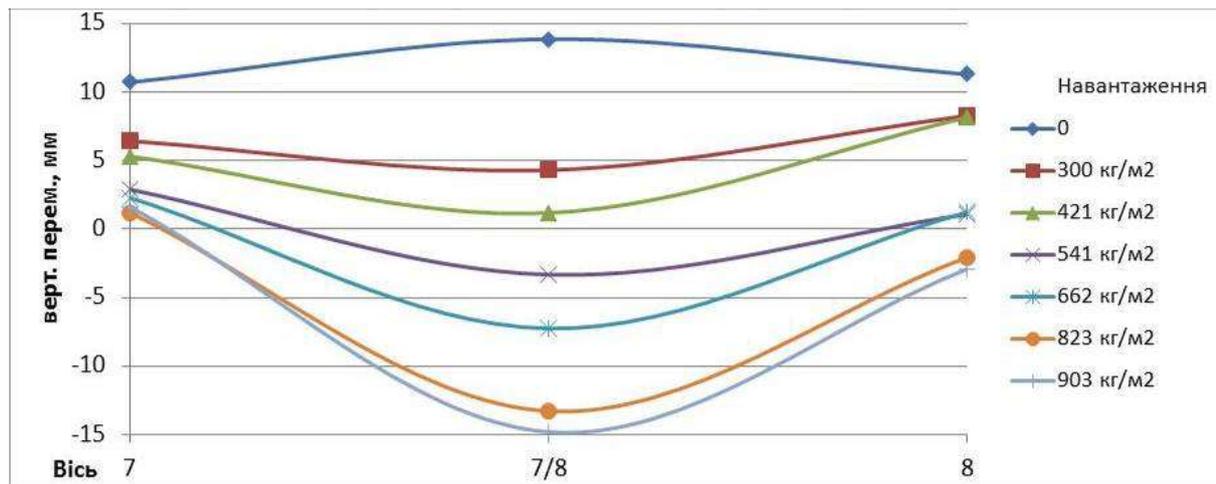


Рис. 4.23 – Максимальний прогин трьох балок в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В і 8/Б-В вздовж прольоту Б-В

Із проілюстрованих на рисунку 4.23 результатів вимірювань очевидно наступне:

- максимальні прогини двох балок Б3, розташованих по осях 7 і 8, мають подібну величину, що свідчить про вірно обрану схему розстановки вантажів на перекритті в процесі випробувань;
- прогини балки Б3, розташованої посередині кроку 7-8, більші за прогини ідентичних балок Б3, розташованих по осях 7 і 8, що пояснюється обпиранням балки Б3, розташованої посередині кроку 7-8, на головні балки Б2, що мали власний прогин (див. рис. 4.24) в процесі навантаження.

На рисунках 4.24 і 4.25 подані графіки зміни прогинів головних Б2 і другорядних Б3 балок в процесі завантаження перекриття. Значення стріли прогинів складає:

- для головних 5,6-метрових балок Б2 – 8,65 мм, що складає 1/647 прольоту;
 - для другорядних 8,7-метрових балок Б3 – 29,6 мм, що складає 1/294 прольоту;
- із врахуванням попереднього вигину – 17,8 мм, що складає 1/489 прольоту.

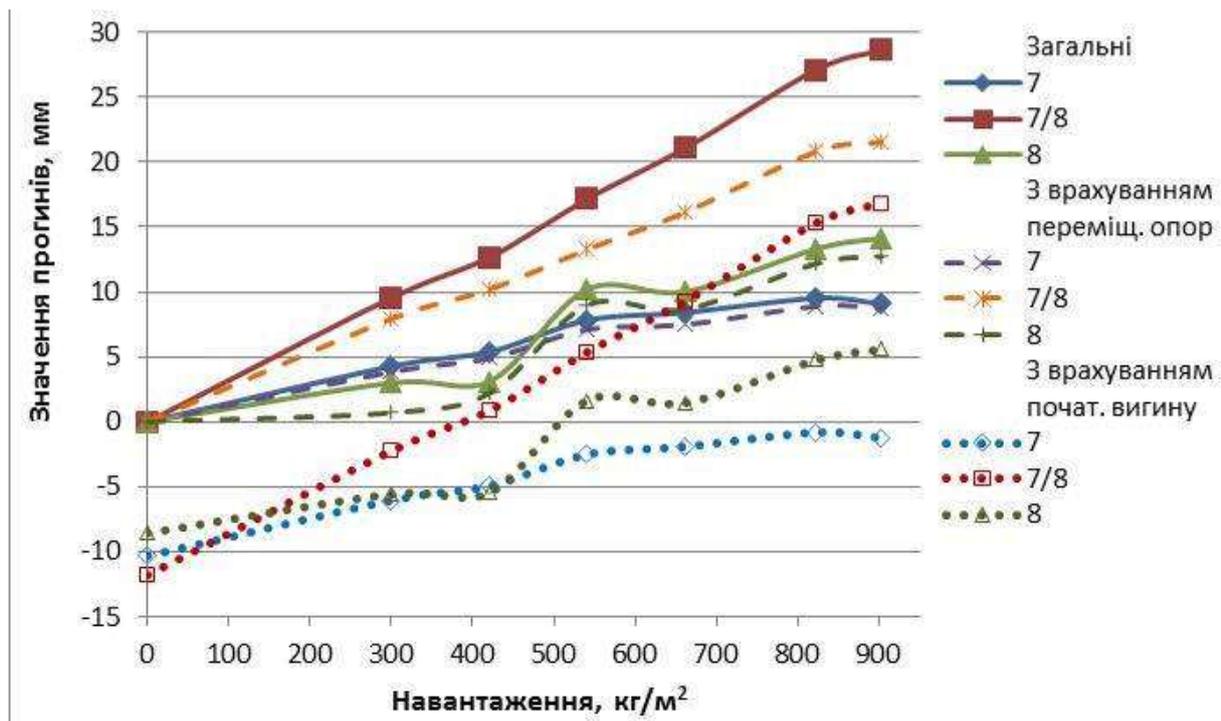


Рис. 4.24 – Зміна максимальних прогинів другорядних балок Б3

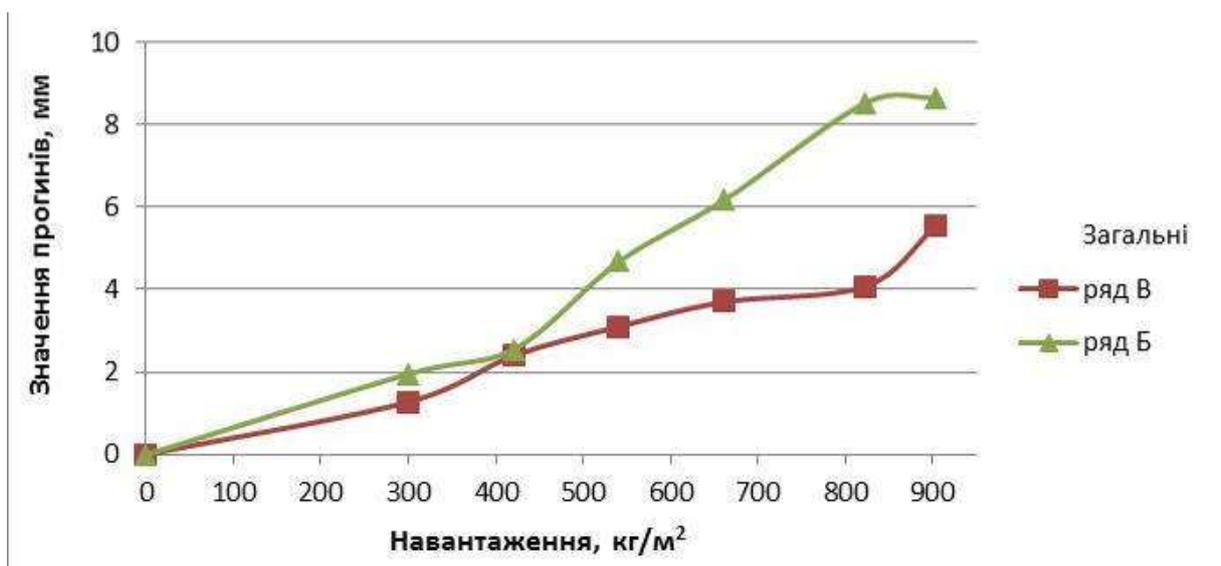
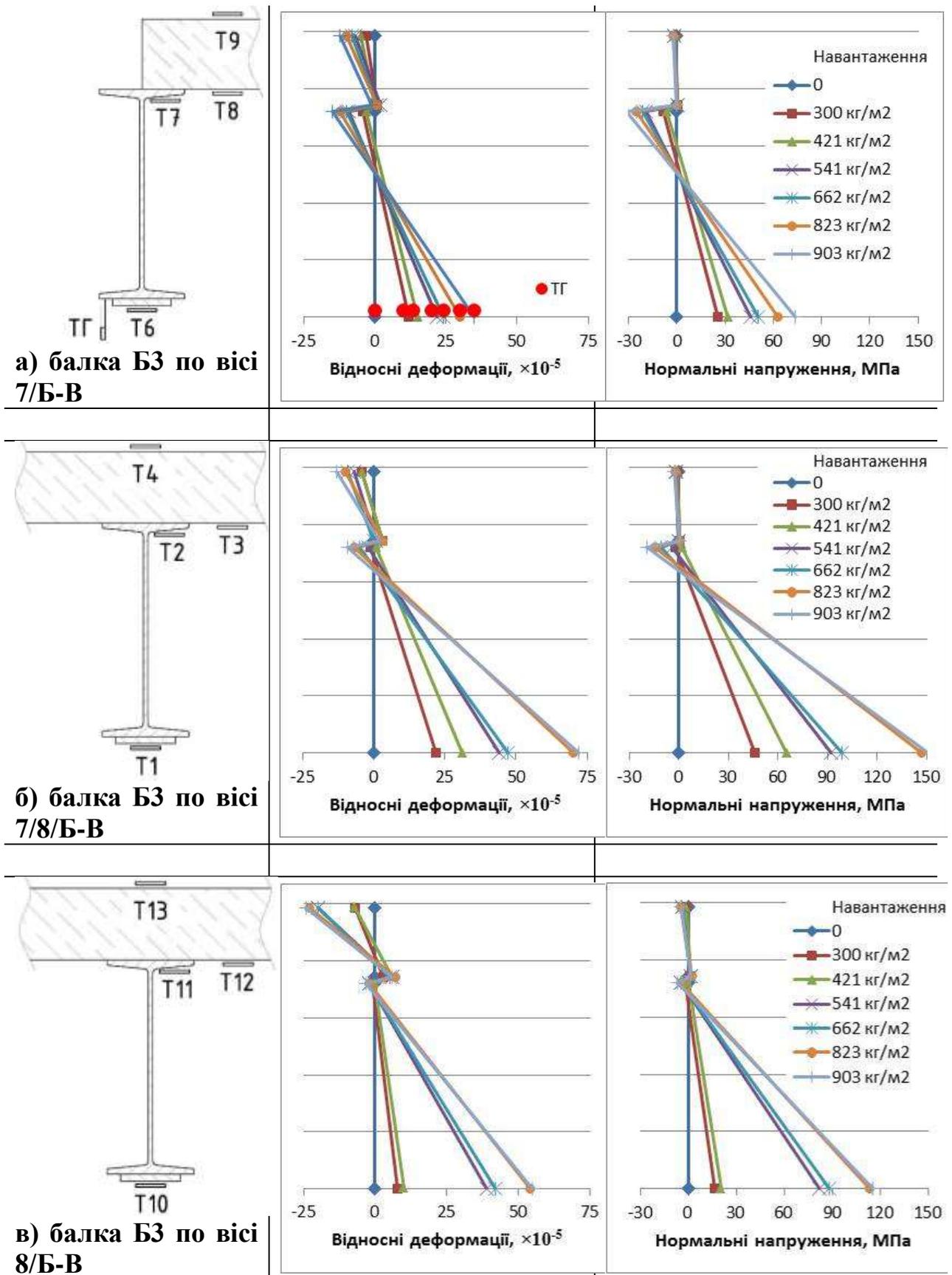


Рис. 4.25 – Зміна максимальних прогинів головних балок Б2

На рисунку 4.26 показано розвиток відносних деформацій, отриманих за результатами вимірів опору електротензрезисторів наклеєних у характерних точках СЗБ перерізів 3 балок Б3. По значенням відносних деформацій пораховані нормальні напруження в цих точках.

Аналізуючи подану на рисунку 4.26 інформацію щодо зміни в процесі завантаження відносних деформацій та напружень по висоті характерного перерізу (у зоні дії максимального згинаючого моменту) трьох сталевих балок, розташованих в осях 7/Б-В, 7/8/Б-В і 8/Б-В, можна зробити такі висновки:



- максимальні нормальні напруження на нижній грані сталезалізобетонного перерізу, пораховані по зафіксованим за допомогою наклеєного на полосі 12×100 мм дротяного електротензорезистора 2ПКБ-20-200ХБ відносним деформаціям, дорівнюють 151,2 МПа (для балки Б3 розташованої по вісі 7/8/Б-В – див. рис. 4.26, б), що менше розрахункового опору $R_y = 240$ МПа для фасонного і листового прокату класу міцності С245;
- нульова лінія напружень для трьох балок розміщена на різній висоті, що свідчить про різний вплив бетонної полицки різної ширини на роботу комбінованого сталезалізобетонного перерізу:
 - для крайньої балки експериментальної ділянки, розташованої по вісі 7/Б-В, нульова лінія розташована нижче, ближче до центру ваги сталевого перерізу, так як на цій балці бетонна плита була виготовлена тільки в одну сторону від сталеві балки (див. рис. 4.26, а);
 - для середніх балок експериментальної ділянки, розташованих в осях 7/8/Б-В і 8/Б-В, нульова лінія розташована вище, ближче до бетонної полицки, так як на цих балках бетонна плита включається симетрично в обидві сторони відносно вісі сталеві балки (див. рис. 4.26, б і в) і таким чином робоча ефективна ширина бетонної полицки для цих балок вдвічі більше у порівнянні з балкою по вісі 7/Б-В;
- зміна відносних деформацій нижньої полицки двотавра балки Б3 в осях 7/Б-В, отримані за показами електронезорезистора Т6 і тензометра Гугенбергера (див. рис. 4.26, а), мають ідентичний характер (максимальна розбіжність складала 16,7%, що пояснюється різною ціною поділки вказаних вимірювальних приладів) та свідчить про достатню точність і якість проведених вимірів під час натурного експерименту;
- на графіках зміни відносних деформацій (та як наслідок і напружень) для всіх трьох досліджуваних балок спостерігається різкий скачок деформацій на межі верхньої полицки сталеві двотавра та низу бетонної плити. Це можна пояснити кутом θ включення бетонної полицки в роботу комбінованого сталезалізобетонного перерізу безпосередньо поруч із її анкеруванням до верхньої полицки сталеві двотавра. Тобто електротензорезистори Т3, Т8 і Т12 на нижній грані бетонної плити були наклеєні в зоні послаблення. Електротензорезистори Т4, Т9 і Т13 наклеєні на верхню грань бетонної плити і могли давати хибні результати так як для верхніх шарів плити зафіксовано значно нижчий клас бетону за результатами неруйнівного контролю його міцності.

4.4 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням нелінійностей, що виникають під час їх багатостадійного виготовлення

4.4.1 Основні положення регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях попереднім напруженням. Як відомо, у сталезалізобетонних конструкціях перекриттів спільна робота монолітної залізобетонної плити із сталевими несучими балками забезпечується в процесі їх двостадійного створення. Спочатку монтують сталеві балки, а потім влаштовується монолітна залізобетонна поличка. Бетонування монолітної полички досить часто виконують по профільних листах, що слугує одночасно незнімною опалубкою та зовнішнім армуванням бетонної полички (див. рис. 4.27). Профільні листи опалубки розкладають по верхньому поясу сталевих балок.

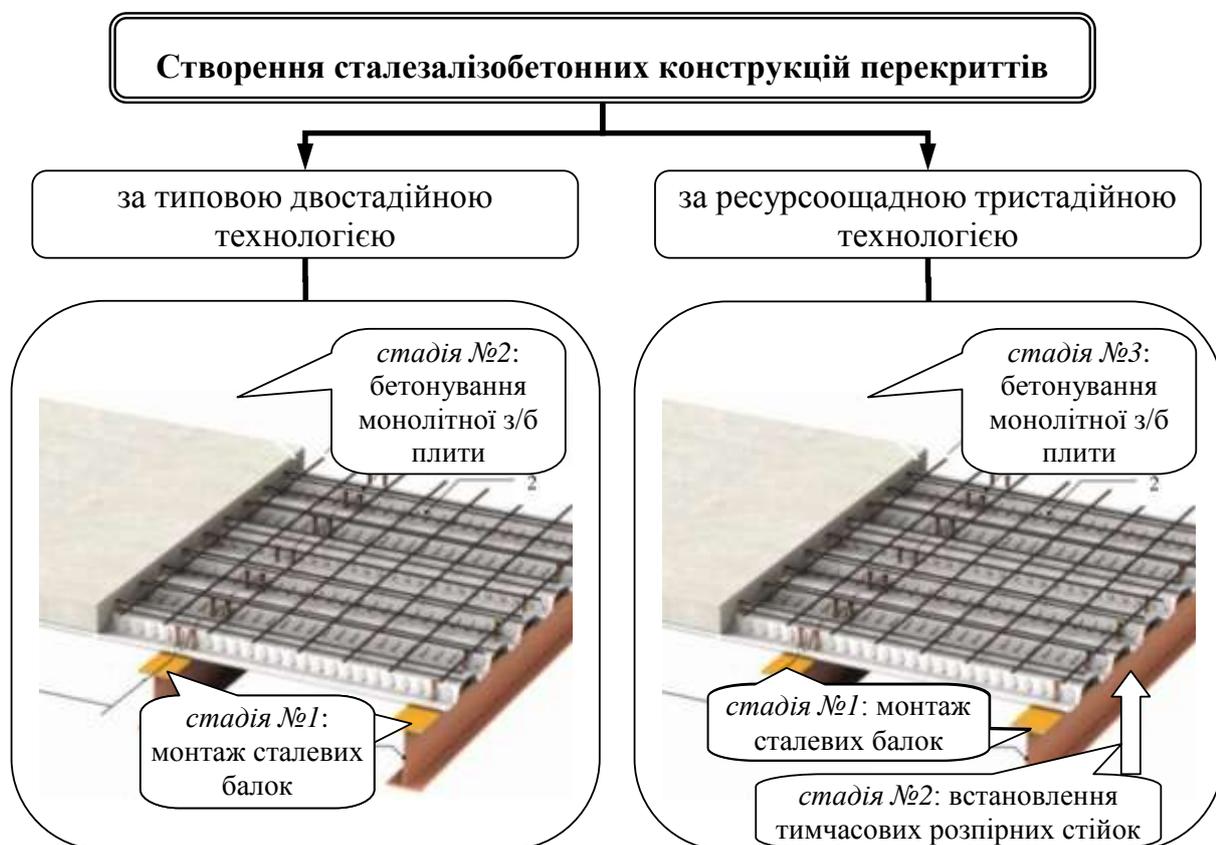


Рис. 4.27 – Багатостадійна технологія створення сталезалізобетонних перекриттів

За такою технологією створення сталеві балки самостійно сприймають власну вагу свіжекладеної бетонної суміші і отримують початковий напружено-деформований стан. Бетон включається в роботу композитного перерізу, змінюючи його жорсткість, після набору міцності. На корисне навантаження працюватиме вже композитний переріз. За рахунок відмінності його жорсткості від жорсткості початкового перерізу,

напружено-деформований стан балок буде розвиватися вже по іншому закону, що викликатиме двокусово генетичну (родовідну) нелінійність. Цієї генетичної нелінійності можна уникнути шляхом встановлення тимчасових інвентарних стійок під сталеві балки перекриття на період бетонування монолітної полицки (див. праву схему на рис. 4.27).

Якщо попереднім натягом встановлених інвентарних стійок створити протилежний експлуатаційному вигин сталевих балок перекриття, буде досягнуто їх попереднього напруження. Тоді реалізується вдале використання фізико-механічних властивостей використаних матеріалів: зусилля стиску сприйматимуться монолітним бетоном, а зусилля розтягу – сталевими балками.

За типової технології виготовлення сталезалізобетонних перекриттів досить часто лише нижня частина перерізу сталевих несучих балок працюватиме на розтяг. Відповідно, верхня частина сталевих балок працюватиме на стиск, що приводить до неефективного використання несучої здатності сталевих значно дорожчого за бетон стиснутого перерізу. Розглянемо зміну напружено-деформованого стану – генетичну нелінійність – компонентів комбінованого сталезалізобетонного перекриття під час його створення і експлуатації.

Стадія №1. Монтаж сталевих балок перекриття. На цьому етапі незалежно від типу опор балок у зв'язку із незначною їх власною вагою у порівнянні із корисним навантаженням та навантаженням від власної ваги залізобетонної плити, в поперечних перерізах сталевих балок будуть практично відсутні напруження $\sigma_1 \approx 0$ (див. рис. 4.28, а).

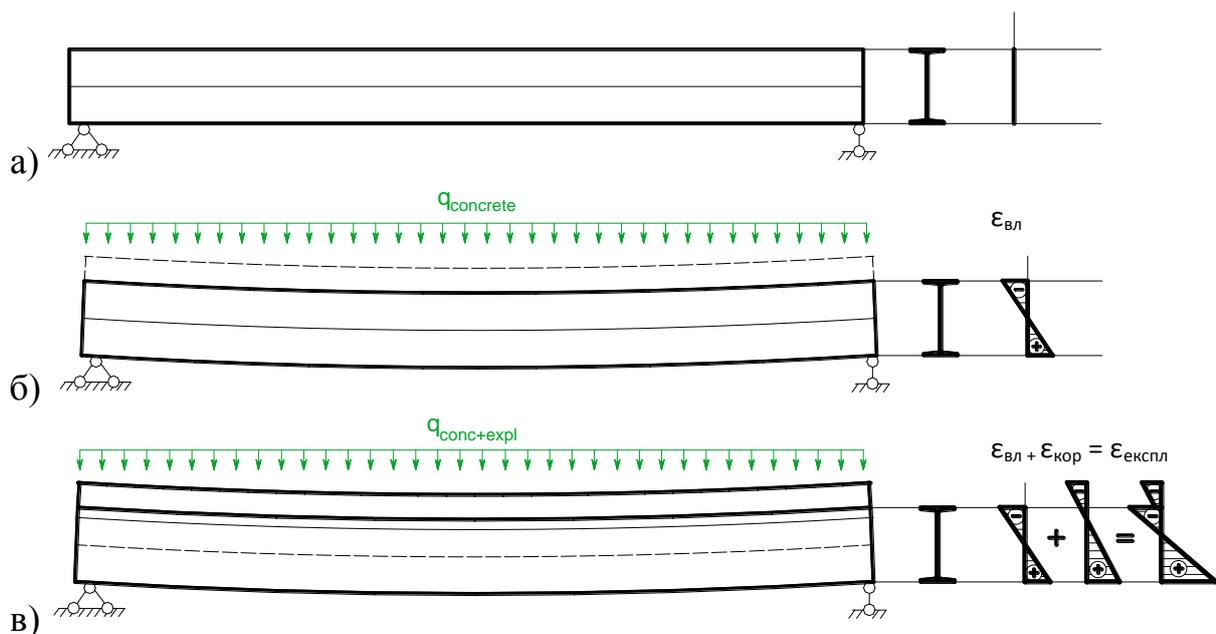


Рис. 4.28 – Стадії роботи комбінованого сталезалізобетонного перекриття, виготовленого за двостадійною технологією: а) монтаж сталевих балок; б) влаштування монолітної плити перекриття; в) експлуатаційна стадія

Стадія №2. Влаштування монолітної залізобетонної плити по незнімній опалубці із профільованого настилу, що вкладається по верхній полиці сталевому двотавру. На цьому етапі виключно сталева балка комбінованого сталезалізобетонного перерізу сприймає навантаження від власної ваги рухливої бетонної суміші, що, як було зазначено вище, практично рівне корисному навантаженню на перекриття для громадських і житлових будівель (див. рис. 4.28, б). При симетричному перерізі сталевих балок, розподіл напружень та відносних деформацій по висоті перерізу симетричний. Напруження у крайніх точках перерізу сталевому двотавру визначатимуться за формулою:

$$\sigma_2 = \pm \frac{M_{q_{concrete}}}{W_{x_s}}. \quad (4.1)$$

Стадія №3 – експлуатаційна стадія. На корисне навантаження комбінований сталезалізобетонний переріз працює сумісно (звичайно, за умови повного забезпечення сумісної роботи на зсув і відсутності проковзування між сталеву та бетонною частинами перерізу). При цьому центр ваги перерізу (і, зрозуміло, нейтральна вісь перерізу) змінює своє положення в сторону ближче до бетонної полицки у порівнянні із стадією роботи №2. У бетонній полицці напруження будуть розвиватися від ненапруженого (нульового) стану, а в той же час у сталевому двотаврові напруження на цій стадії накладаються на вже існуючі напруження, отримані на другій стадії роботи комбінованої конструкції (див. рис. 4.28, в). У наближених попередніх розрахунках з метою спрощення проведення розрахунків і уникнення необхідності накладання двох епюр в перерізах сталеву балки від двостадійності її навантаження, можливо не враховувати генетичну нелінійність роботи комбінованої конструкції, а підбирати необхідні геометричні параметри перерізу тільки по несучій здатності сталеву балки. Проте це приводить до значних запасів несучої здатності сталезалізобетонного перекриття за рахунок включення в сумісну роботу сталезалізобетонного перерізу бетонної полицки. Напруження у крайній нижній фібрі сталеву балки комбінованого перерізу будуть рівні:

$$\sigma_3^{нижн} = \sigma_2 + \frac{M_{q_{expl}}}{W_{x_{sc}}}, \quad (4.2)$$

а напруження у крайній верхній фібрі бетонної плити комбінованого перерізу:

$$\sigma_3^{верх} = -\frac{M_{q_{expl}}}{W_{x_{sc}}}. \quad (4.3)$$

Остання еюра розподілу напружень по висоті сталезалізобетонного перерізу на експлуатаційній стадії роботи конструкції (див. рис. 4.28, в), що отримана в результаті викладених логічних міркувань, має ідентичний вигляд із епюрою розподілу напружень по висоті перерізу

сталезалізобетонного перекриття із суцільними плитами виходячи з припущення повної сумісної роботи залізобетонної та сталеві складові згідно ДБН В.2.6-160:2010 «Сталезалізобетонні конструкції».

З метою раціонального перерозподілу зусиль та розвитку по всій висоті перерізу сталевих балок тільки розтягувальних зусиль розроблено, експериментально досліджено та доведено ефективність технології виготовлення напружених попередніми вигинами, що протилежні експлуатаційним, згинаних сталезалізобетонних конструкцій. Суть запропонованих заходів з раціонального перерозподілу зусиль полягає у наступному.

На *першій стадії* монтажу сталезалізобетонного перекриття – монтажу сталевих балок – встановлюють під них тимчасові розпірні стійки, за допомогою яких можна створювати початковий протилежний експлуатаційному вигин цих балок. Тобто на цьому етапі створюються напруження у поперечному перерізі сталеві балки протилежні тим, що діятимуть під час експлуатаційного навантаження (див. рис. 4.29, а). Цей вигин також можливо забезпечити температурними деформаціями нижньої полицки шляхом наварюванням до неї додаткової сталеві смуги, що додатково покращить геометричні характеристики перерізу. Слід відзначити, що забезпечити необхідний початковий вигин за допомогою температурних напружень досить складно, тому рекомендується у випадку застосування цього методу, контролювати вигин сталевих балок до необхідного рівня шляхом підстановки та натягу додаткових стійок.

Стадія №2. Під час влаштування монолітного перекриття стійки під сталевими балками залишаються. Тобто напружено-деформований стан сталевих балок не змінюється у порівнянні із стадією №1 – сталеві балки мають попередній вигин, що протилежний експлуатаційному (див. рис. 4.29, б). Для зменшення навантаження на додаткові стійки рекомендується монолітне залізобетонне перекриття влаштовувати по окремі інвентарній опалубці на власних стійках.

Стадія №3 – експлуатаційна стадія. На корисне навантаження комбінований сталезалізобетонний переріз працює сумісно. У бетонній полиці напруження будуть розвиватися від ненапруженого (нульового) стану, а в той же час у сталевому двотаврові напруження накладатимуться на вже існуючі протилежні експлуатаційним напруження, отримані на першій стадії роботи (див. рис. 4.29, в). Тут слід підкреслити, що підбором оптимальних параметрів попереднього вигину сталевих балок та раціональним співвідношенням жорсткостей сталеві й бетонні частин, можна досягнути тільки розтягувальних зусиль по всій висоті сталеві балки, як показано на останній епюрі рис. 4.29, в.

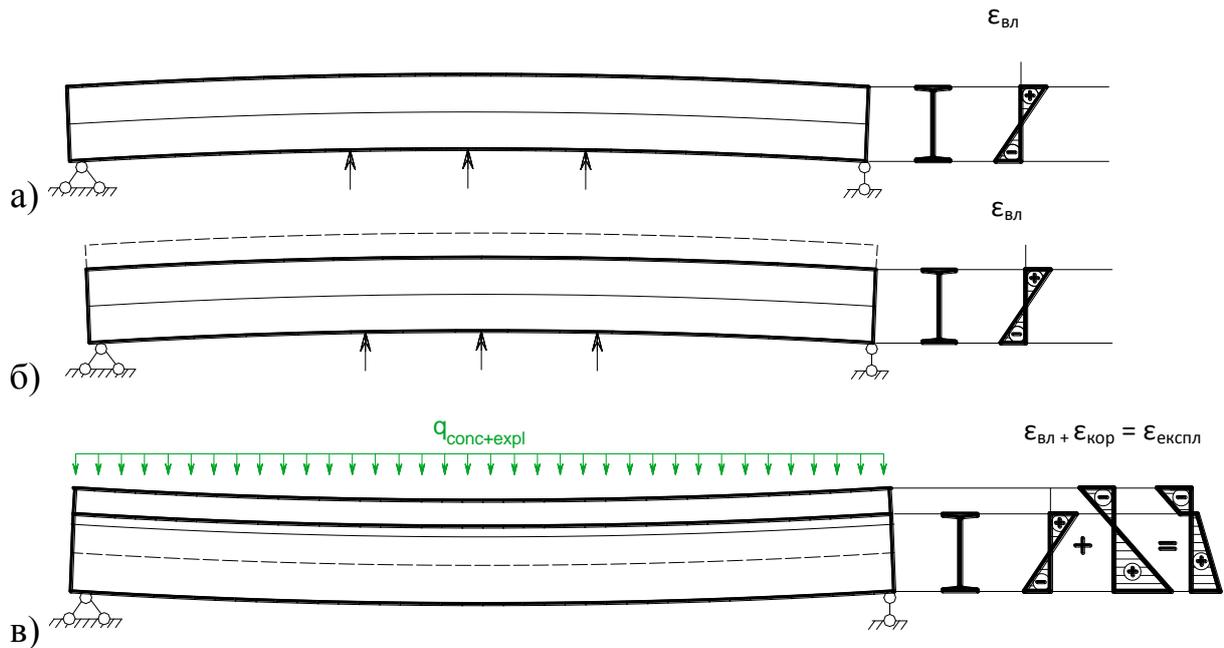


Рис. 4.29 – Стадії роботи комбінованого попередньо напруженого сталезалізобетонного перекриття: а) монтаж сталевих балок та створення їх попереднього вигину; б) влаштування монолітного залізобетонного перекриття при наявності тимчасових стійок під сталевими балками; в) експлуатаційна стадія

Проектний перерозподіл внутрішніх зусиль призводить до підвищення несучої здатності та жорсткості будівельної системи, тому може розглядатися як один із ресурсощадних заходів будівництва. Вказану позитивну особливість перерозподілу зусиль ефективно застосовано під час створення згинаних самонапружених сталезалізобетонних конструкцій.

Проте, як було зазначено у розділі 3, анкерні засоби між плитою та балкою мають певну податливість, що дозволить певний взаємний зсув (проковзування) шарів та впливатиме на перерозподіл зусиль між ними.

Саме тому дослідження напружено-деформованого стану попередньо напружених згинаних сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням генетичної (різного напружено-деформованого стану компонентів конструкції до забезпечення сумісної їх роботи) та геометричної нелінійностей (врахування зусиль зсуву у контактному шві) є актуальним.

4.4.2 Визначення внутрішніх зусиль у шарах сталезалізобетонного стержня. Визначимо вплив рівнодіючої дотичних зусиль T_z зв'язків зсуву, що накопичується по довжині стержня від його початку до розглядуваного перерізу на відстані z від початку стержня, на внутрішні зусилля у шарах згинаних сталезалізобетонних стержневих елементів. Виріжемо із сталезалізобетонної двохшарової балки, завантаженої поперечним навантаженням (див. рис. 4.30), елементарну ділянку довжиною dz на відстані z від лівої опори. Врівноважимо вирізану ділянку довжиною dz ,

замінивши відкинуті ліву та праву частини внутрішніми зусиллями, як показано на рисунку 4.31. Вирізану ділянку довжиною dz покажемо в деформованому вигляді із видаленими зв'язками зсуву та їх заміною на дотичні розподілені по довжині зусилля q_τ , дозволивши для наочності рисунку взаємний зсув між двома шарами. Зовнішнє рівномірно розподілене навантаження q на рисунках 4.30 і 4.31 показано умовно для прикладу; замість нього може бути будь-яке зовнішнє навантаження, що викликає поперечний згин у розглядуваному стержні.

На рисунку 4.31 вирізана елементарна ділянка довжиною dz , що врівноважена внутрішніми зусиллями замість відкинутих лівої та правої частини, для яких прийняті наступні позначення:

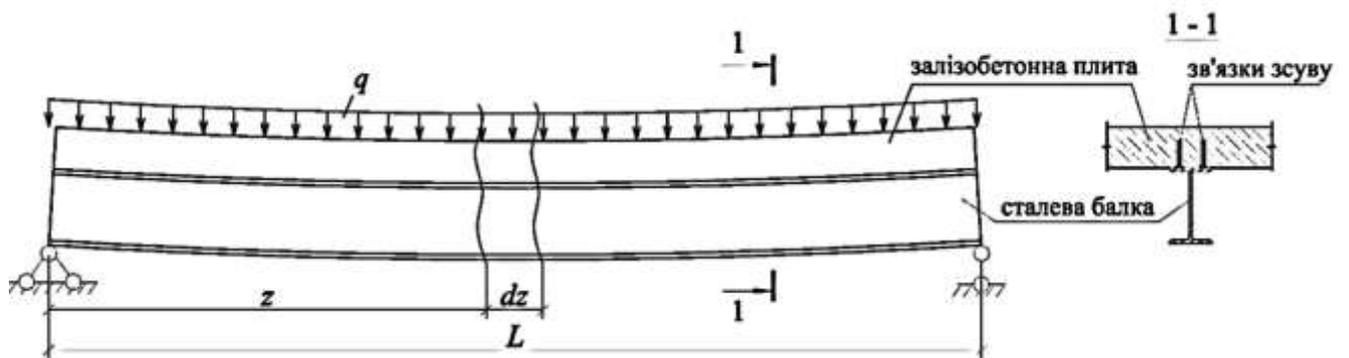


Рис. 4.30 – Загальний деформований вигляд двошарової сталезалізобетонної стержневої конструкції, що працює на поперечний згин

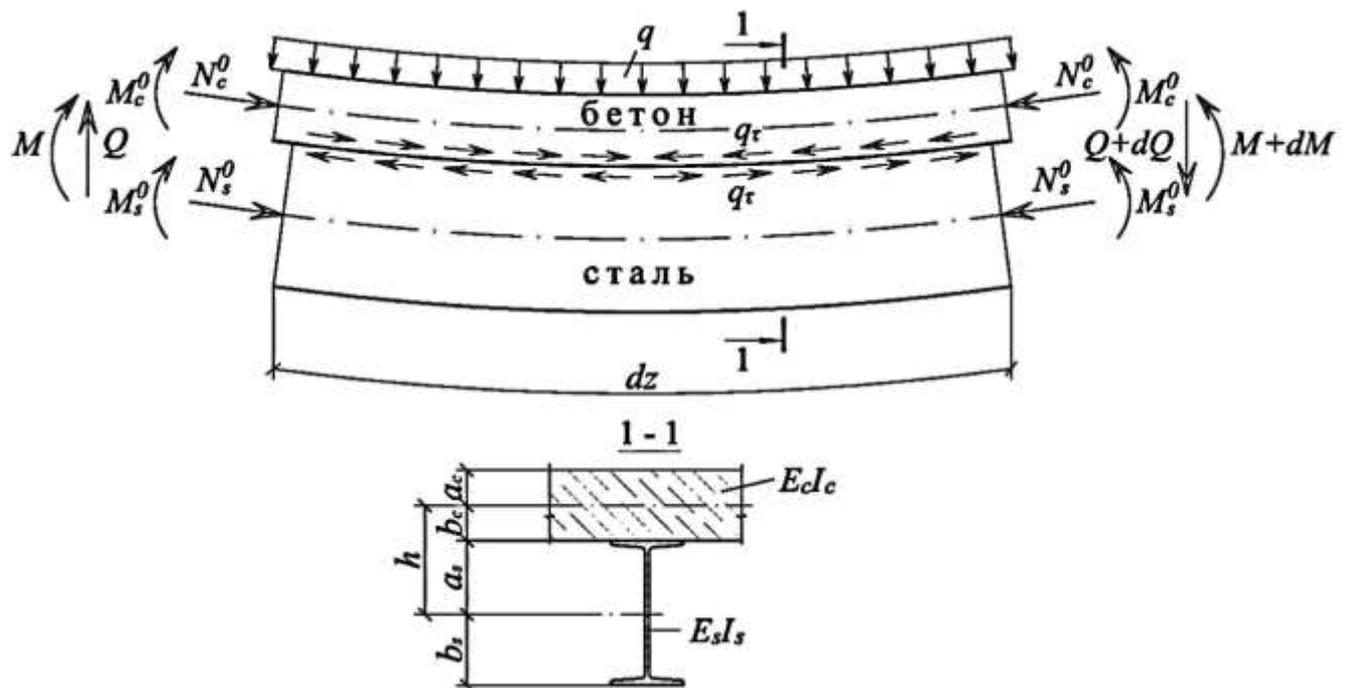


Рис. 4.31 – Елементарна ділянка двошарового згинаного сталезалізобетонного елемента із заміною зв'язків зсуву на дотичні зусилля, а відкинутих частин балки – на внутрішні зусилля

N_c^0, N_s^0 – поздовжні зусилля, що виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи від дії зовнішнього навантаження без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву (напрямок цих поздовжніх зусиль на стиск показано умовно). Ці поздовжні зусилля можуть виникати від зовнішніх сил при центральному чи позацентровому стиску двошарового елемента або під час попереднього напруження (обтиску чи розтягування) одного з шарів комбінованого елемента до забезпечення сумісної його роботи;

M_c^0, M_s^0 – згинальні моменти, що виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи від дії зовнішнього навантаження без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву. Ці згинальні моменти можуть виникати від зовнішніх сил при позацентровому стиску двошарового елемента або під час попереднього напруження (вигину) одного з шарів комбінованого елемента до забезпечення сумісної його роботи.

При завантаженні стержня після забезпечення сумісної роботи двох ненавантажених шарів тільки поперечним навантаженням, поздовжні зусилля N_c^0, N_s^0 та згинальні моменти M_c^0, M_s^0 будуть рівні нулю;

M, Q та $M + dM, Q + dQ$ – згинальний момент та поперечна сила, що виникають ліворуч та праворуч від вирізаної ділянки довжиною dz від дії зовнішнього навантаження (визначаються за результатами статичних розрахунків розглядуваного стержня у складі, наприклад, поперечної рами будівлі).

Розглянемо тепер окремо рівновагу нижнього сталевому та верхнього залізобетонного шарів вирізаної ділянки сталезалізобетонної балки, замінивши вплив відкинутого шару зосередженими зсувними зусиллями T_z , як показано на рисунку 4.32. Так як напруження від поперечної сили у контактному шві враховуватимуться дотичними зусиллями зсуву, визначеними із врахуванням фактичної жорсткості анкерних засобів, не будемо її позначати на врівноважених схемах досліджуваних ділянок сталезалізобетонного стержня.

Від позацентрово прикладеної зосередженої зсувної сили T_z у кожному із шарів (бетонному та сталевому) будуть виникати згинальні моменти, що позначимо відповідно M_c^T, M_s^T . Ці згинальні моменти будуть рівні:

– у бетонній верхній полиці:

$$M_c^T = T_z \cdot b_c; \quad (4.4)$$

– у сталевій нижній частині:

$$M_s^T = T_z \cdot a_s, \quad (4.5)$$

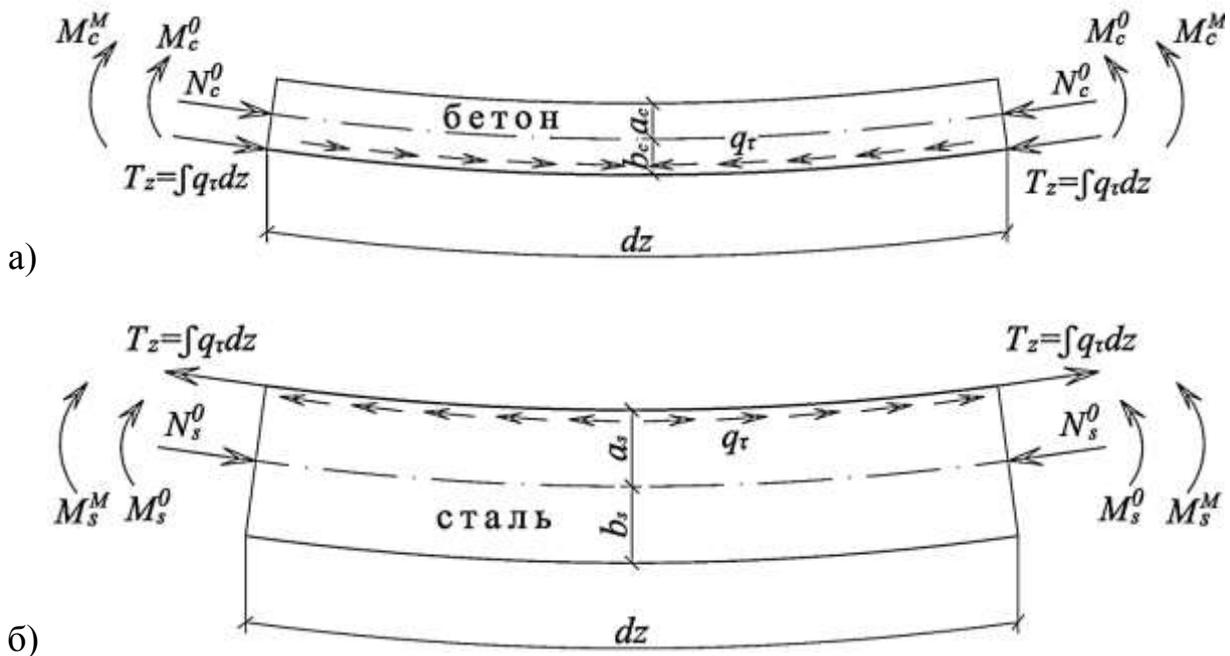


Рис. 4.32 – Верхній залізобетонний (а) та нижній сталевий (б) шари сталезалізобетонної балки, із заміною внутрішніми зусиллями відкинутих лівої та правої частин балки, а також нижнього чи верхнього шару

де b_c та a_s – відстані від центрів ваги бетонного та сталевого шарів відповідно до розділяючого їх контактного шва (див. рис. 4.32).

На рисунку 4.32 введено наступні позначення внутрішніх зусиль (окрім тих, що пояснені до рисунку 4.31):

M_c^M , M_s^M – частини згинального моменту, визначені за результатами статичних розрахунків від дії зовнішнього навантаження, що сприймаються бетонною та сталеві частинами відповідно. Для знаходження цих моментів покажемо вирізану ділянку довжиною dz сталезалізобетонної балки та вкажемо на ній радіус її кривизни ρ (див. рис. 4.33).

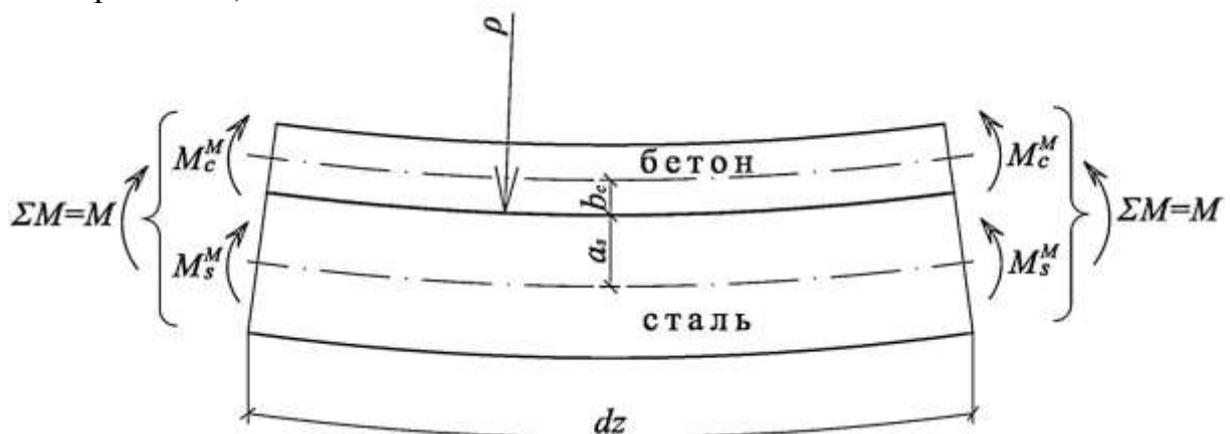


Рис. 4.33 – До визначення частин згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження, що сприймаються окремо кожним шаром сталезалізобетонної балки

Користуючись рівнянням Бернуллі пружної осі балки, визначимо кривизну всієї балки по контактному шву, а також окремо бетонної та сталевій частин, знехтувавши при цьому відмінністю радіусів кривизни контактної шару та центральних осей бетону і сталі через малість відстаней a_s та b_c у порівнянні із радіусом кривизни ρ балки:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{E \cdot I} = \frac{M_c^M}{E_c \cdot I_c} = \frac{M_s^M}{E_s \cdot I_s}, \quad (4.6)$$

де $E \cdot I$, $E_c \cdot I_c$, $E_s \cdot I_s$ – жорсткості на згин відповідно всього поперечного перерізу та окремо бетонного і сталевий шару сталезалізобетонної балки.

Із залежності (4.6) знаходимо:

– частину згинального моменту, що сприймається бетонною частиною:

$$M_c^M = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I}, \quad (4.7)$$

– частину згинального моменту, що сприймається сталевий частиною:

$$M_s^M = M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.8)$$

Відмітимо, що сума частин згинальних моментів, що сприймаються бетонною та сталевий частинами, має дорівнювати загальному згинальному моменту від дії зовнішнього навантаження:

$$M = M_c^M + M_s^M, \quad (4.9)$$

або

$$M = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I} + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.10)$$

Розділивши на M ліву та праву частини рівняння (4.10), отримаємо вираз для знаходження жорсткості на згин $E \cdot I$ всього поперечного перерізу у виразах (4.6)...(4.8):

$$E \cdot I = E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s. \quad (4.11)$$

З'ясувавши всі складові внутрішніх зусиль, що діють на вирізану ділянку сталезалізобетонного стержня, запишемо вирази для знаходження сумарних їх значень. Поздовжні зусилля в шарах сталезалізобетонної балки будуть рівні:

– у бетонній верхній полиці:

$$N_c = -N_c^0 - T_z; \quad (4.12)$$

– у сталевій нижній частині:

$$N_s = -N_s^0 + T_z. \quad (4.13)$$

Для перевірки залежностей (4.12) і (4.13) візьмемо суму всіх поздовжніх сил з одного боку перерізу двохшарового сталезалізобетонного стержня на його поздовжню вісь z (див. рис. 4.34). Ця сума має бути рівна нулю, так як поздовжні сили в стержні при згині дорівнюють нулю.

Поздовжні зусилля N_c^0 , N_s^0 у сумі поздовжніх сил не враховуємо, так як вони згідно прийнятих передумов (див. рис. 4.31) виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи на поперечний згин:

$$\sum N = T_z - T_z = 0. \quad (4.14)$$

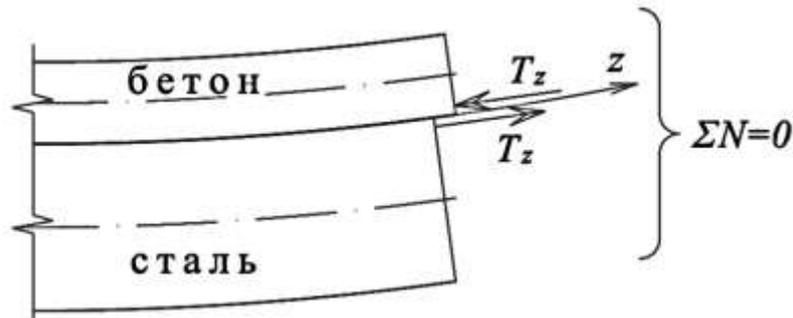


Рис. 4.34 – До визначення суми поздовжніх зусиль на поздовжню вісь стержня

Умова (4.14) виконується. Тепер запишемо вирази для знаходження згинальних моментів, що діють на шари сталезалізобетонної балки:

– у бетонній верхній полиці:

$$M_c = M_c^0 - M_c^T + M_c^M = M_c^0 - T_z \cdot b_c + M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I}; \quad (4.15)$$

– у сталевій нижній частині:

$$M_s = M_s^0 - M_s^T + M_s^M = M_s^0 - T_z \cdot a_s + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.16)$$

Примітка. Знаки складових внутрішніх зусиль у формулах (4.12)-(4.13) та (4.15)-(4.16) вказані із врахуванням напрямків зусиль, показаних на рисунку 4.6.

Підкреслимо, що згинальний момент M^T від позацентрово прикладеного зсувного зусилля, завжди протидіє згинальним моментам M^M , що сприймають два шари, таким чином розвантажуючи їх і збільшуючи допустимий згинальний момент M , що може сприйняти весь комбінований сталезалізобетонний стержень.

Для контролю розкладення згинальних моментів, візьмемо суму всіх згинальних моментів з одного боку перерізу двохшарового сталезалізобетонного стержня відносно точки A , знайшовши при цьому власні згинаючі моменти від зсувного зусилля, а не використавши M_c^T , M_s^T , що були знайдені раніше відносно центрів ваги кожного шару (див. рис. 4.35). Ця сума має бути рівна згинаючому моменту M від зовнішнього навантаження. Згинаючі моменти M_c^0 , M_s^0 у сумі моментів також не враховуємо, так як вони згідно прийнятих передумов (див. рис. 4.31)

виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи на поперечний згин:

$$\sum M = -T_z \cdot h_c + T_z \cdot h_c + M_c^M + M_s^M = M ; \quad (4.17)$$

$$M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I} + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M . \quad (4.18)$$

Врахувавши вираз (4.11), умова (4.18) виконується.

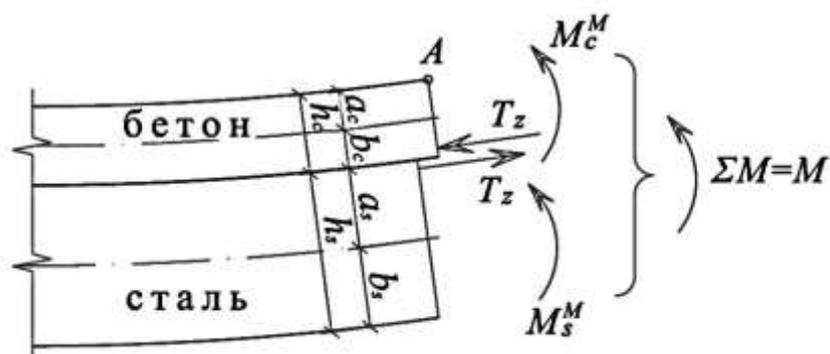


Рис. 4.35 – До визначення суми згинальних моментів з одного боку перерізу стержня

Таким чином, залежності (4.12)-(4.13) та (4.15)-(4.16) дають можливість визначати внутрішні зусилля у шарах згинаного сталезалізобетонного стержня із врахуванням, по-перше, внутрішніх зусиль, що діють у них до включення обох шарів у сумісну роботу, та, по-друге, дійсної жорсткості зв'язків зсуву (анкерів).

4.4.3 Визначення деформацій та напружень у шарах сталезалізобетонного стержня. Згинальний момент M викликає викривлення поздовжніх осей сталевих та бетонних шарів композитного стержня за однаковими кривими $y(z)$. Однією з умов виконання цього припущення є те, що, як було зазначено вище, шари безпосередньо прилягають один до одного і в процесі навантаження відсутні деформації взаємного обтиснення. Диференціальне рівняння прогинів $y(z)$ при відносно малій їх величині має наступний вигляд:

$$y(z)'' = -\frac{M}{E \cdot I} . \quad (4.19)$$

Згідно закону Гука в розгорнутому вигляді, відносні деформації волокон будуть знаходитись за формулою:

– при згині:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{M \cdot y}{E \cdot I} , \quad (4.20)$$

де y – відстань від нейтральної вісі перерізу до розглядуваного волокна;

– при розтягу чи стиску:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{E \cdot A}. \quad (4.21)$$

Тоді із врахуванням позначень внутрішніх зусиль, що діють у кожному шарі сталезалізобетонного стержня (див. рис. 4.32), та залежностей (4.20) і (4.21) між внутрішніми зусиллями та відносними деформаціями, запишемо вирази для визначення деформацій крайніх волокон шарів сталезалізобетонного стержня в загальному вигляді:

– у бетонній верхній полиці:

$$\varepsilon_c^{верх} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} - \frac{M_c^0 \cdot a_c}{E_c \cdot I_c} + \frac{M_c^T \cdot a_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_1}{E \cdot I}; \quad (4.22)$$

$$\varepsilon_c^{нижн} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_c^T \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_2}{E \cdot I}; \quad (4.23)$$

– у сталевій нижній частині:

$$\varepsilon_s^{верх} = -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M_s^T \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{M \cdot y_2}{E \cdot I}; \quad (4.24)$$

$$\varepsilon_s^{нижн} = -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} + \frac{M_s^0 \cdot b_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{M_s^T \cdot b_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M \cdot y_3}{E \cdot I}. \quad (4.25)$$

Знаючи зв'язок між відносними деформаціями волокон та внутрішніми зусиллями (див. (4.22)...(4.25)), визначимо взаємний зсув двох шарів через внутрішні зусилля в них. Як показано на рисунку 4.36, взаємний зсув Δ_{zc} вздовж розділяючої площини шва дорівнює різниці зміщень нижнього волокна вище розташованого шару w_c^H та верхнього волокна нижче розташованого шару w_s^G :

$$\Delta_{zc} = w_c^H - w_s^G. \quad (4.26)$$

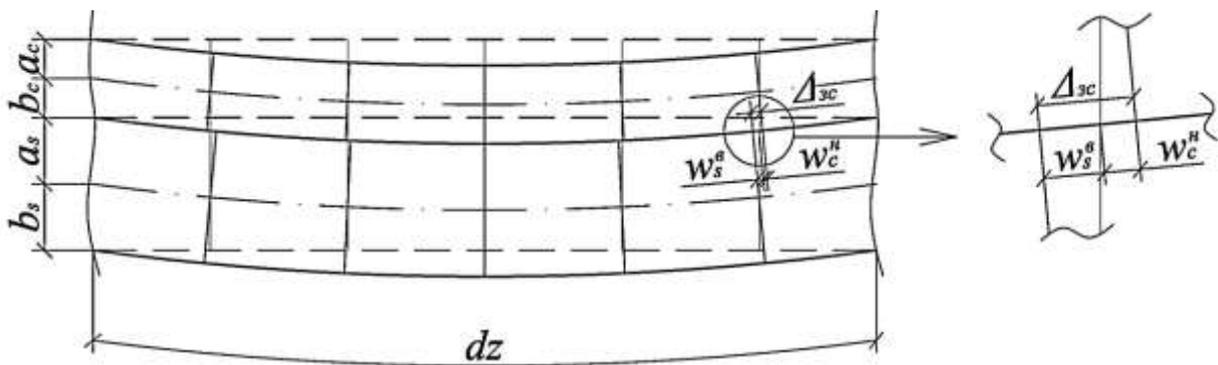


Рис. 4.36 – До визначення зміщень (взаємного зсуву Δ_{zc}) верхнього волокна нижче розташованого шару w_c^H та нижнього волокна вище розташованого шару w_s^G

Зміщення нижнього волокна вище розташованого шару w_c^H є додатнім, так як ці волокна прагнуть розтягуватися. Зміщення верхнього

волокна нижче розташованого шару w_s^6 є від'ємним, так як ці волокна прагнуть стискатися. Тобто з математичної точки зору згідно (4.26) взаємний зсув Δ_{zc} дорівнює сумі абсолютних зміщень суміжних волокон двох шарів.

По значенням абсолютних зміщень волокон w на певній ділянці стержня довжиною dz можливо записати їх відносні поздовжні деформації ε :

$$\varepsilon = \frac{dw}{dz} = w'. \quad (4.27)$$

Підставивши у формулу (4.26) значення відносних деформацій згідно (4.27) для крайніх волокон нижнього та верхнього шарів та продиференціювавши, отримаємо:

$$\Delta'_{zc} = \varepsilon_c^H - \varepsilon_s^6. \quad (4.28)$$

Підставивши вирази (4.23) та (4.24) в (4.28), отримаємо вираз для похідної взаємного зсуву у контактному шві Δ'_{zc} :

$$\Delta'_{zc} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_c^T \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M_s^T \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{2My_2}{E \cdot I}$$

Або цей вираз запишемо у вигляді:

$$\Delta'_{zc} = T_z \cdot \delta_T + \delta_0, \quad (4.29)$$

де коефіцієнти рівняння (4.29) будуть рівні:

$$\delta_T = -\frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{1}{E_s \cdot A_s} - \frac{b_c^2}{E_c \cdot I_c} + \frac{a_s^2}{E_s \cdot I_s}; \quad (4.30)$$

$$\delta_0 = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}.$$

При відсутності зовнішніх поздовжніх сил та згинальних моментів на окремі шари сталезалізобетонного стержня до забезпечення сумісної їх роботи, а дії на стержень тільки поперечного навантаження, другий коефіцієнт з (4.30) прийме вигляд:

$$\delta_0 = -\frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}. \quad (4.31)$$

Згідно залежностей $q_\tau = \chi \cdot \Delta_{zc}$ та $T_z' = q_\tau$, взаємний зсув Δ_{zc} дорівнює:

$$\Delta_{zc} = \frac{q_\tau}{\chi} = \frac{T_z'}{\chi}, \quad (4.32)$$

де χ – жорсткість зв'язків зсуву (анкерних засобів).

Продиференціювавши вираз (4.32) і прирівнявши його до (4.29) при постійному значенні жорсткостей зв'язків зсуву по довжині стержня, матимемо:

$$\frac{T_z''}{\chi} - T_z \cdot \delta_T = \delta_0. \quad (4.33)$$

При поперечному згині за відсутності зовнішніх поздовжніх сил та згинальних моментів на окремі шари сталезалізобетонного стержня до забезпечення сумісної їх роботи, вираз (4.33) прийме вигляд:

$$\frac{T_z''}{\chi} - T_z \cdot \delta_T = -\frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}. \quad (4.34)$$

Для монолітної балки жорсткість зв'язків зсуву рівна безкінечності. Поздовжні зсувні зусилля T_z в такій балці будуть змінюватися по тому ж закону, що і згинальний момент M^0 , а зсувні напруження τ_{xz} – по закону поперечної сили Q . Визначимо для цього випадку за формулою (4.34) рівнодіючу дотичних зусиль T_z та порівняємо її із значенням, знайденим за формулою Д.І. Журавського. При $\chi \rightarrow \infty$, перший доданок виразу (4.34) $\frac{T_z''}{\chi} \rightarrow 0$. Тоді із (4.34) матимемо:

$$T_z = \frac{2 \cdot M \cdot y_2}{\delta_T \cdot E \cdot I}. \quad (4.35)$$

Із врахуванням, що $T_z = \tau_{xz} \cdot b_y \cdot dz$, та диференціальної залежності при згині між згинальним моментом та поперечною силою $\frac{dM}{dz} = Q$, за формулою визначення дотичних напружень Д.І. Журавського (4.35) матимемо:

$$T_z = \frac{M \cdot S^{vidc}}{I}, \quad (4.36)$$

де S^{vidc} – статичний момент відсіченої частини відносно центральної осі приведенного (по модулю пружності будь-якої частини) перерізу;

I – момент інерції всього приведенного перерізу.

Прирівнявши вирази (4.35) і (4.36) матимемо:

$$\frac{S^{vidc}}{I} = \frac{2 \cdot y_2}{\delta_T \cdot E \cdot I}. \quad (4.37)$$

За допомогою формули (4.37) можливо визначити відношення S^{vidc}/I як для монолітного стержня, виражене через елементи перерізів окремих частин, що складають весь стержень.

Знаючи вирази для визначення деформацій волокон шарів композитного стержня та внутрішні зусилля в них, можна визначити нормальні напруження у відповідних перерізах. За умови, що матеріали композитного стержня працюють по лінійній залежності між напруженнями та деформаціями, напруження в характерних перерізах можливо знаходити за відомими залежностями механіки деформівного твердого тіла:

$$\sigma_i = \sum \frac{N_i}{\varphi_i \cdot A_i} + \sum \frac{M_i}{I_i} \cdot y_i. \quad (4.38)$$

Якщо перед обчисленням напружень відносні деформації крайніх волокон вже визначені за залежностями (4.22)...(4.25), то в пружній стадії роботи сталеві частини перерізу, враховуючи конструктивні особливості розглядуваних згинаних СЗБК, нормальні напруження в перерізі з точністю необхідною для інженерних розрахунків можуть визначатися за законом Гука:

$$\sigma_i = E_i \cdot \varepsilon_i. \quad (4.39)$$

У залежності від жорсткості χ зв'язків зсуву (анкерних засобів), на отриманій епюрі нормальних напружень можуть бути скачки по висоті перерізу, що будуть рівні q'_t/χ , але нахил епюри до осової лінії буде однаковим.

У випадку тільки поперечного згину складеного двохшарового стержня, значення поздовжніх сил N_i^0 будуть рівні нулю і в розрахунках буде враховуватися тільки згинальний момент від зовнішнього навантаження.

Для визначення дотичних напружень τ_{xz} , наприклад, в сталевій частині стержня, розглянемо рівновагу вирізаної із двохшарового сталезалізобетонного стержня (див. рис. 4.4) ділянки сталевого двотавра довжиною dz та висотою $y_s + a_s$, яку показано на рисунку 4.37.

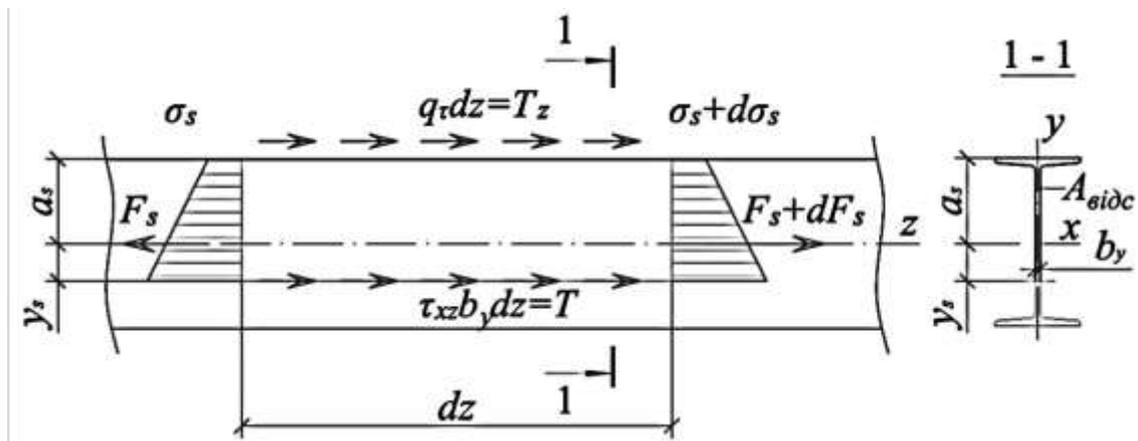


Рис. 4.37 – Вирізана ділянка сталевий двотавра довжиною dz та висотою $y_s + a_s$ із позначеними зусиллями для визначення дотичних напружень τ_{xz}

Спроектуємо всі зусилля, що показані на ділянці сталевий двотавра на рисунку 4.11, на поздовжню вісь стержня z :

$$T + T_z - F_s + F_s + dF_s = 0 \quad \text{або} \quad T + T_z + dF_s = 0. \quad (4.40)$$

Враховуючи, що $T = \tau_{xz} \cdot b_y dz$, $T_z = q_\tau dz$ та $dF_s = d \int_{A_{\text{вiдc}}} \sigma_s dA$, вираз (4.40)

запишемо у вигляді:

$$\tau_{xz} \cdot b_y dz + q_\tau dz + d \int_{A_{\text{вiдc}}} \sigma_s dA = 0. \quad (4.41)$$

Із врахуванням формул (4.38), а також (4.13) і (4.16), матимемо:

$$\tau_{xz} b_y dz + q_\tau dz + \left(\frac{dT_z}{dz} - \frac{dN_s^0}{dz} \right) \frac{1}{A_s} \int_{A_{\text{вiдc}}} dA + \left(\frac{dM_s^0}{dz} - \frac{dT_z a_s}{dz} + \frac{dM}{dz} \cdot \frac{E_s I_s}{EI} \right) \frac{1}{I_s} \int_{A_{\text{вiдc}}} y_s dA = 0 \quad (4.42)$$

Поділивши кожний доданок рівняння (4.42) на $b_y \cdot dz$ та врахувавши, що $N_s^0 = \text{const}$, $\frac{dT_z}{dz} = q_\tau$ і згідно диференціальної залежності при згині $\frac{dM_s^0}{dz} = Q_s^0$, а також формули для знаходження статичного моменту площі

поперечного перерізу $\int_{A_{\text{вiдc}}} y_s dA = S_x^{\text{вiдc}}$, отримаємо:

$$\tau_{xz} = \frac{1}{b_y} \cdot \left[-q_\tau \cdot \left(\frac{A_{\text{вiдc}}}{A_s} + 1 \right) - \left(Q_s^0 - q_\tau \cdot a_s + Q \cdot \frac{E_s I_s}{EI} \right) \cdot \frac{S_x^{\text{вiдc}}}{I_x} \right]. \quad (4.43)$$

Таким чином, за допомогою залежностей (4.39) та (4.43) можливо визначати відповідно нормальні та дотичні зусилля у будь-якій точці по висоті поперечного перерізу згинаного двохшарового елемента із врахуванням фактичної жорсткості з'єднувального шару та дійсної діаграми роботи матеріалів.

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТИКІВ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ ІЗ ПІДВИЩЕНИМ ОПОРОМ ЗРІЗУ ВАРІАЦІЙНИМ МЕТОДОМ У ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ БЕТОНУ

5.1 Стики залізобетонних конструкцій споруд цивільного захисту із підвищеним опором зрізу

Загальновідомо, що стіни захисних споруд зводяться із збірних залізобетонних панелей, бетонних блоків, монолітного залізобетону; покриття – монолітними, збірними або збірно-монолітними із забезпеченням надійного зв'язку між елементами у своїй площині та зі стінами або колонами. Сумісна робота збірного і монолітного бетону при проектуванні забезпечується за допомогою розрахункових, конструктивних та технологічних заходів. Варіанти облаштування контактного стику можуть бути різними та залежать від виду поверхні збірного елемента (гладка, шорстка, шпонкова), передбачається необхідність його розрахунку.

При проектуванні збірно-монолітних конструкцій сховищ необхідно забезпечувати за допомогою різноманітних розрахункових, конструктивних та технологічних заходів надійну роботу збірних елементів при бетонуванні монолітної частини, а також надійний зв'язок і сумісну роботу монолітного бетону із бетоном збірних конструкцій.

Забезпечення несучої здатності контактної збірного елемента й монолітного бетону потребує виконання його розрахунку. Варіанти облаштування такого стику можуть бути різними та залежать від виду поверхні збірного елемента (гладка, шорстка, шпонкова).

Особливу увагу при проектуванні збірних і збірно-монолітних систем також необхідно приділяти стикам несучих елементів, які забезпечують їхню сумісну роботу під навантаженням. Серед них істотну роль відіграють шпонкові з'єднання, котрі мають підвищений опір зрізу.

На рис. 5.1, а наведені збірні частини збірно-монолітних ригелів перекриття, котрі на торцевих гранях мають рифлення для утворення шпонкового стику із колоною (рис. 5.1, б і рис. 5.2).

Шпонки передбачені по торцях плит перекриття, вони утворюються за рахунок вдавлення бетонних укладишів у порожнину на глибину 150 мм і подальшого замонолічування (рис. 5.2).

У разі використання збірної частини збірно-монолітних ригелів у вигляді лотка доцільно влаштувати шпонковий профіль на його внутрішній поверхні (рис. 5.3).

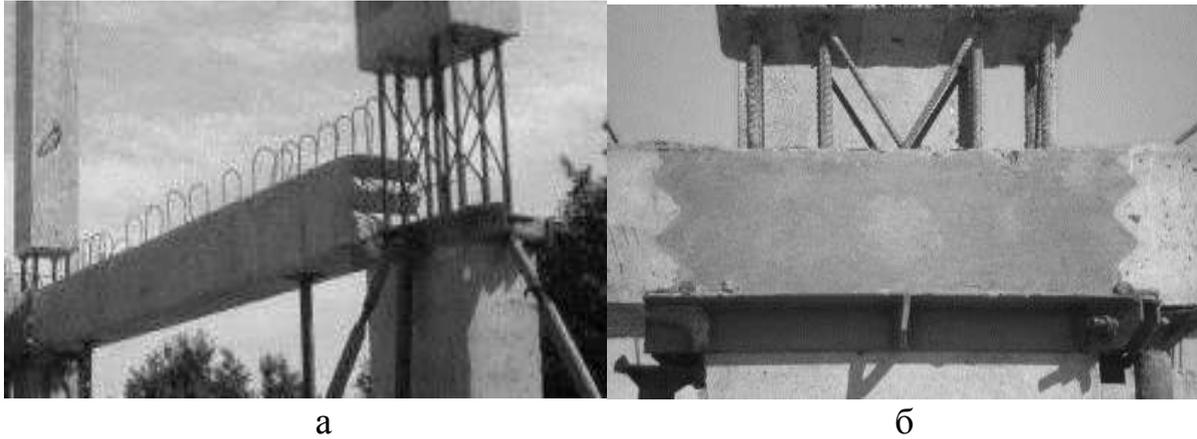


Рис. 5.1 – Шпонковий профіль на торцевих частинах збірних елементів ригелів (а) і стик збірної частини ригеля з колоною (б) після замонолічування [21]

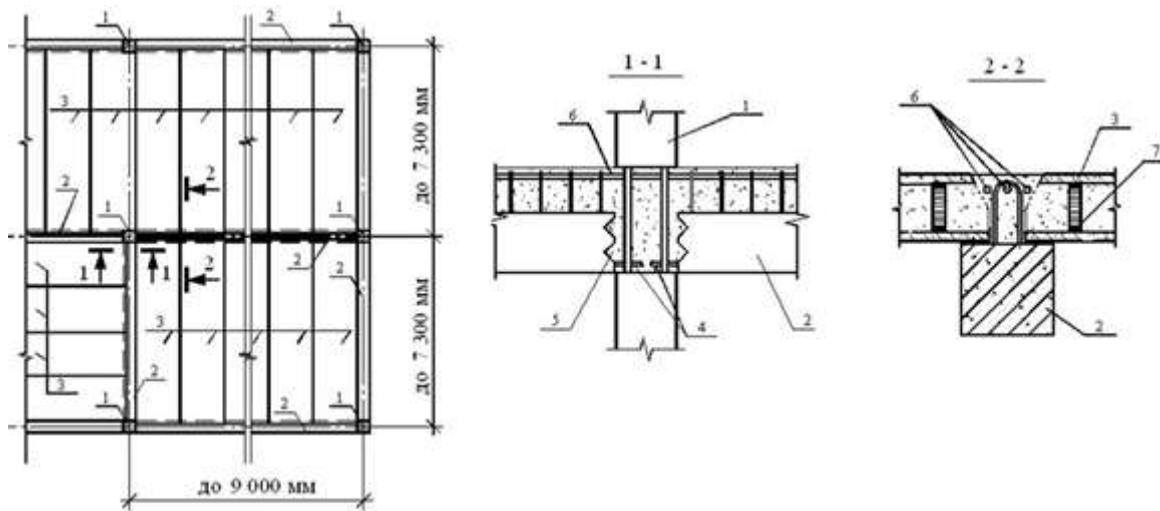


Рис. 5.2 – Конструктивні рішення стиків збірно-монолітної системи: 1 – колона; 2 – збірний елемент ригеля; 3 – багатопустотна плита перекриття; 4 – випуски поздовжньої робочої арматури; 5 – шпонки в торці ригеля; 6 – опорна робоча арматура збірно-монолітного ригеля [21]

Шпонковий профіль на торцевих гранях збірного елемента ригеля та в межах контактної стики збірного і монолітного бетону (рис. рис. 5.4.) передбачений в [1; 7].

До недоліків перекриттів конструктивної системи з навішуванням багатопустотних плит на залізобетонні ригелі [6] опоненти відносять можливе зниження надійності опорних перерізів плит, утворених замоноліченими бетонними шпонками, через неможливість гарантувати відсутність крихкого їх руйнування, особливо при динамічних впливах і низькій якості робіт при виконанні опорних вузлів.

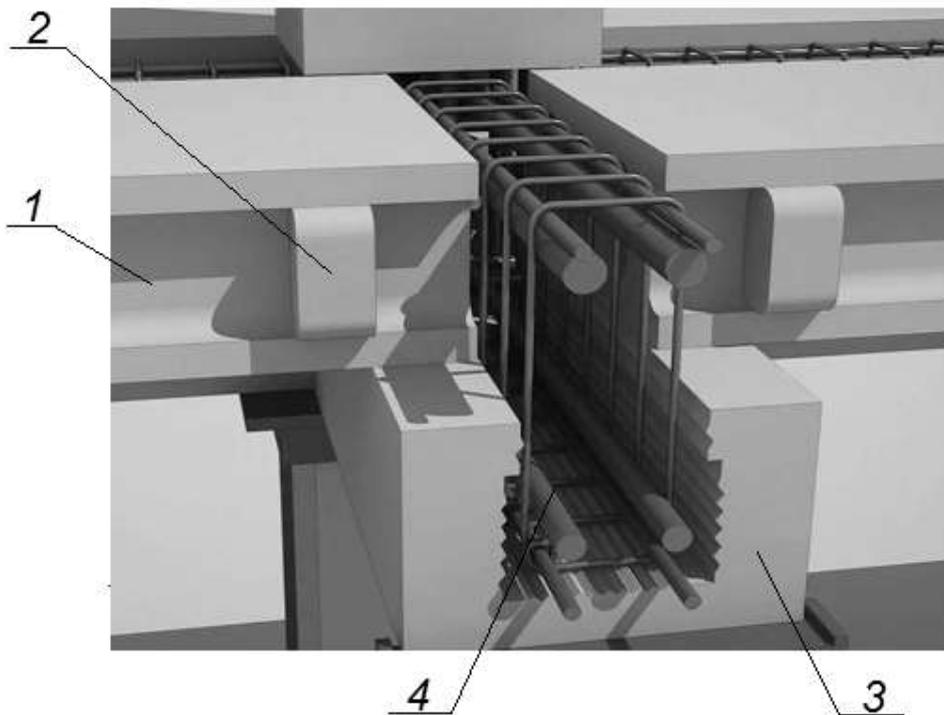


Рис. 5.3 – Модель вузла обпирання плити на ригель: 1 – збірна багатопустотна плита; 2 – заглушки з пінополістеролу; 3 – лоткова збірна частина збірно-монолітного ригеля; 4 – монолітна частина ригеля

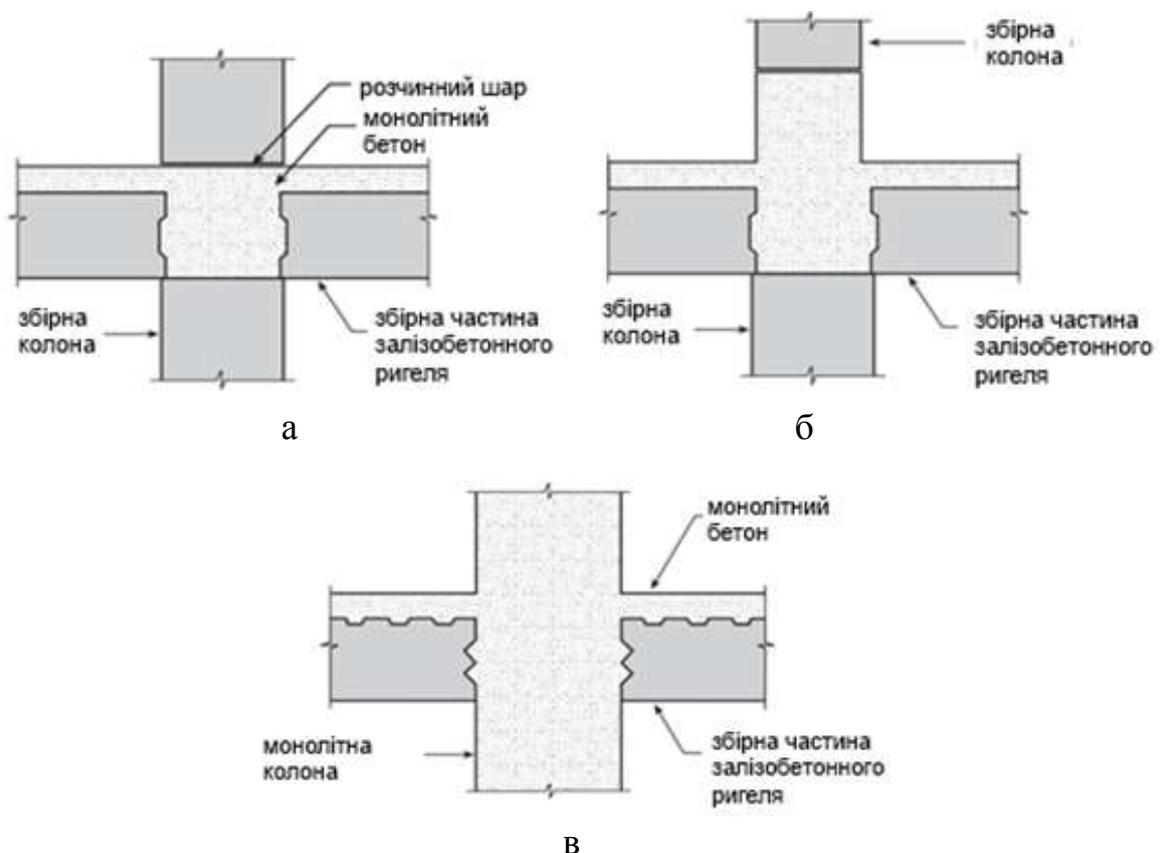


Рис. 5.4 – Варіанти шпонкового стику збірного елемента ригеля з колоною та монолітною частиною перекриття [1]

Найбільш ефективним для виключення можливості крихкого руйнування бетонних елементів є їхнє армування або обтиснення. В Україні існує ряд патентів, які реалізують пропозиції щодо армування опорних шпонок плоскими [30] та просторовими каркасами у вигляді пустотілої трикутної піраміди [35] (рис. 5.5).

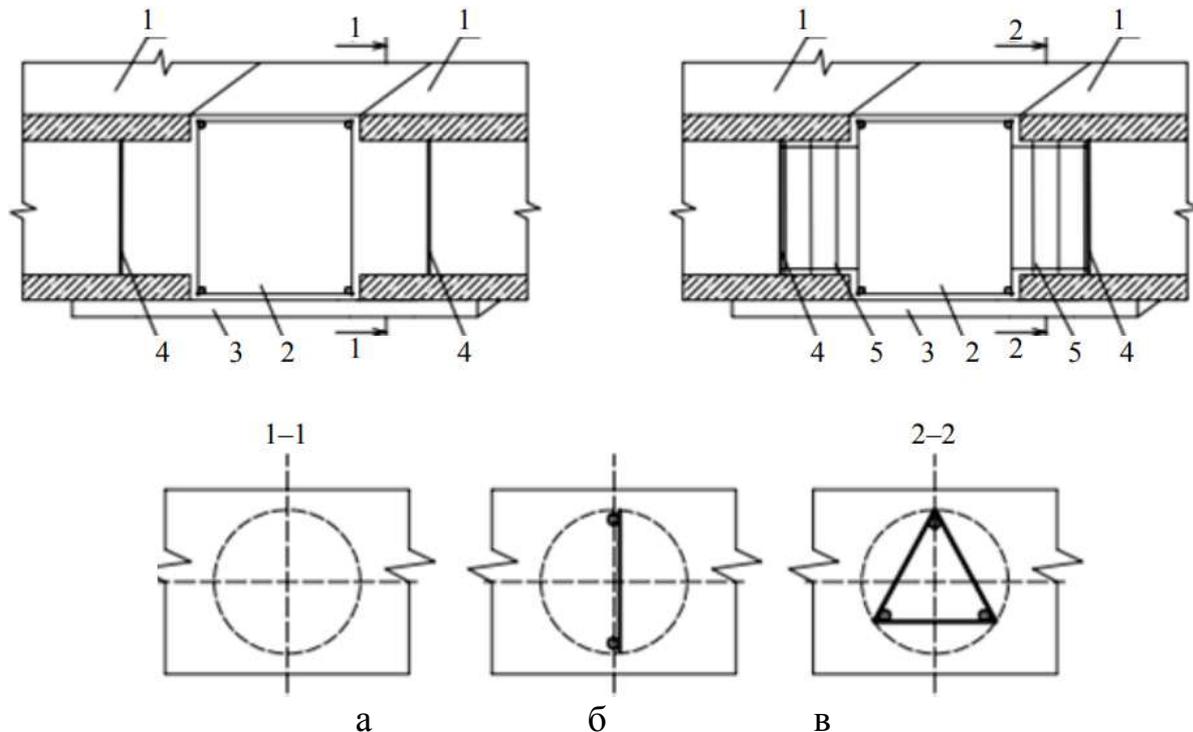


Рис. 5.5 – Вузол обпирання багатопустотних плит на монолітний ригель збірно-монолітного перекриття шляхом бетонних шпонок (а), армованих плоскими (б) та просторовими (в) каркасами у вигляді порожнистої призми з трикутною основою: 1 – багатопустотна плита; 2 – ригель; 3 – опалубка; 4 – арматурний каркас шпонки; 5 – заглушка для обмеження глибини шпонки

Дані [2; 12; 15] свідчать, що опір з'єднання плита-балка збільшується до 250% за рахунок шпонкового профілю й армування шпонки.

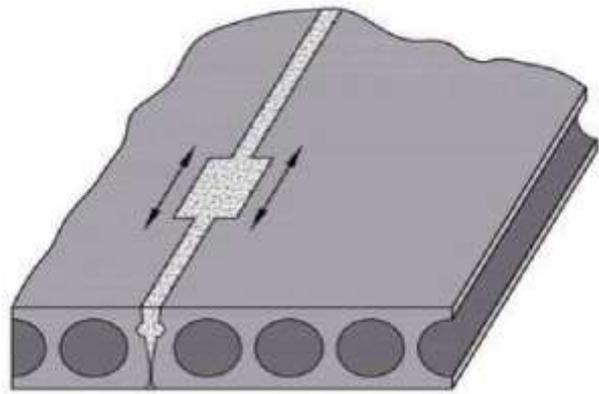
При реалізації об'єктів із застосуванням збірно-монолітної технології у сейсмонебезпечних районах, а також у захисних спорудах при використанні багатопустотних плит безопалубного формування додатково проводяться заходи із доопрацювання бічних поверхонь плит (рис. 5.6, а) з метою створення «монолітних шпонок» для уникнення зміщення плит одна відносно одної в горизонтальній площині (рис. 5.6, б). Розміри a і b (рис. 5.68, в) й армування шпонок визначається за розрахунком із умови використання диску перекриття у якості горизонтальних діафрагм жорсткості [8; 9; 13; 36; 38].

В безбалкових перекриттях розроблене конструктивне рішення [8] та вивчено напружено-деформований стан горизонтального стику плит з використанням гнучких петель «PFEIFER» (рис. 5.7). Розглядався стик

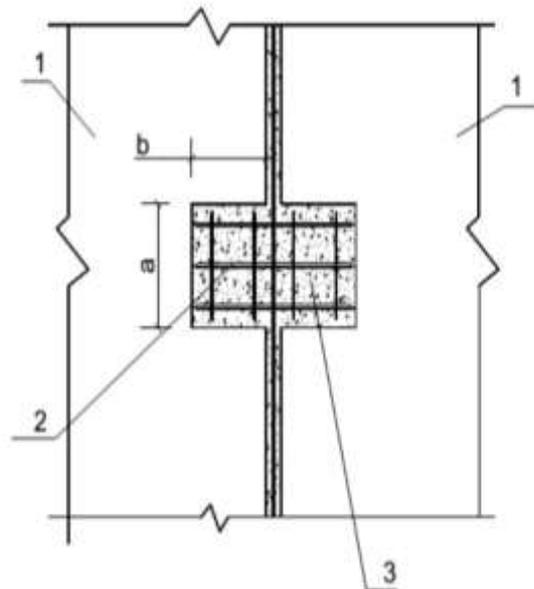
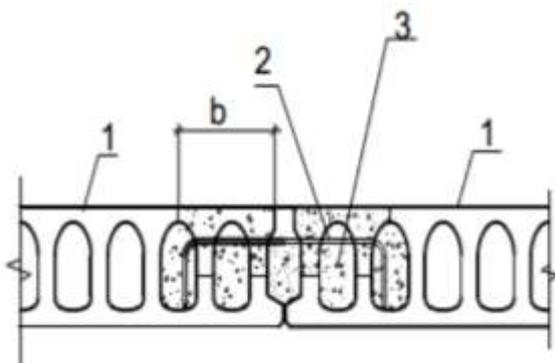
залізобетонних плит, утворений армованими шпонковими з'єднаннями із петлеподібних закладних деталей. За результатами чисельного моделювання для проектування рекомендується застосування двошпонкового стику залізобетонних плит перекриття розміром 2980×2980 мм, утвореного закладними деталями Шина VS «PFEIFER» (VS 50/200) і дрібнозернистим бетоном класу C20/25. Закладні деталі розміщуються на відстані 520 мм одна від одної з відступом від торців плити 40 мм, шпонки мають розміри 120×64×20 мм.



a



б



в

Рис. 5.6 – Улаштування шпонок у поздовжніх ребрах багатопустотних плит безопалубного формування: а – доопрацювання плити в заводських умовах; б – схема сприйняття горизонтальних зусиль; в – схема замонолічування стиків плит; 1 – плита перекриття; 2 – каркас; 3 – бетон замонолічування

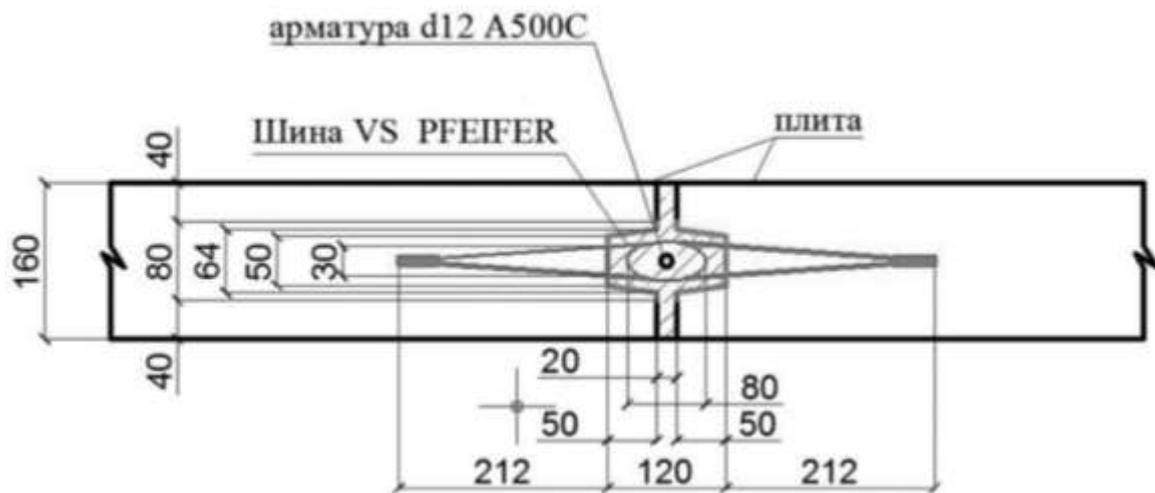
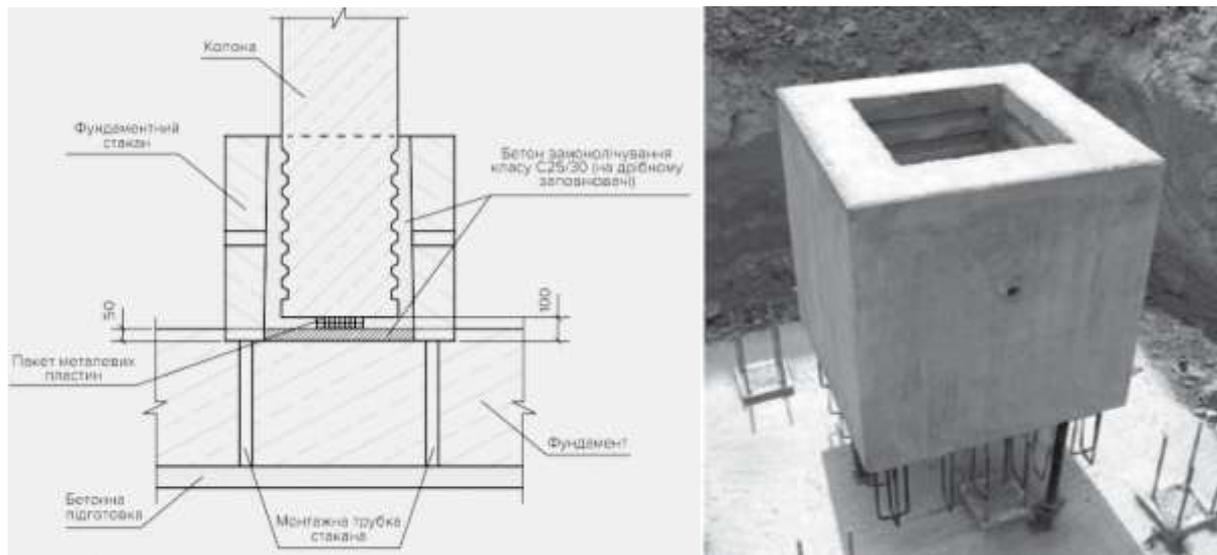
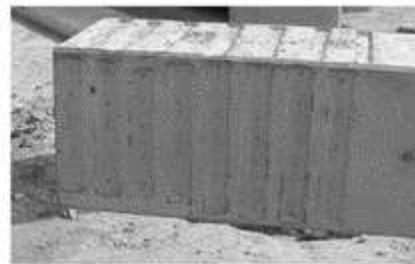
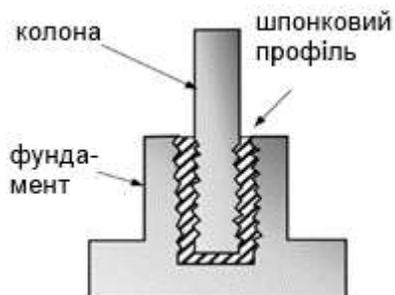


Рис. 5.7 – Шпонковий стик плит безбалкового перекриття

Відомі варіанти шпонкового стику колон із фундаментом (рис. 5.8) [16; 5]. Для підвищення ступеня сумісності роботи елементів стінових конструкцій із залізобетону реалізується влаштування шпонкового з'єднання між стіною (діафрагмою жорсткості) та колоною (рис. 5.9, а) або збірними елементами стін (діафрагм) (рис. 5.9, б).



а



б

Рис. 5.8 – Стик колон із стаканом фундамента за: а – [16]; б – [5]

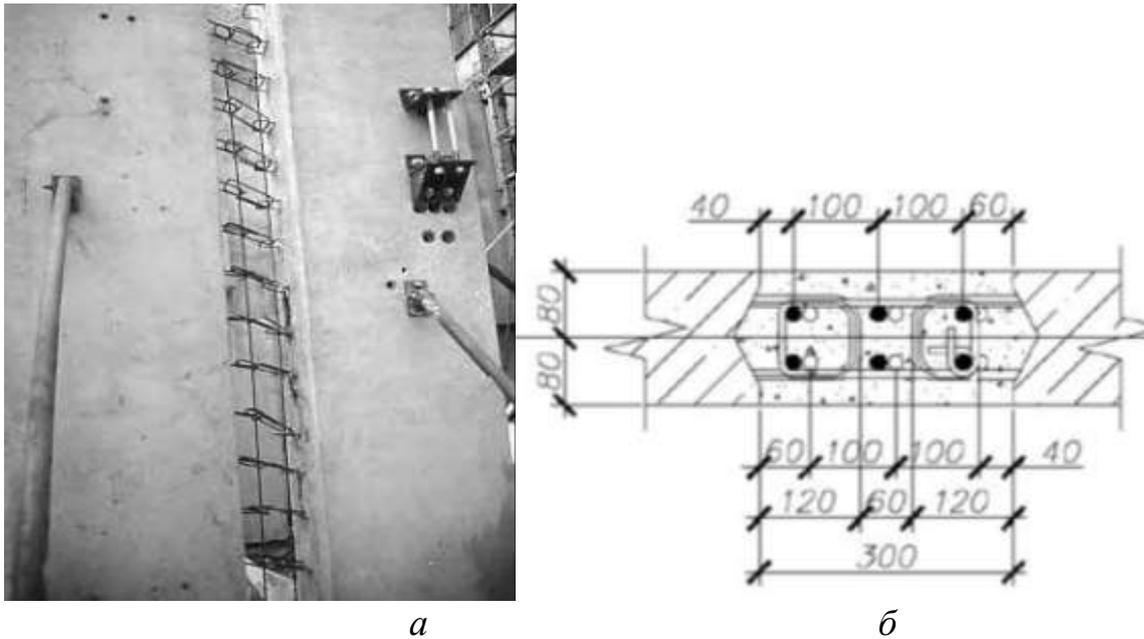


Рис. 5.9 – Шпонкове з'єднання збірних елементів стіни (діафрагми) і колони (а) та збірних елементів стіни (діафрагми жорсткості) (б)

Одним із варіантів індустріальних рішень даного стику є застосування у якості поперечного армування тросових петель у сталевих незнімних коробах, які виступають одночасно формоутворювачем для майбутніх шпонок та місцем зберігання петель при виготовленні панелі. При монтажі панелей петлі виправляють із коробів, через петлі суміжних панелей протягують арматурний стержень на всю довжину стику, після чого відбувається замонолічування.

Як свідчить практика проектування та будівництва, бетон замонолічування стику повинен характеризуватися підвищеною міцністю на розтяг, тріщиностійкістю, низькою усадкою і зручно вкладатися. При виконанні робіт можуть використовуватися готові сухі суміші, що мають перераховані властивості. Даний спосіб дозволяє краще контролювати склад суміші, проте вимагає високої кваліфікації бетонувальників та, відповідно, контролю якості виконання робіт. Для підвищення індустріалізації цього процесу доцільне застосування товарного бетону, що доставляється на будівельний майданчик малогабаритними бетонозмішувачами. Схема описаного стику представлена на рис. 5.10.

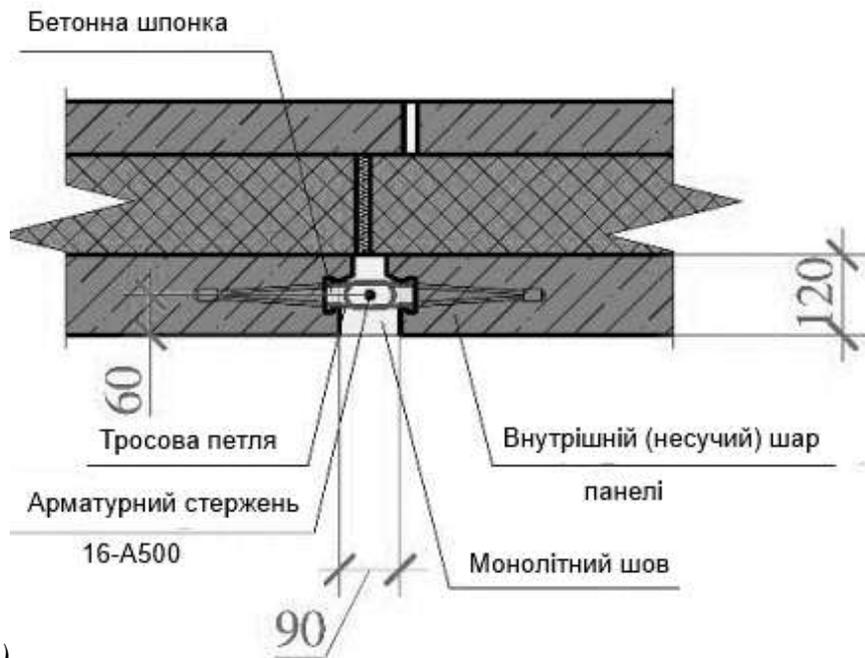
5.2 Класифікація шпонкових з'єднань бетонних і залізобетонних елементів

Шпонкові з'єднання бетонних і залізобетонних елементів (рис. 5.11) можна класифікувати за:

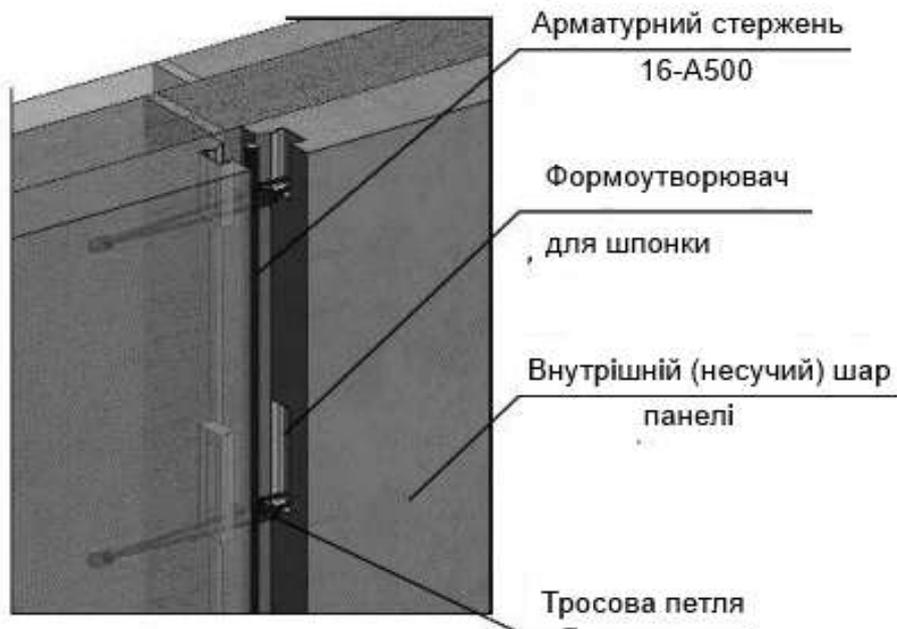
- *характером руйнування*: за шпонками (змінання, зріз, відрив при згинанні, визначається співвідношенням глибини шпонки l_k до її висоти h_k

); за швом (визначається співвідношенням h_k і шириною шва t_j); змішане руйнування (за шпонками і швом) реалізується для багатошпонкових стиків зі швом;

- *формою поперечного перерізу* (квадратна, прямокутна витягнута в ширину або висоту, кругла (в стиках монолітних ригелів із круглопустотними плитами збірно-монолітних конструктивних систем багатоповерхових будівель) або овальна;



а)



б)

Рис. 5.10 – Схема стику стінових елементів на гнучких петлях у плані (а) та тривимірне зображення стику до замонолічування шва (б)

- формою шпонкового профілю (прямокутний, трапецієподібний, трикутний);
- наявністю обтиснення й армування (бетонні, обтиснуті й армовані стики);
- характером розташування арматури за висотою шпонки (в один рівень – по середині висоти шпонки, в два рівня за висотою із симетричним та несиметричним армуванням);
- видом та класом бетону (перспективним можна вважати застосування дисперсно армованого бетону із підвищеним опором розтягу та керамзитобетону, важкого бетону підвищеної міцності);
- кількістю шпонок у стикі;
- наявністю та шириною шва (розрізняють контактні стики, коли два елемента стикаються безпосередньо, та із певною шириною шва, коли між двома елементами наявний шов певної ширини).

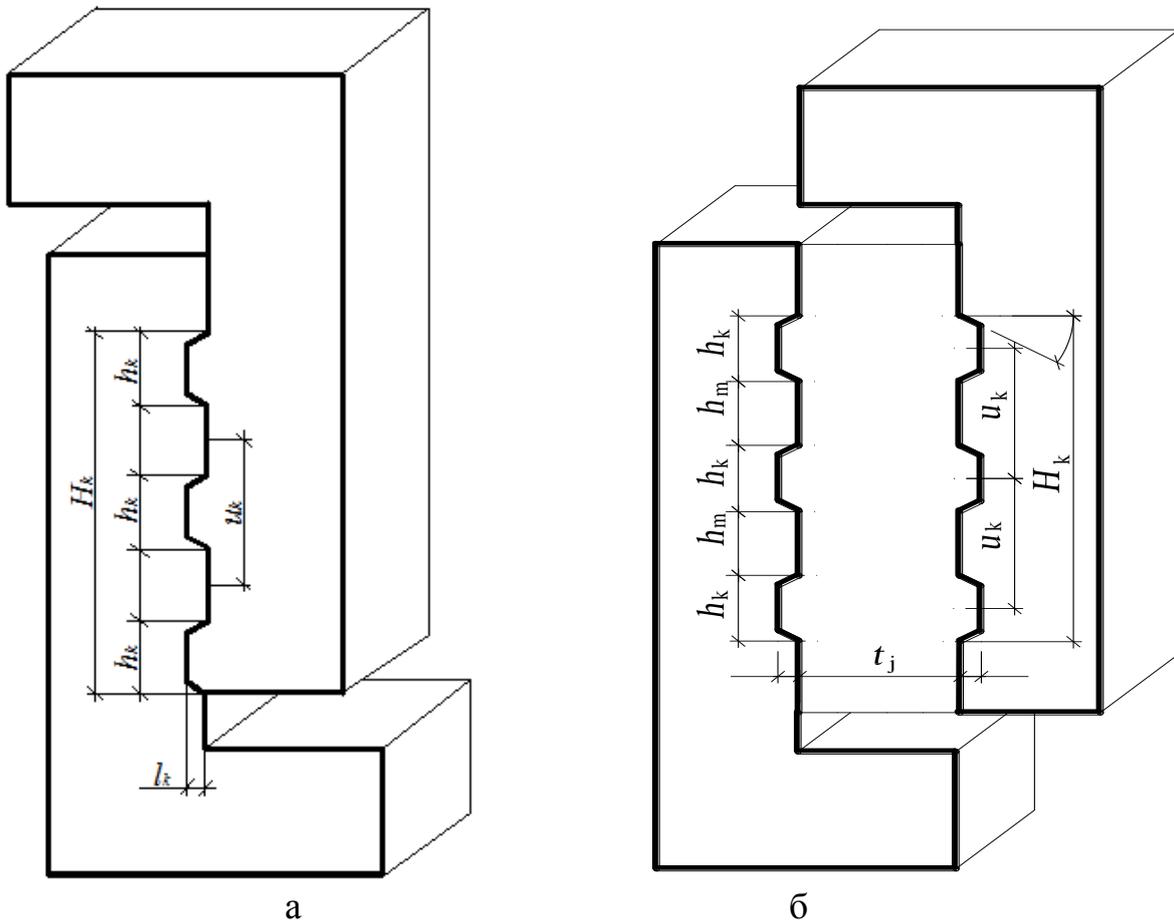


Рисунок 5.11 – Геометричні параметри контактних (а) та зі швом (б) шпонкових з'єднань

5.3 Розрахунок несучої здатності шпонкових стиків згідно норм

Методика розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [23] та Eurocode [4] (рис. 5.12) базується на виконанні умови:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (5.1)$$

де V_{Ed} – поперечне зусилля зсуву від зовнішнього навантаження;

V_{Rd} – розрахунковий опір зсуву на контакті бетону, укладеного в різний час:

$$V_{Rdi} = (cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha))A_{sh} \leq (0,5\nu f_{cd})A_{sh}, \quad (5.2)$$

тут c і μ – коефіцієнти, які залежать від шорсткості поверхні бетону (для шпонкового профіля приймається $c = 0,5$ і $\mu = 0,9$);

A_{sh} – площа з'єднання;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг;

σ_n – напруження, викликане зовнішньою нормальною силою на контакті, яка може діяти одночасно із силою зсуву;

ρ – коефіцієнт армування $\rho = A_{sw} / A_{sh}$;

A_{sw} – площа арматури, що перетинає контакт при відповідному анкеруванні її з обох сторін контакту;

α – кут нахилу до площини з'єднання арматури, що перетинає контакт, обмежується діапазоном $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

ν – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ctk}}{250} \right], \quad (5.3)$$

f_{ctk} – характеристичне значення міцності бетону на розтяг.

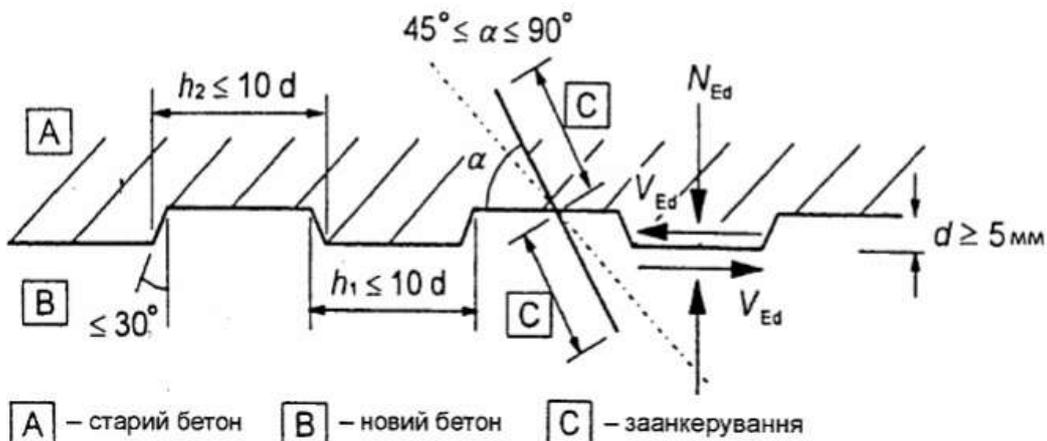


Рис. 5.12 – Технологічно зазубрений шов за [23]

До загальних недоліків методики ДСТУ можна віднести суттєве заниження опору при зрізі бетонних шпонок (застосовується коефіцієнт 0,5 до розрахункового опору бетону розтягу); не врахування міцності бетону на стиск f_{cd} , відношення розмірів шпонок, яке обумовлює їх руйнування від зминання та зсуву), а також можливості руйнування з'єднання за швом (у разі його наявності).

5.4 Розрахунок несучої здатності шпонкових стиків варіаційним методом у теорії пластичності бетону

В Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» розроблено варіаційний метод у теорії ідеальної пластичності бетону [3; 10; 22; 28; 29; 32], котрий базується на наступних положеннях:

- для бетону в стадії руйнування прийнята передумова про ідеальну пластичність і запропоновано якісний критерій можливості її використання при розрахунках несучої здатності (опору). Таким чином, зовні крихкий характер руйнування не є перешкодою для застосування теорії пластичності;
- приймається умова міцності (пластичності) бетону:

$$F(\sigma_{ij}) = T^2 + m\sigma - T_{sh}^2 = 0, \quad (5.4)$$

де $m = f_c - f_{ct}$; $T_{sh}^2 = f_c f_{ct} / 3$;

T – інтенсивність дотичних напружень;

σ – середнє напруження;

- швидкість об'ємної деформації ξ не дорівнює нулю внаслідок дилатації (збільшення об'єму) бетону, що враховується розрахунковою моделлю; зв'язок між швидкостями деформацій ξ_{ij} і напруженнями σ_{ij} впливає з асоційованого закону плинності

$$\xi_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}. \quad (5.5)$$

- використовується схема жорстко-пластичного тіла за умови локалізації пластичних деформацій у тонких шарах на поверхні руйнування;
- розглядаються непереміщені залізобетонні конструкції й елементи з такою інтенсивністю армування, коли в стадії руйнування бетону досягається граничний стан арматури.

За відсутності інерційних і масових сил функціонал варіаційного методу виглядає як:

$$J = \int_{S_l} W_c dS - \int f_i^* V_i dS - \int f_i V_i^* dS, \quad (5.6)$$

де W_c – питома потужність пластичного деформування бетону;

f_i^* , V_i^* – сили та швидкості, що задаються відповідно на ділянках S_f і S_V поверхні тіла $S = S_f \cup S_V$.

Найпростішим є розв'язок задач опору у розривних функціях швидкостей на основі кінематично можливих схем руйнування при $J = 0$ шляхом пошуку безумовного (умовного) мінімуму потужності пластичного деформування.

Для плоских напружених станів перший член виразу (5.6) набуває вигляду:

$$I_l = \int_{S_i} m \left[2B \left(1 + 0,25 \left(\frac{\Delta V_t}{\Delta V_n} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] \Delta V_n dS, \quad (5.7)$$

тут $B^2 = (1 + \chi / (1 - \chi)^2) / 3$, $\chi = f_{ct} / f_c$;

$\Delta V_t, \Delta V_n$ – розриви дотичної та нормальної до S_i складових швидкостей.

Нормальні й дотичні напруження, котрі діють на поверхні руйнування, виражені через розриви швидкостей, мають вигляд:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B \Delta V_n}{\sqrt{(\Delta V_n)^2 + 0,25(\Delta V_t)^2}} \right), \quad (5.8)$$

$$\frac{\tau}{m} = \pm \frac{1}{2} \frac{B \Delta V_t}{\sqrt{(\Delta V_n)^2 + 0,25(\Delta V_t)^2}}. \quad (5.9)$$

5.4.1 Несуча здатність контактних з'єднань. Опір одношпонкових бетонних швів із прямокутним профілем при зрізі.

Кінематично можлива схема руйнування прямокутної бетонної шпонки

при зрізі включає два жорсткі диски I і II (рис. 5.13), розмежовані поверхнею руйнування ABC, які в граничному стані здійснюють взаємний рух зі швидкістю $V(V_x, V_y)$.

На площадці BC діють граничні нормальні σ_u та дотичні τ_u напруження, котрі визначаються згідно умови міцності бетону. Площадку AB приймається за головну з напруженнями розтягу $\sigma_u = f_{ct}$.

Невідомими даної задачі є граничне навантаження q_u (рівномірно розповілене за площиною прикладання), кути нахилу ділянок руйнування до вертикалі: α для площадки AB і β для площадки BC, відношення швидкостей $k = V_x / V_y$.

$$\begin{aligned}
J_{BC} &= m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) h_k \frac{b_k \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \alpha} \operatorname{tg} \alpha = \\
&= m b_k h_k \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y; \quad (5.14)
\end{aligned}$$

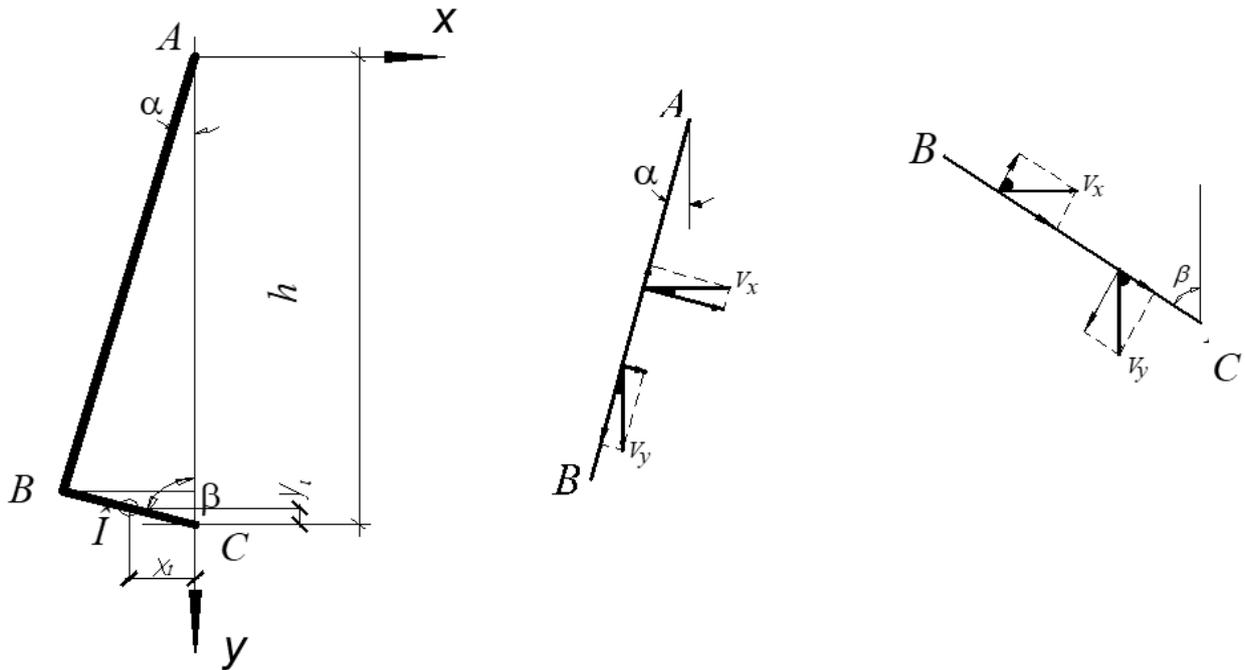


Рис. 5.14 – До визначення параметрів площадок руйнування та стрибків швидкостей на них

- на ділянці АВ:

$$J_{AB} = F_{AB} \times V_n = f_{cl} b_k h_k \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \beta (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha), \quad (5.15)$$

тут рівнодійна розтягуюча сила:

$$F_{AB} = \sigma_{AB} \times S^{AB} \times b_k = f_{cl} b_k h_k \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \beta. \quad (5.16)$$

Загальний функціонал із урахуванням зовнішнього навантаження виглядає як:

$$\begin{aligned}
J &= m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y + \\
&+ f_{cl} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y - q_u l_k V_y, \quad (5.17)
\end{aligned}$$

після перетворення:

$$J = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - t\beta} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] (k - t\beta) \frac{tg\alpha}{tg\alpha + t\beta} +$$

$$+ f_{ct} (k + t\alpha) \frac{tg\beta}{tg\alpha + t\beta} - q_u \gamma, \quad (5.18)$$

тут $\gamma = l_k / h_k$.

В результаті дослідження функціоналу на стаціонарний стан отримано функцію для визначення граничного навантаження у вигляді:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - t\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - t\beta) \right] \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + t\beta)} +$$

$$+ f_{ct} (k + t\alpha) \frac{tg\beta}{(tg\alpha + t\beta)} \frac{1}{\gamma}). \quad (5.19)$$

Для часткового врахування наявності повороту в кінематиці граничного стану шпонки використовуються додаткові умови у вигляді рівнянь моментів сил, які прикладені до частини шпонки, відсіченої поверхнею руйнування, відносно характерних точок В, О і D (рівновага плоскої системи сил визначається рівністю нулю суми моментів усіх сил відносно трьох довільних точок, які не лежать на одній прямій).

Нормальні напруження, що діють на площадці ВС, виражені через розриви швидкостей, записуються у вигляді:

$$\frac{\sigma_u}{m} = 2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - t\beta)}{\sqrt{(k - t\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right), \quad (5.20)$$

дотичні напруження:

$$\frac{\tau_u}{m} = \pm \frac{B(ktg\beta + 1)}{2\sqrt{(k - t\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}}. \quad (5.21)$$

Із урахуванням (5.20) і (5.21) рівняння рівноваги мають вигляд:

$$\sum M_B = 0: f_{ct} \frac{tg^2\beta(1 + tg^2\alpha)}{2(tg\alpha + t\beta)^2} + m \left(0,5 \pm \frac{B(k - t\beta)}{\sqrt{(k - t\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \frac{tg^2\alpha(1 + tg^2\beta)}{(tg\alpha + t\beta)^2} -$$

$$- f_{sh} \left(\frac{tg\alpha t\beta}{tg\alpha + t\beta} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0, \quad (5.22)$$

тут $f_{sh} = q_u l_k / h_k = q_u \gamma$;

$$\sum M_o = 0: \quad f_{sh} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - f_{ct} \frac{tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} = 0; \quad (5.23)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$\begin{aligned} & - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \left(-\tau_u \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) \right) + \\ & + f_{ct} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left(\frac{tg\beta(1 + tg^2\alpha)}{2(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) = 0. \end{aligned} \quad (5.24)$$

Рис. 5.15 демонструє зміни в геометрії кінематичної схеми руйнування при постійному параметрі $l_k / h_k = 0,25$.

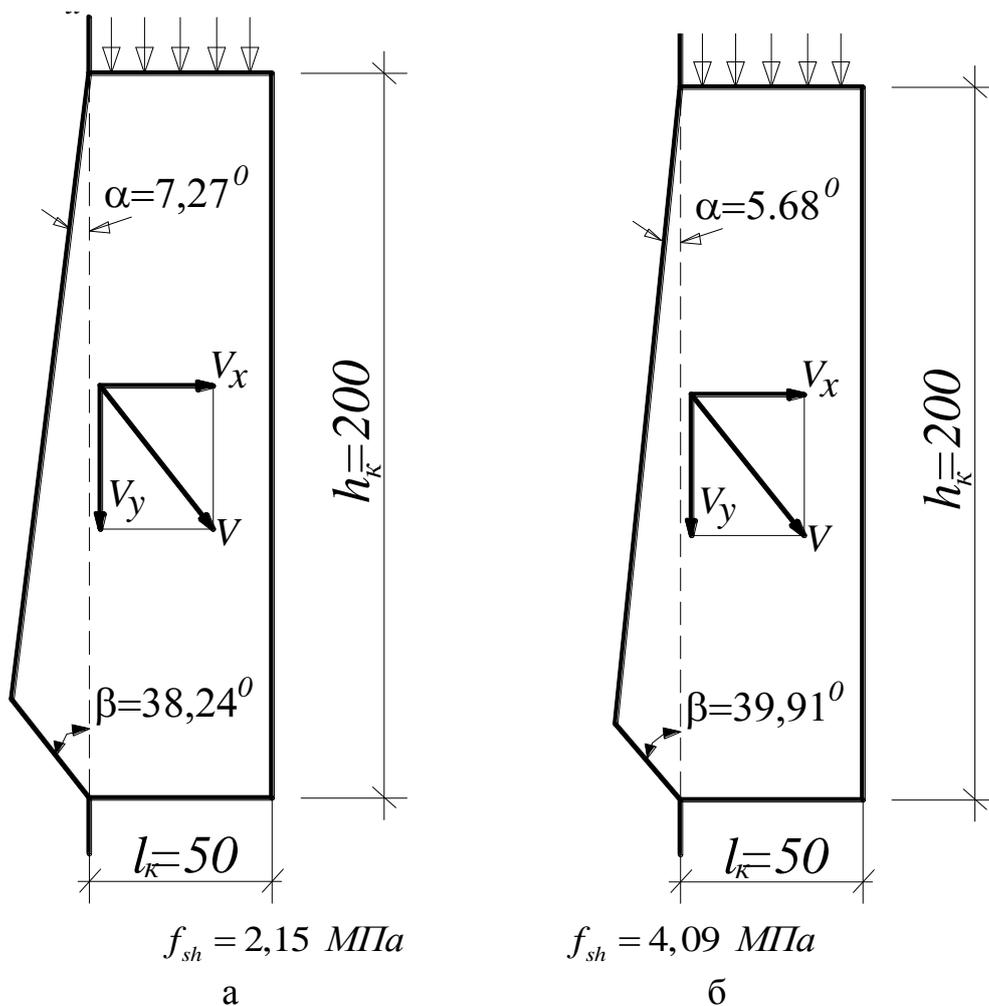


Рис. 5.15 – Параметри кінематичної схеми руйнування бетонної шпонки для бетону класу: а – С16/20; б – С40/50

Зі зростанням класу бетону кут нахилу розтягнутої ділянки α зменшується \approx на 30%, а кут нахилу стиснутої β збільшується на 5% при зростанні опору зрізу на 90%. При постійному класі бетону С16/20 і зростанні параметра $l_k / h_k = 0,2 \div 0,6$: кут α зменшується \approx на 60%, а кут β – \approx на 40% зі зменшенням опору зрізу на 48%.

Основними визначальними факторами опору бетонних шпонок виступають: співвідношення їх геометричних параметрів l_k / h_k (рис. 5.16); вид і клас бетону (міцнісні характеристики f_c і f_{ct} , в нашому випадку параметр $\chi = f_{ct} / f_c$) – рис. 5.17.

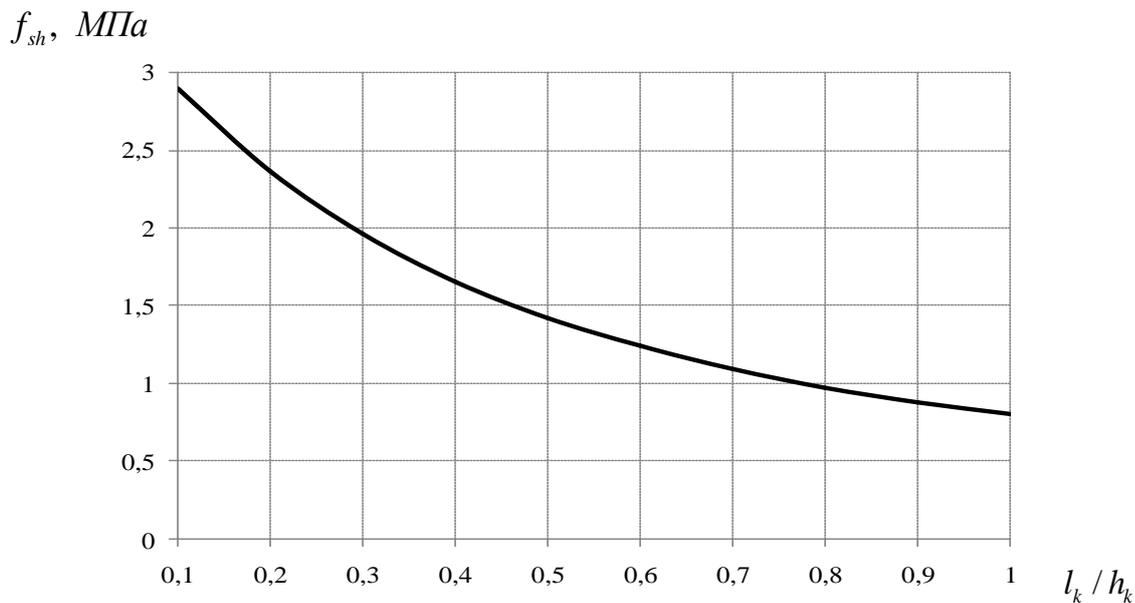


Рис. 5.16 – Залежність опору шпонки зрізу f_{sh} від величини співвідношення l_k / h_k для бетону класу С16/2

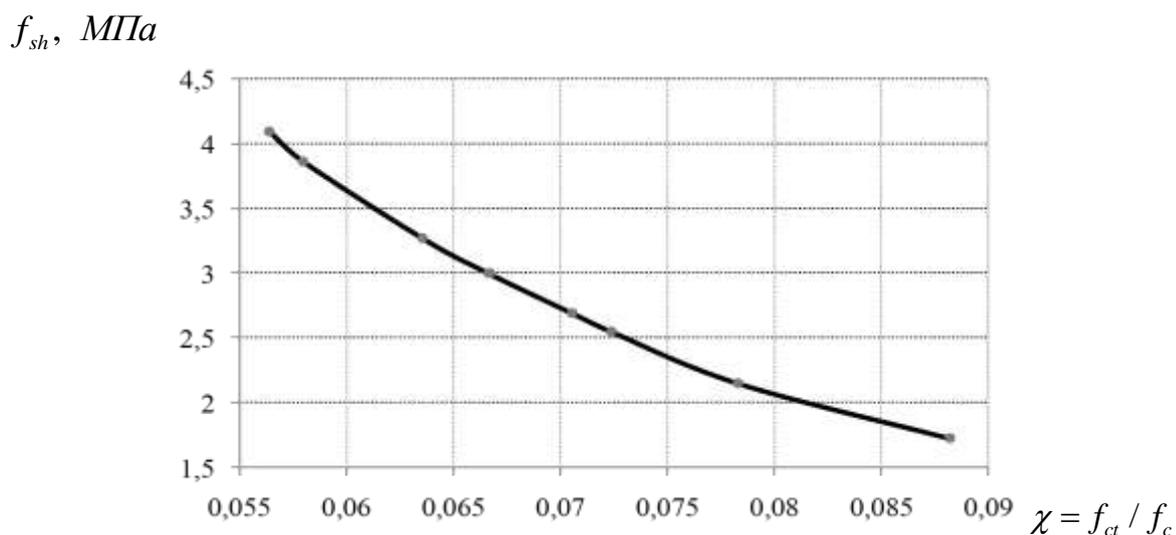


Рис. 5.17 – Залежність опору шпонки зрізу f_{sh} від параметру $\chi = f_{ct} / f_c$ для $l_k / h_k = 0,25$

Розв'язок задачі із використанням трьох умов рівноваги суттєво ускладнює процес визначення опору шпонки. Крім того, в результаті аналізу отриманих даних виявилось, що при різних вихідних параметрах стиків завжди виконується умова $k = tg\beta$, що відповідає максимальним дотичним напруженням на ділянці руйнівної поверхні ВС (див. рис. 5.13).

Враховуючи вище викладене, можливо в якості додаткових умов при розв'язанні задачі несучої здатності стику (опору шпонки) використовувати два рівняння рівноваги:

$$\sum M_B = 0: \text{ (для врахування повороту в кінематиці руйнування) – (5.22) ;}$$

$$\sum X = 0 \text{ (як більш просте для запису рівняння, ніж рівняння моментів):}$$

$$\sum X = \frac{f_{ct}}{m} \times \cos \alpha \times S^{AB} + \frac{\tau_u}{m} \times \sin \beta \times S^{BC} - \frac{\sigma_u}{m} \times \cos \beta \times S^{BC} = 0; \quad (5.25)$$

$$k = tg\beta. \quad (5.26)$$

Враховуючи останнє обмеження формула для визначення граничного навантаження (5.19) й умови $\sum M_B = 0$ (5.22) і $\sum X = 0$ (5.25) приймуть вигляд:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{Btg\alpha(tg^2\beta + 1)}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{f_{ct}tg\beta}{m} \right) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.27)$$

$$\sum M_B = \frac{f_{ct}}{m} \frac{tg^2\beta(1 + tg^2\alpha)}{2(tg\alpha + tg\beta)^2} + \frac{0,5tg^2\alpha(tg^2\beta + 1)}{(tg\alpha + tg\beta)^2} - \frac{q_u\gamma}{m} \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\gamma}{2} \right) = 0; \quad (5.28)$$

$$\sum X = \frac{f_{ct}}{m} \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{Btg\beta tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} = 0. \quad (5.29)$$

Урахування обтиснення при визначені опору прямокутної шпонки.

Обтиснення враховується як зовнішнє рівномірно розподілене навантаження за площею поперечного перерізу шпонки. Відповідна кінематична схема представлена на рис. 5.18.

Компонента функціоналу, котра відповідає впливу обтиснення, запишеться як:

$$J_\sigma = \sigma h_k b_k V_x. \quad (5.30)$$

Функціонал набуває вигляд:

$$J = m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + f_{ct}(k + tg\alpha) \times \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} - q_u\gamma + \sigma k = 0. \quad (5.31)$$

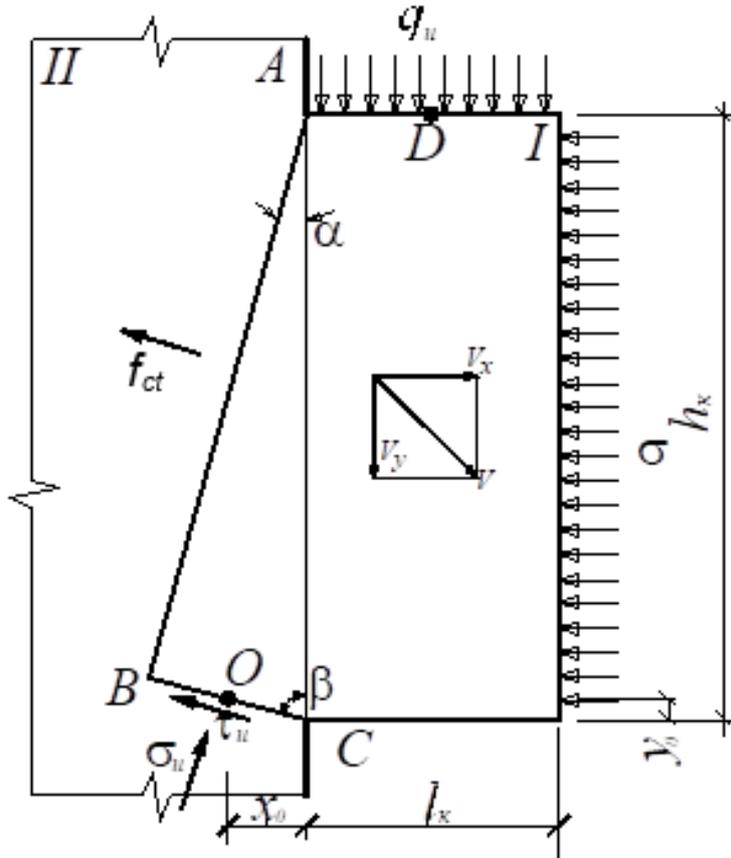


Рис. 5.18 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних бетонних обтиснутих шпонок при зрізі

Граничне навантаження:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \sigma k) \frac{1}{\gamma}. \quad (5.32)$$

Додаткові умови зміняться таким чином:

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0: \\ f_{ct} \frac{\operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + m \left(0,5 + \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \\ - f_{sh} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma \left(\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{1}{2} \right) = 0; \end{aligned} \quad (5.33)$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$f_{sh} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - f_{ct} \frac{tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\sigma}{2} \left(1 - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) = 0; \quad (5.34)$$

$$\sum M_D = 0: \quad - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \left(-\tau_u \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) \right) + \quad (5.35)$$

$$+ f_{ct} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left(\frac{tg\beta(1 + tg^2\alpha)}{2(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) + \frac{\sigma}{2} = 0.$$

На рис. 5.19 представлена геометрія кінематичної схеми обтиснутої прямокутної шпонки із бетону класу С16/20 для $l_k/h_k = 0,25$ при $\sigma/f_c = 0,23$.

Спостерігається збільшення кута α та зменшення кута β , порівняно із шпонкою без обтиснення (рис. 5.15), при суттєвому зростанні навантаження. Отримане рішення реалізується до рівня обтиснення $\sigma/f_c \leq 0,6$.

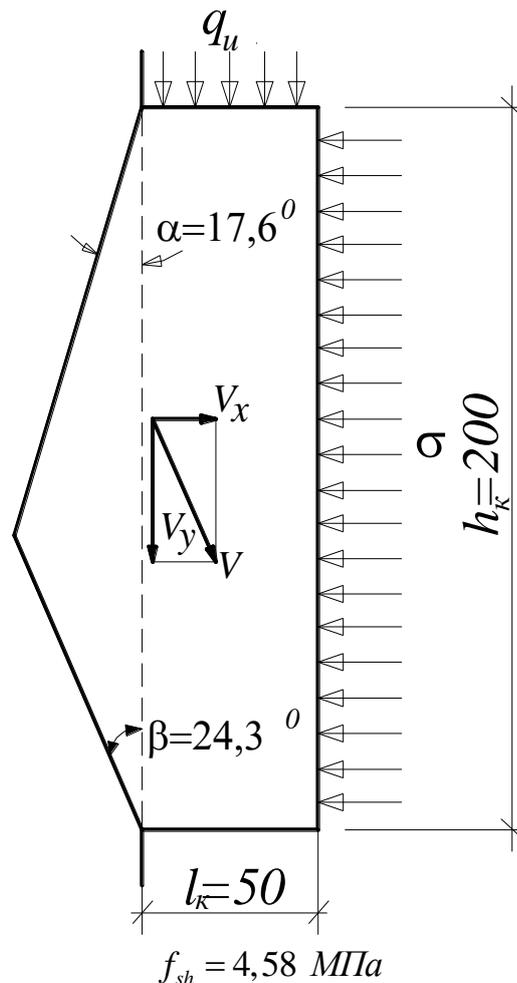


Рис. 5.19 – Кінематична схема руйнування обтиснутої прямокутної бетонної шпонки при зрізі

Теоретична залежність f_{sh} від величини обтиснення представлена на рис. 5.20.

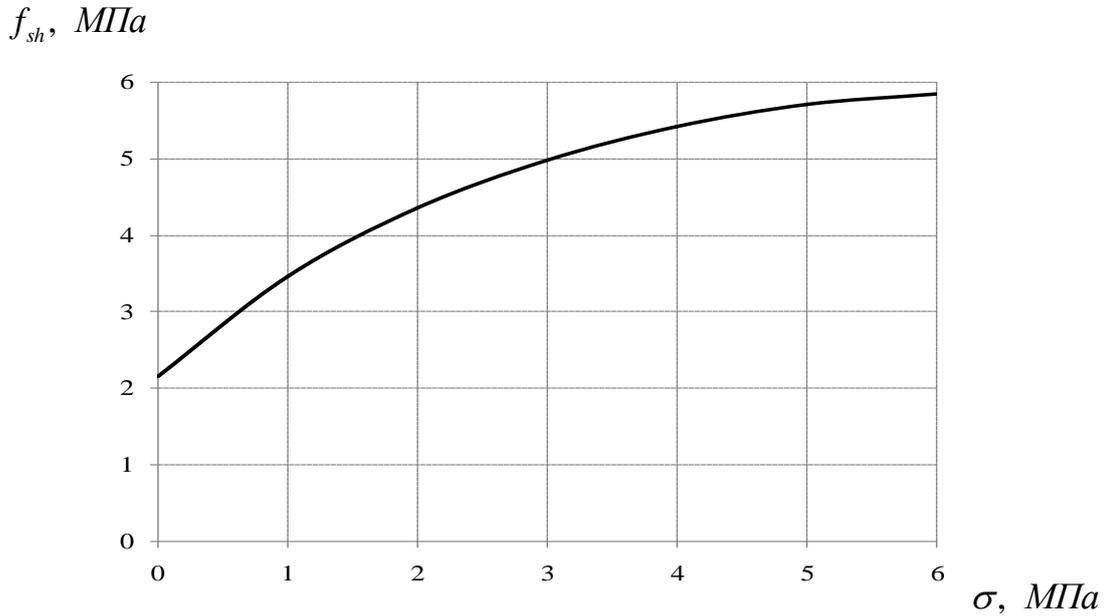


Рис. 5.20 – Залежність опору бетонної прямокутної шпонки f_{sh} від величини обтиснення σ для бетону С16/20 та $l_k / h_k = 0,25$

Для розрахунку можливо використання спрощених залежностей:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma \operatorname{tg} \beta}{m} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (5.36)$$

$$\sum M_B = \frac{f_{ct} \operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{m 2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\gamma}{2} \right) - \quad (5.37)$$

$$- \frac{\sigma}{m} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) = 0;$$

$$\sum X = \frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{B \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\sigma}{m} = 0. \quad (5.38)$$

5.4.2 Врахування армування при розрахунках опору прямокутних шпонок. Розташування арматури по середині висоти шпонки

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної прямокутної шпонки представлена на рис. 5.21.

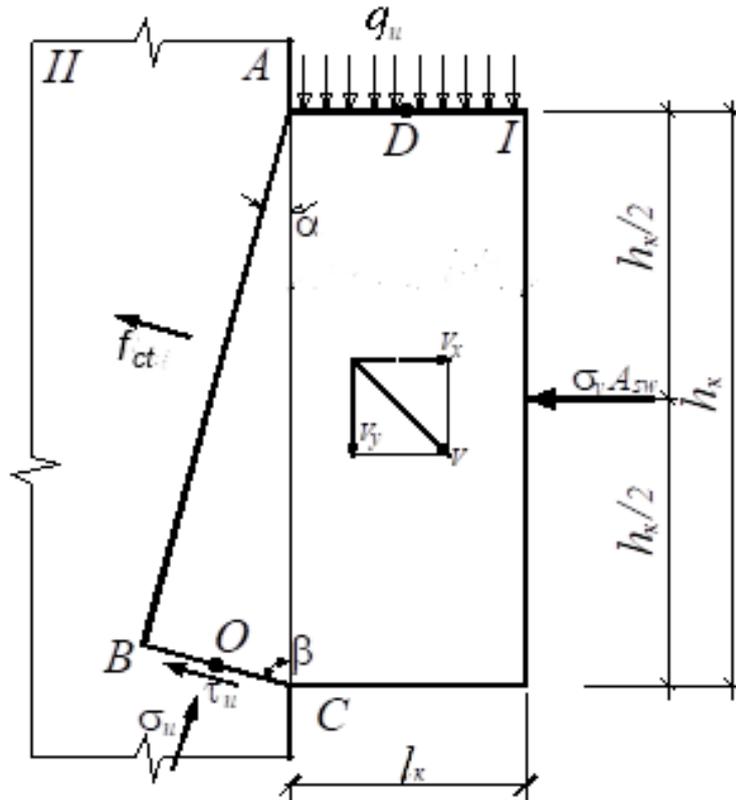


Рис. 5.21 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок шляхом зрізу при розташуванні арматури в один ярус посередині висоти шпонки

Врахування роботи арматури в граничному стані відбувається шляхом прикладання зосередженого зовнішнього навантаження, котре знаходиться в місці її розташування та дорівнює зусиллю в ній.

Компонента функціоналу, що враховує зусилля в арматурі (у разі непереармованих залізобетонних елементів), запишеться у вигляді:

$$J_{sw} = \sigma_y A_{sw} V_x. \quad (5.39)$$

Функціонал приймає вигляд:

$$J = m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{h_k tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \\ + f_{ct} (k + tg\alpha) \times \frac{h_k tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} - q_u h_k \gamma + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k} = 0. \quad (5.40)$$

Граничне навантаження:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma}) \quad (5.42)$$

Відносний опір зрізу $\frac{f_{sh}}{f_c}$:

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = q_u / f_c b_k h_k = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \times \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \chi (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \gamma_1 \rho_{sw} k, \quad (5.43)$$

де: $\gamma_1 = \sigma_y / f_c$, $\rho_{sw} = A_{sw} / b_k h_k$.

Рівняння рівноваги у цьому випадку мають вигляд:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) - \frac{m}{2 f_c} \left(1 \pm \frac{2B (k - \operatorname{tg} \beta)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2}} \right) \times \times \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \alpha - \frac{\chi}{2} \frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} \operatorname{tg}^2 \beta - \gamma_1 \rho_{sw} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) = 0; \quad (5.44)$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_1 \rho_{sw}}{2} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) = 0; \quad (5.45)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$- \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \left(- \frac{\tau_u}{f_c} \left(\operatorname{tg} \beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left(1 - \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \beta - \frac{\operatorname{tg} \alpha (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) \right) + + \chi \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \left(\frac{\operatorname{tg} \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{2 \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} + \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) + \frac{1}{2} \gamma_1 \rho_{sw} = 0. \quad (5.46)$$

Параметри кінематичної схеми для залізобетонної прямокутної шпонки із бетону С16/20 при $l_k/h_k=0,25$, $\rho_{sw}=0,0076$ і $\sigma_y=250$ МПа зображено на рис. 5.22, а: аналогічно обтисненню тут збільшується кут α , а кут β зменшується порівняно із бетонною шпонкою без обтиснення (рис. 5.15).

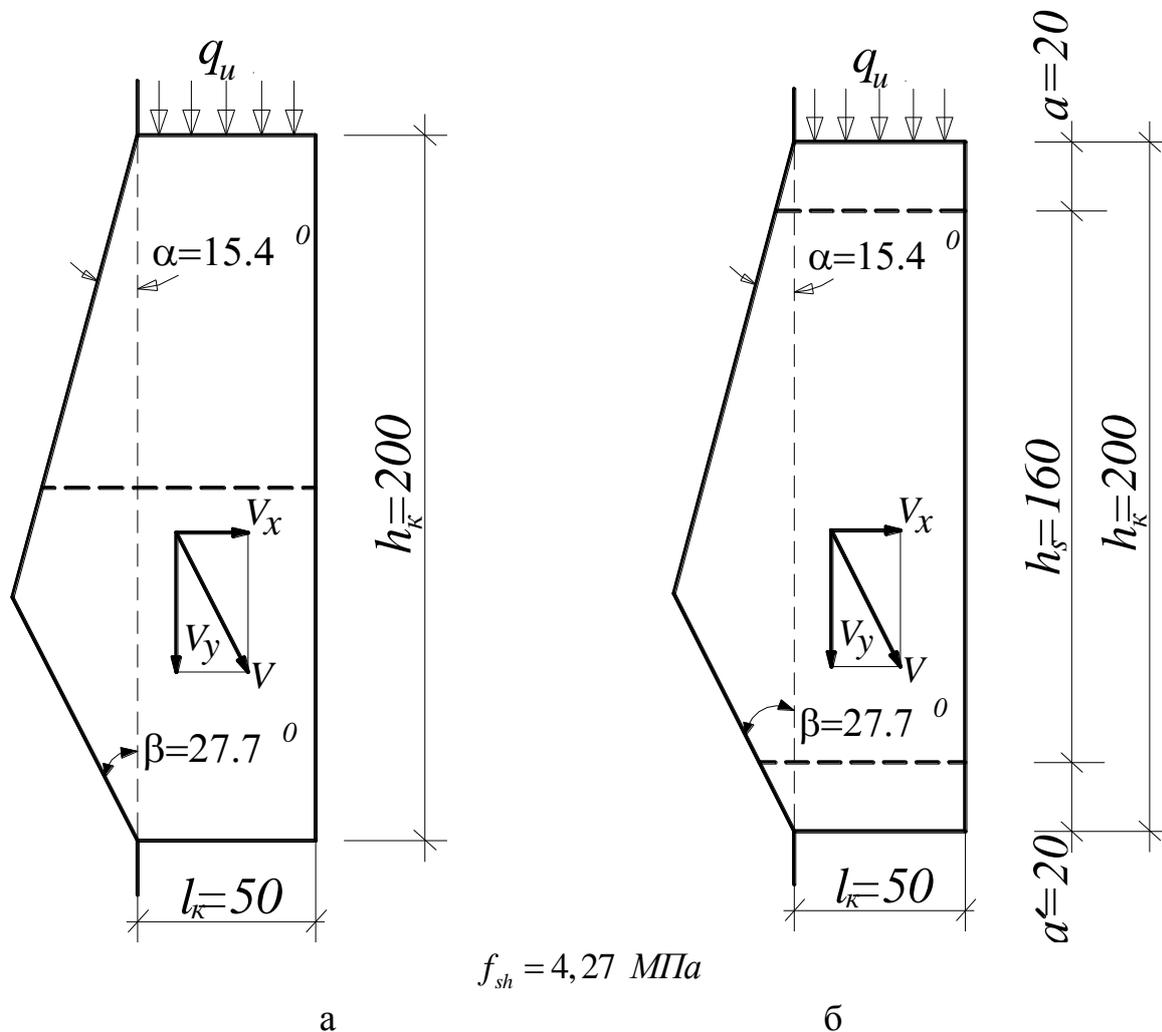


Рис. 5.22 – Параметри кінематичної схеми руйнування залізобетонної прямокутної шпонки: а – із розміщенням арматури в один ярус посередині її висоти; б – при двоярусному армуванні

Залежність опору армованих шпонок від відсотку армування представлена на рис. 5.23. Прийнята кінематична схема реалізується при зміні ρ_{sw} в межах від 0 – 2,5%.

Спрощений варіант розрахункових залежностей виглядає як:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.47)$$

$$\sum M_B = \frac{f_{ct} \operatorname{tg}^2 \beta (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{m} + \frac{0,5 \operatorname{tg}^2 \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)^2} - \frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\gamma}{2} \right) - \quad (5.48)$$

$$-\frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} \left(0,5 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right) = 0;$$

$$\sum X = \frac{f_{ct}}{m} \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{B \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} = 0. \quad (5.49)$$

f_{sh} , МПа

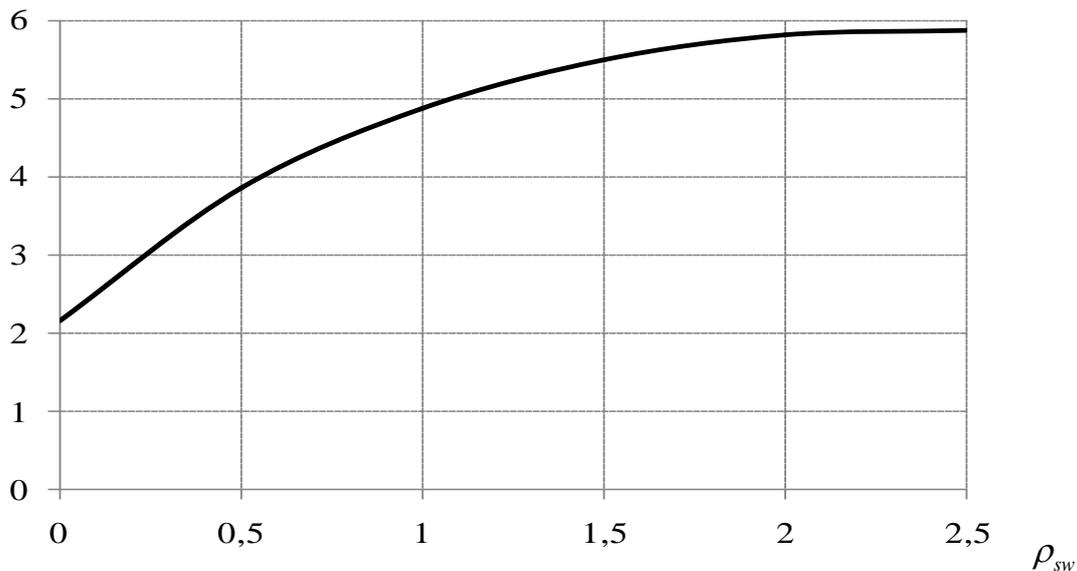


Рис. 5.23 – Залежність міцності залізобетонної шпонки f_{sh} від ρ_{sw}

Арматура розташована у два яруси за висотою шпонки

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної шпонки із дволярусним армуванням представлена на рис. 5.24.

Компонента функціоналу, котра враховує вплив арматури, виглядає як:

$$J_{sw} = \sigma_y A_s V_x + \sigma_y A'_s V_x. \quad (5.50)$$

Загальний вигляд функціоналу:

$$m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{h_k \operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \times \quad (5.51)$$

$$\times \frac{h_k \operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} - q_u h_k \gamma + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k} + \frac{\sigma_y A'_s k}{b_k} = 0.$$

$$\sum M_B = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{m}{2f_c} \left(1 \pm \frac{2B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \times \\ & \times \frac{1 + tg^2\beta}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\alpha - \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\beta - \\ & \gamma_1 \left(\rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) + \rho_s' \frac{a'}{h_k} - (\rho_s + \rho_s') \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) = 0; \end{aligned} \quad (5.54)$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \gamma_1 \left(\rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) + \rho_s' \frac{a'}{h_k} - \right. \\ & \left. - \frac{(\rho_s + \rho_s')}{2} \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) = 0; \end{aligned} \quad (5.55)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$\begin{aligned} & - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \left(- \frac{\tau_u}{f_c} \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) \right) + \\ & + \chi \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left(\frac{tg\beta(1 + tg^2\alpha)}{2tg\alpha + tg\beta} + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) + \gamma_1 \left(\rho_s \frac{a}{h_k} + \rho_s' \left(1 - \frac{a'}{h_k} \right) \right) = 0. \end{aligned} \quad (5.56)$$

Теоретичний опір залізобетонних шпонок не змінюється при рознесенні арматури у два яруси за висотою шпонки (симетричному армуванні) порівняно з її одноярусним розташуванням (рис. 5.22, б) у разі $\rho_{sw} = \rho_s + \rho_s'$.

Врахування нагельного ефекту в арматурі, розташованій у стиснутій зоні при її двоярусному розташуванні.

Кінематично можлива схема руйнування залізобетонної шпонки при двоярусному розташуванні арматури й урахуванні нагельного ефекту в арматурі, розташованій в стиснутій зоні, представлено на рис. 5.25.

Приймається така кількість арматури у шпонці, що на момент руйнування бетону досягається її граничний стан, який визначається характером її напруженого стану поблизу точки перетину арматури поверхнею руйнування бетону, в якій арматура, крім поздовжньої сили N_s , сприймає певну поперечну силу V_s .

$$N_s = \frac{\sigma_y A'_s V_x}{2k_\epsilon V_y} \quad (5.57)$$

$$V'_s = k_\epsilon \sigma_y A'_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_\epsilon V_y} \right)^2 \right], \quad (5.58)$$

де $\kappa_\epsilon=0,338$ у випадку важких бетонів і $\kappa_\epsilon=0,284$ при бетонах на пористих заповнювачах.

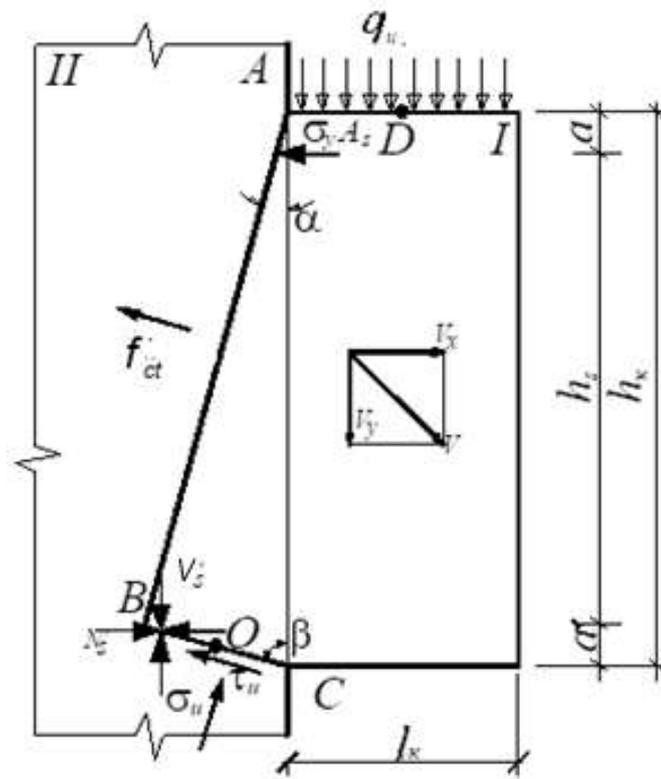


Рис. 5.25 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі у разі розташування арматури в два яруси та врахуванні нагельного ефекту в арматурі, котра розташована у стиснутій зоні

Компонента функціоналу, котра враховує вклад арматури виглядає як:

$$J_{sw} = \sigma_y A'_s V_x + N'_s V_x + V_s V'_y \quad (5.59)$$

або:

$$I_{sw} = \sigma_y A'_s V_x + \frac{\sigma_y A'_s}{2k_\epsilon} k V_x + \left(1 - \left(\frac{k}{2k_\epsilon} \right)^2 \right) k_\epsilon \sigma_y A'_s V_y \quad (5.60)$$

Загальний вигляд функціоналу при цьому:

$$J = mb_k h_k \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \quad (5.62)$$

$$+ f_{ct} b_k h_k (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \sigma_y A_s k + \sigma_y A'_s k_e \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right) - q_u b_k l_k.$$

Граничне навантаження:

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + \quad (5.63)$$

$$+ f_{ct} (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} + \frac{\sigma_y A'_s k_e}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right) \frac{1}{\gamma},$$

ВІДПОВІДНО:

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \times \quad (5.64)$$

$$\times \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \chi (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \gamma_1 \rho_s k + k_e \gamma_1 \rho'_s \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right).$$

Додаткові умови при пошуках екстремуму функції (5.64), в яких враховуємо момент сил V'_s , зміняться наступним чином:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\beta - \quad (5.65)$$

$$- \frac{m}{2f_c} \left(1 \pm \frac{2B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \times \frac{1 + tg^2\beta}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\alpha -$$

$$- \gamma_1 \rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} - \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) + \frac{\gamma_1 \rho'_s}{2k_e} \left(1 - \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a'}{h_k} \right) k -$$

$$- k_e \gamma_1 \rho'_s \left(\frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a'}{h_k} \right) tg\beta \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) = 0;$$

$$\sum M_O = 0:$$

$$\frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \gamma_1 \rho_s \left(1 - \frac{a}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) - \frac{\gamma_1 \rho_s'}{2k_e} \left(\frac{a'}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) k + k_e \gamma_1 \rho_s' \left(\frac{a'}{h_k} - \frac{1}{2} \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) tg\beta \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) = 0; \quad (5.66)$$

$$\sum M_D = 0:$$

$$\begin{aligned} & - \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \left(-\tau_u \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \sigma_u \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) \right) + \\ & + \chi \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left(\frac{(1 + tg^2\alpha)}{2tg\alpha + tg\beta} tg\beta + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) + \gamma_1 \rho_s \frac{a}{h_k} + \\ & + \frac{\gamma_1 \rho_s'}{2k_e} \left(1 - \frac{a'}{h_k} \right) k + k_e \gamma_1 \rho_s' \left(\frac{a'}{h_k} tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) = 0. \end{aligned} \quad (5.67)$$

Врахування нагельного ефекту призводить до збільшення опору залізобетонної шпонки до 8% при $\rho_s' = 0,014$ (рис. 5.26).

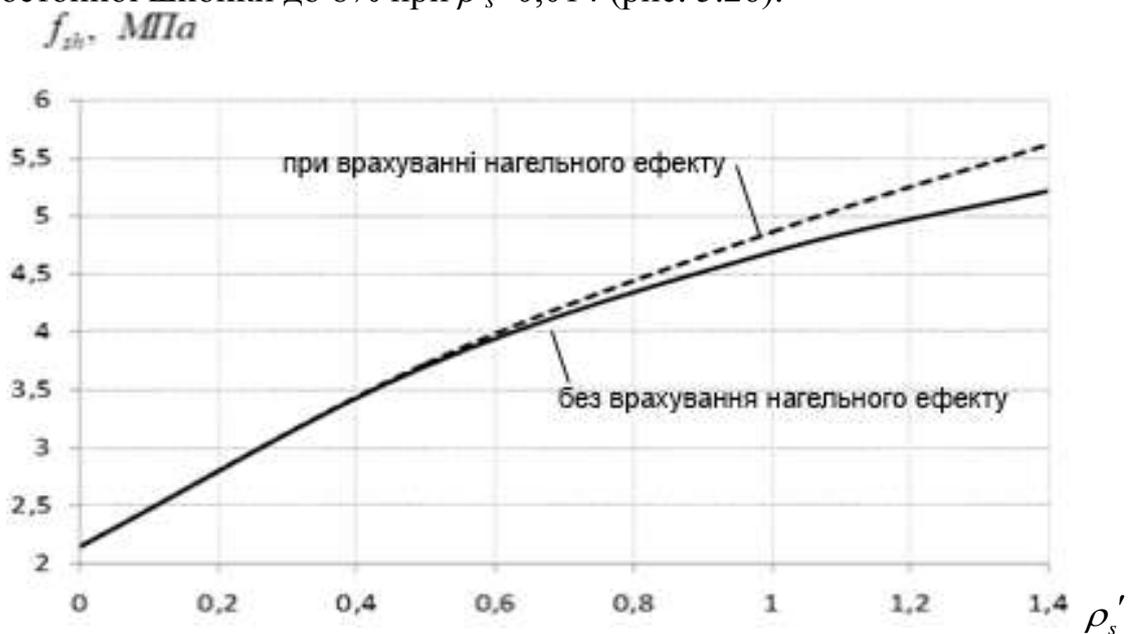


Рис. 5.26 – Залежність опору залізобетонної шпонки від ρ_s'

Параметри кінематичної схеми представлені на рис. 5.27 за: $\sigma_y = 250 \text{ МПа}$; $\rho_s = \rho_s' = 0,0038$; $N_s = 28,50 \text{ кН}$; $N_s' = 26,87 \text{ кН}$; $V_s' = 0,90 \text{ кН}$.

Врахування нагельного ефекту в усій арматурі при армуванні в двох рівнях.

Кінематично можлива схема руйнування представлена на рис. 5.28. Вона свідчить, що в шпонці арматура верхнього ярусу A_s буде завжди

розтягнута силою N_s , чого не можна сказати відносно арматури нижнього ярусу A_s , у якій може бути $N_s > 0$, $N_s < 0$ або $N_s = 0$, але згин присутній завжди. В розрахунку розглядається випадок симетричного армування: $A_s = A_s$.

Складова функціоналу, котра відповідає за роботу арматури:

$$I_{sw} = 2 \frac{\sigma_y A_s}{2k_e} \frac{V_x^2}{V_y} + 2k_e \sigma_y A_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right] V_y. \quad (5.68)$$

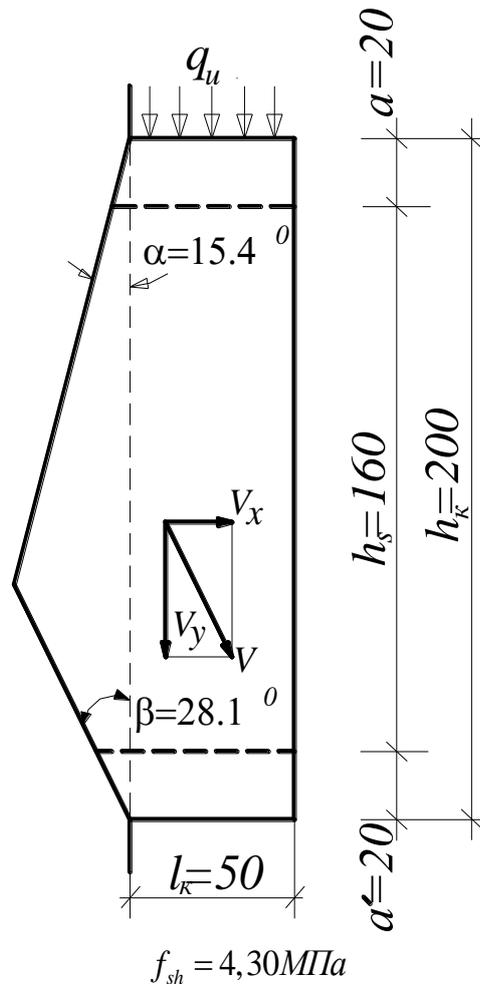


Рис. 5.27 – Параметри кінематичної схеми руйнування залізобетонної шпонки із розташуванням арматури у два яруси та врахуванні нагельного ефекту в арматурі, котра розташована у стиснутій зоні

В загальному вигляді функціонал з урахуванням потужності бетону, арматури й зовнішнього навантаження q_u приймає вигляд:

$$J = J_c + J_{sw} - q_u l_k b_k V_y = m b_k h_k \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{k \operatorname{tg} \beta + 1}{k - \operatorname{tg} \beta} \right)^2} - 1 \right] (k - \operatorname{tg} \beta) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y +$$

$$+ f_{ct} b_k h_k (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} V_y + 2 \frac{\sigma_y A_s}{2k_e} \frac{V_x^2}{V_y} + 2k_e \sigma_y A_s \left[1 - \left(\frac{V_x}{2k_e V_y} \right)^2 \right] V_y - q_u l_k b_k V_y, \quad (5.69)$$

або

$$I = mb_k h_k \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tg\beta} \right)^2} - 1 \right] (k - tg\beta) \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} +$$

$$+ f_{ct} b_k h_k (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{\sigma_y A_s}{2k_g} (k^2 + 4k_g^2) - q_u b_k l_k. \quad (5.70)$$

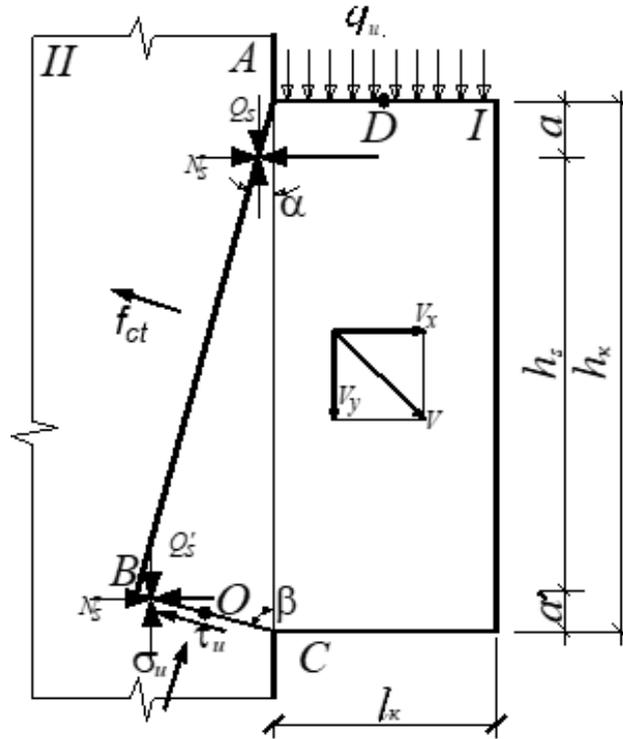


Рис. 5.28 – Кінематично можлива схема руйнування прямокутних залізобетонних шпонок при зрізі у разі розташування арматури в два яруси і врахуванні нагельного ефекту в усій арматурі

Залежність граничного навантаження від невідомих параметрів k , $tg\alpha$, $tg\beta$:

$$q_u = \left(m \left[2B \sqrt{1 + 0,25 \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tg\beta} \right)^2} - 1 \right] (k - tg\beta) \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + \right.$$

$$\left. + f_{ct} (k + tg\alpha) \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{\sigma_y A_s (k^2 + 4k_g^2)}{2k_g b_k h_k} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (5.71)$$

відповідно:

$$\frac{f_{sh}}{f_c} = \frac{m}{f_c} \left[2B \sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25 (ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta) \right] \times$$

$$\times \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \chi(k + tg\alpha) \times \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + 2k_e \gamma_1 \rho_s \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2}\right), \quad (5.72)$$

де: $\rho_s = \rho_s'$.

Додаткові умови, в яких враховано момент сил V_s, V_s' зміняться наступним чином:

$$\sum M_B = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_{bc}} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{1 + tg^2\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\beta - \\ & - \frac{m}{2f_c} \left(1 \pm \frac{2B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \times \\ & \times \frac{1 + tg^2\beta}{(tg\alpha + tg\beta)^2} tg^2\alpha - \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_e} \left(1 - \frac{2tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) k - \\ & - k_e \gamma_1 \rho_s \left(\frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a}{h_k} + \frac{D_B}{tg\alpha} \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) tg\alpha = 0 \end{aligned} \quad (5.73)$$

де: $D_{B1} = \left(\frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{a'}{h_k} \right) tg\beta$ – для першого випадку, коли арматура A_s'

перетинає площадку BC;

$D_{B2} = \left(\frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) \right) tg\alpha$ – для другого випадку, коли арматура

A_s' перетинає площадку AB.

$$\sum M_O = 0:$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{sh}}{f_c} \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{tg\alpha tg\beta}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) - \frac{\chi}{2} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_e} \left(1 - \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} \right) k - \\ & - k_e \gamma_1 \rho_s \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - D_O \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_e^2} \right) = 0 \end{aligned}, \quad (5.74)$$

де $D_{O1} = \frac{a}{h_k} (tg\alpha + tg\beta)$ – для першого випадку, коли арматура A_s'

перетинає площадку BC;

$D_{O2} = tg\alpha$ – для другого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку AB.

$$\begin{aligned}
\sum M_D = 0: \\
& -\frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} \left(-\frac{\tau_u}{f_c} \left(tg\beta + \frac{\gamma}{2} \right) + \frac{\sigma_u}{f_c} \left(1 - \frac{\gamma}{2} tg\beta - \frac{tg\alpha(1 + tg^2\beta)}{2(tg\alpha + tg\beta)} \right) \right) + \\
& + \chi \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \left(\frac{(1 + tg^2\alpha)}{2tg\alpha + tg\beta} tg\beta + \frac{\gamma}{2} tg\alpha \right) + \frac{\gamma_1 \rho_s}{2k_6} k + \\
& + k_6 \gamma_1 \rho_s \left(\frac{a}{h_k} tg\alpha + \frac{\gamma}{2} + D_D \right) \left(1 - \frac{k^2}{4k_6^2} \right) = 0,
\end{aligned} \tag{5.75}$$

де $D_{D1} = \frac{a'}{h_k} tg\beta + \frac{\gamma}{2}$ – для першого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку ВС;

$D_{D2} = \left(1 - \frac{a}{h_k} \right) tg\alpha + \frac{\gamma}{2}$ – для другого випадку, коли арматура A_s' перетинає площадку АВ.

В результаті розрахунку отримано, що арматура A_s' буде перетинати площадку ВС.

Розрахункова кінематична схема при заданих вихідних умовах набуде вигляду рис. 5.29, при цьому

$$\sigma_y = 250 \text{ МПа}, \quad \rho_s = \rho'_s = 0,0038, \quad q_u = 2532 \text{ кН / м},$$

$$V_s = 1,82 \text{ кН}, \quad N_s = 53,21 \text{ кН}.$$

Порівнюючи отримані результати з даними розділу 5.4.1.3.2, можна стверджувати, що теоретична опір шпонок із урахуванням нагельного ефекту для $\rho_s + \rho'_s = 0,0076$ буде меншим порівняно із опором шпонки, за умови наявності в арматурі лише поздовжнього зусилля, однак геометрія поверхні руйнування при цьому залишається без змін. Це підтверджує той факт, що нагельна сила арматури V_s знижує граничну поздовжню силу N_s , що, в свою чергу, призводить до зменшення зовнішнього навантаження.

Аналіз результатів розрахунку впливу врахування нагельного ефекту в усій арматурі на опір шпонки залежно від коефіцієнта армування свідчить (табл. 5.1), що для $\rho_{sw} = 0 \div 0,015$ при врахуванні V_s поздовжнє зусилля $N_s \leq \sigma_y A_{sw}$ та відбувається зменшення опору шпонки порівняно з опором, визначеним без врахування нагельного ефекту до 4%; для $\rho_{sw} = 0,015 \div 0,020$ – зменшення складає до 0,3%; а для $\rho_{sw} = 0,020 \div 0,025$ навпаки міцність шпонки збільшується до 6%.

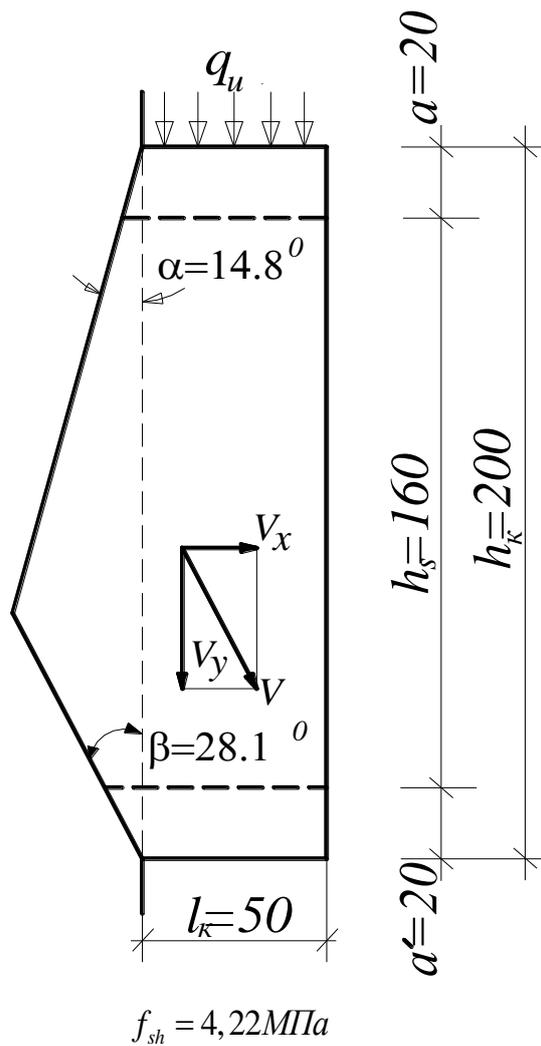


Рис. 5.29 – Параметри кінематичної схеми руйнування залізобетонної шпонки із розміщенням арматури у два яруси при врахуванні нагельного ефекту в арматурі обох рівнів

Таблиця 5.1 – Результати розрахунку опору залізобетонних шпонок при різному коефіцієнті армування із врахуванням нагельного ефекту в усій арматурі

ρ_{sw}	σ_y , МПа	$\frac{f_c}{f_{ct}}$, МПа	$\frac{l_k}{h_k}$	k	β^0	α^0	N_s , кН	V_s , кН	$\frac{f_{sh}^{calc}}{f_c}$
1	2	3	5	2	3	4	5	6	8
0,002	280	11,5/ 0,9	0,25	0,69	34,0	10,7	10,0	0,02	0,2689
0,004				0,62	32,0	12,6	15,5	0,84	0,3132
0,006				0,57	29,9	14,7	21,4	2,36	0,3617
0,008				0,53	28,1	16,7	26,6	4,24	0,4048
0,01				0,50	26,6	18,6	31,1	6,39	0,4440
0,012				0,47	25,3	20,5	35,2	8,74	0,4800
0,014				0,44	24,0	22,4	38,8	11,23	0,5135

Отже дослідження свідчать про недоцільність врахування нагельного ефекту в усій арматурі.

Врахування форми поперечного перерізу шпонки.

Кінематична схема руйнування круглої обтиснутої бетонної шпонки наведена на рис. 5.30. Форма поперечного перерізу шпонки враховується шляхом внесення зміни в площі ділянок поверхні руйнування і закону розподілення зовнішнього навантаження.

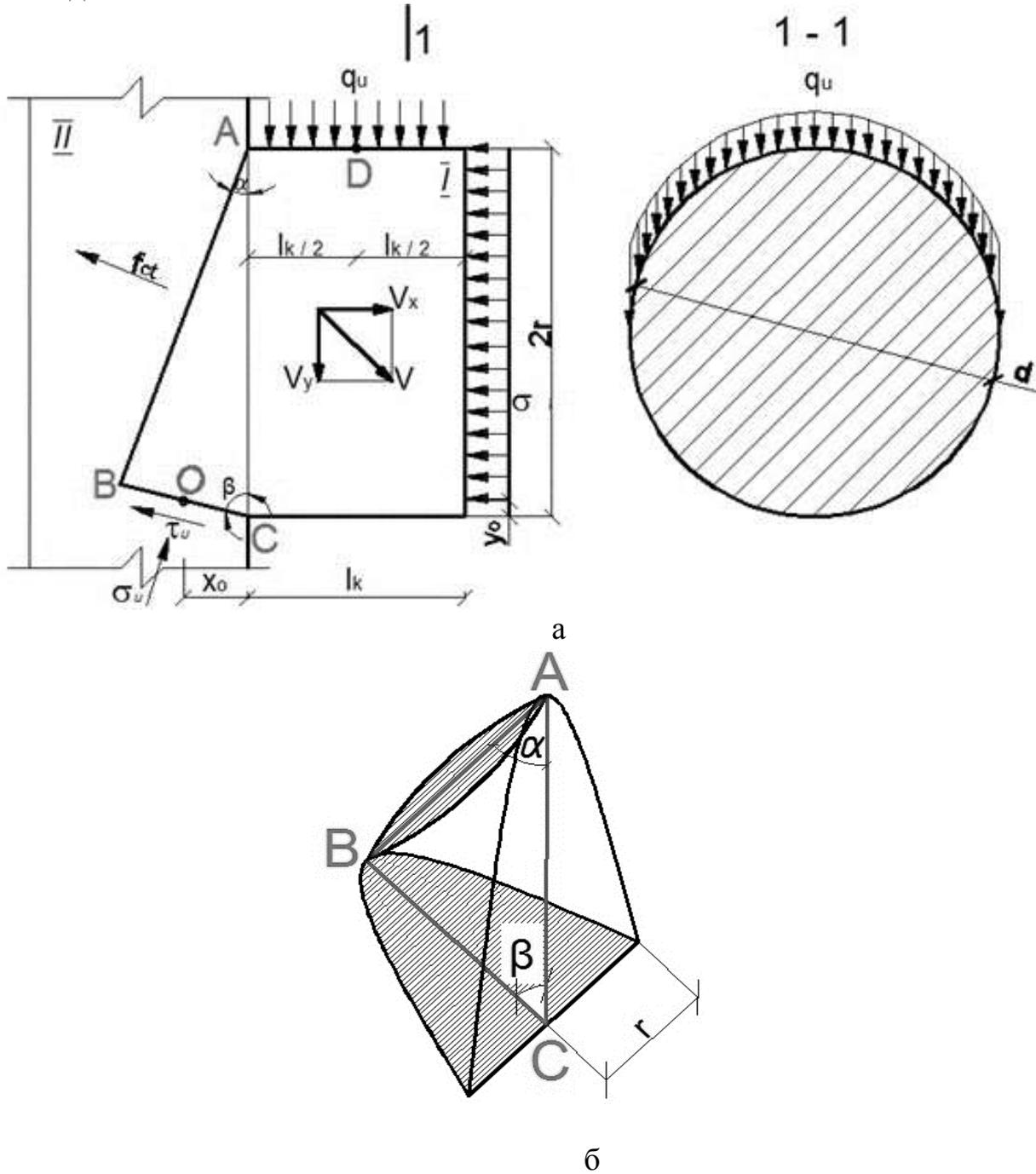


Рис. 5.30 – Кінематично можлива схема руйнування круглих обтиснутих бетонних шпонок при зрізі (а) і ділянки поверхні руйнування у формі параболи (б)

Площі ділянок руйнування:

$$S^{BC} = \frac{4}{3} \times BC \times r, \quad S^{AB} = \frac{4}{3} \times AB \times r, \quad (5.76)$$

$$\text{де } AB = d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad BC = d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}.$$

Остаточно отримано:

$$S^{BC} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} r, \quad S^{AB} = \frac{4}{3} d \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r. \quad (5.77)$$

Частини виразу функціоналу, що відповідають поверхням розриву швидкостей у бетоні, записуються як:

- на площадці АВ:

$$\begin{aligned} J_c^{AB} &= F^{AB} \times V_n^{AB} = f_{ct} \times \frac{4}{3} \times 2r \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} r (V_x \cos \alpha + V_y \sin \alpha) = \\ &= \frac{8}{3} f_{ct} (k + tg \alpha) r^2 \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \end{aligned} \quad (5.78)$$

тут рівнодійна сила розтягу:

$$F^{AB} = \sigma_{AB} \times S^{AB} = f_{ctd} \times \frac{4}{3} \times 2r \times \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \times r, \quad \sigma_{AB} = f_{ct}; \quad (5.79)$$

- на площадці ВС:

$$\begin{aligned} J_c^{BC} &= m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{V_x \sin \beta + V_y \cos \beta}{V_x \cos \beta - V_y \sin \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (V_x \cos \beta - V_y \sin \beta) \times \\ &\times \frac{4}{3} \times 2r \times \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \times r \times V_y. \end{aligned} \quad (5.80)$$

Із врахуванням обтиснення та зовнішнього навантаження функціонал виглядає як:

$$\begin{aligned} J &= m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg \beta + 1}{k - tg \beta} \right)^2 \right)^{0.5} - 1 \right] (k - tg \beta) \times \frac{8}{3} r^2 \frac{tg \alpha}{tg \beta + tg \alpha} + \\ &+ f_{ct} (k + tg \alpha) \times \frac{8}{3} r^2 \frac{tg \beta}{tg \beta + tg \alpha} - q_u l_k \times 2r + \sigma \times \pi r^2 k. \end{aligned} \quad (5.81)$$

Вводячи позначення $2r/l_k = \frac{1}{\gamma}$, маємо:

$$I = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tg\beta} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] (k - tg\beta) \times \frac{4}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{tg\alpha}{tg\beta + tg\alpha} +$$

$$+ f_{ct} (k + tg\alpha) \times \frac{4}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{tg\beta}{tg\beta + tg\alpha} - q_u + \frac{\pi\sigma k}{4} \frac{1}{\gamma}. \quad (5.82)$$

Граничне навантаження:

$$q_u = m \left[2B \left(1 + \frac{1}{4} \left(\frac{ktg\beta + 1}{k - tg\beta} \right)^2 \right)^{0,5} - 1 \right] \times \frac{2}{3} \frac{1}{\gamma} (k - tg\beta) \frac{tg\alpha}{tg\beta + tg\alpha} +$$

$$+ f_{ct} (k + tg\alpha) \times \frac{2}{3} \frac{1}{\gamma} \frac{tg\beta}{tg\beta + tg\alpha} + \frac{\pi\sigma k}{4} \frac{1}{\gamma}. \quad (5.83)$$

Для спрощення розв'язку задачі використовуємо замість трьох рівнянь моментів суму моментів відносно точки В, проекцію всіх сил на вісь ОХ й обмеження $k = t g \beta$.

Додаткові умови в цьому випадку:

$$\sum M_B = 0:$$

$$f_{ct} \times S^{AB} \times \frac{AB}{2} + \sigma_u \times S^{BC} \times \frac{BC}{2} - q_u l_k \times 2r (BC \times \sin \alpha + \frac{l_k}{2}) + \pi r^2 (AB \times \cos \alpha - \frac{2r}{2}) = 0, \quad (5.84)$$

після відповідних перетворень буде мати вигляд:

$$\frac{1}{3} f_{ct} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)^2}{(tg\alpha + tg\beta)^2} + \frac{2}{3} m (0,5 + \frac{B(k - t g \beta)}{\sqrt{(k - t g \beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}}) \times$$

$$\times \frac{tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)^2}{(tg\alpha + tg\beta)^2} - f_{sh} \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{1}{2\gamma} \right) + \frac{\pi}{4} \sigma \left(\frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} - \frac{1}{2} \right) = 0; \quad (5.85)$$

$\sum X = 0:$

$$f_{ct} \times S^{AB} \times \cos \alpha + \tau_u \times S^{BC} \times \sin \beta - \sigma_u \times S^{BC} \times \cos \beta + \sigma \times \pi r^2 = 0, \quad (5.86)$$

після відповідних перетворень:

$$\frac{2}{3} f_{ct} \frac{tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{1}{3} m \left(\frac{B(ktg\beta + 1)}{2\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \frac{tg\alpha tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} -$$

$$-\frac{4}{3} m \times \left(0,5 + \frac{B(k - tg\beta)}{\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2}} \right) \frac{tg\alpha}{tg\alpha + tg\beta} + \frac{\pi\sigma}{4} = 0;$$

$$k = tg\beta.$$

Остаточно маємо:

$$\frac{q_u}{m} = \left(\frac{2Btg\alpha(tg^2\beta + 1)}{3(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{2f_{ct}tg\beta}{3m} + \frac{\pi\sigma tg\beta}{4m} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (5.88)$$

$$\sum M_B = \frac{1}{3} \frac{f_{ct} tg^2\beta(1 + tg^2\alpha)}{m 2(tg\alpha + tg\beta)^2} + \frac{2}{3} \frac{0,5tg^2\alpha(tg^2\beta + 1)}{(tg\alpha + tg\beta)^2} -$$

$$-\frac{q_u \gamma}{m} \left(\frac{tg\alpha tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\gamma}{2} \right) - \frac{\pi\sigma}{4m} \left(0,5 - \frac{tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) = 0. \quad (5.89)$$

$$\sum X = \frac{2}{3} \frac{f_{ct} tg\beta}{m (tg\alpha + tg\beta)} + \frac{1}{3} \frac{Btg\beta tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} - \frac{4}{3} \frac{tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{\pi\sigma}{4m} = 0. \quad (5.90)$$

Врахування форми шпонкового профілю.

Трапецієподібні шпонки мають більший опір, що підтверджується експериментальними дослідженнями. На нашу думку несуча здатність стиків у даному випадку підвищується за рахунок появи горизонтальної складової $q_u l_k b_k \sin\theta$, котра виникає внаслідок відхилення зовнішнього навантаження від вертикалі на кут θ (рис. 5.31) і може бути врахована залежністю « $\theta - \psi$ ».

Граничне навантаження для трапецієподібної залізобетонної шпонки з арматурою, розташованою по середині висоти, підраховується за залежністю:

$$\frac{q_u^\psi}{m} = \left(\frac{Btg\alpha(tg^2\beta + 1)}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{f_{ct}tg\beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} tg\beta}{b_k h_k m} \right) \frac{1}{\gamma(\cos\theta - k \sin\theta)}. \quad (5.91)$$

Додаткові умови приймають вигляд:

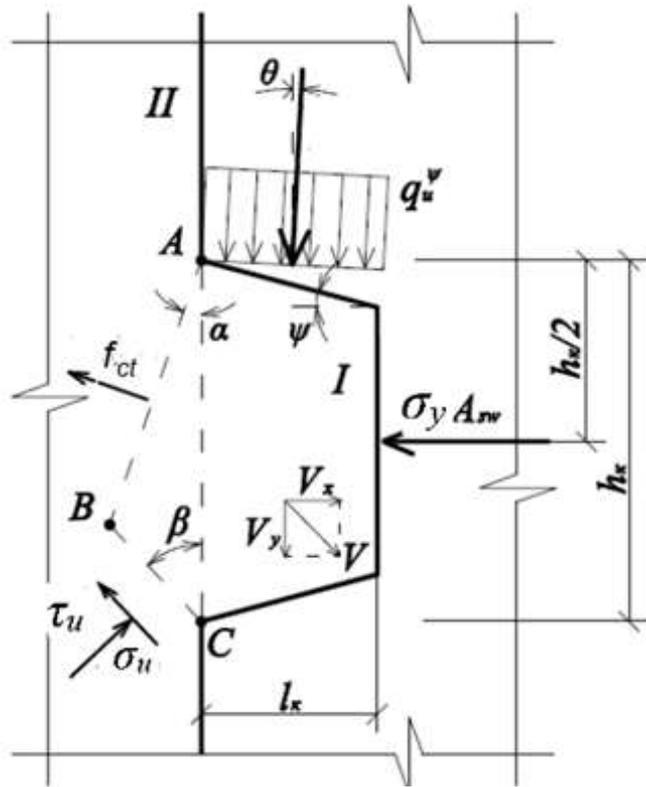


Рис. 5.31 – Кінематично можлива схема руйнування трапецієподібних залізобетонних шпонкових контрактних стиків

$$\sum M_B = 0:$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{tg^2 \beta (1 + tg^2 \alpha)}{2 (tg \alpha + tg \beta)^2} + \frac{0,5 tg^2 \alpha (1 + tg^2 \beta)}{(tg \alpha + tg \beta)^2} - \frac{q_u^v \gamma \cos \theta}{m} \left(\frac{tg \alpha tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} + \frac{\gamma}{2} \right) +$$

$$+ \frac{q_u^v \gamma \sin \theta}{m} \left(\frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} - \frac{\gamma tg \psi}{2} \right) + \frac{\sigma_y A_{sw}}{h_k b_k m} \left(0,5 - \frac{tg \beta}{tg \alpha + tg \beta} \right) = 0; \quad (5.92)$$

$$\sum X = 0:$$

$$\frac{f_{ct}}{m} \frac{tg \beta}{(tg \alpha + tg \beta)} + \frac{B tg \beta tg \alpha}{(tg \alpha + tg \beta)} + \frac{q_u^v \gamma \sin \theta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} = 0. \quad (5.93)$$

Приріст опору шпонок прямопропорційний куту нахилу опорних поверхонь (рис. 5.32), найбільший вплив спостерігається при коефіцієнті армування в межах $\rho_{sw} = 0,7-1,0 \%$.

У таблиці 5.2 продемонстровано вплив кута нахилу опорної поверхні шпонки на опір залізобетонних шпонок для $l_k/h_k = 0,25$, $\chi = f_{ct}/f_c = 0,08 - 0,15$ і $\psi = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$.

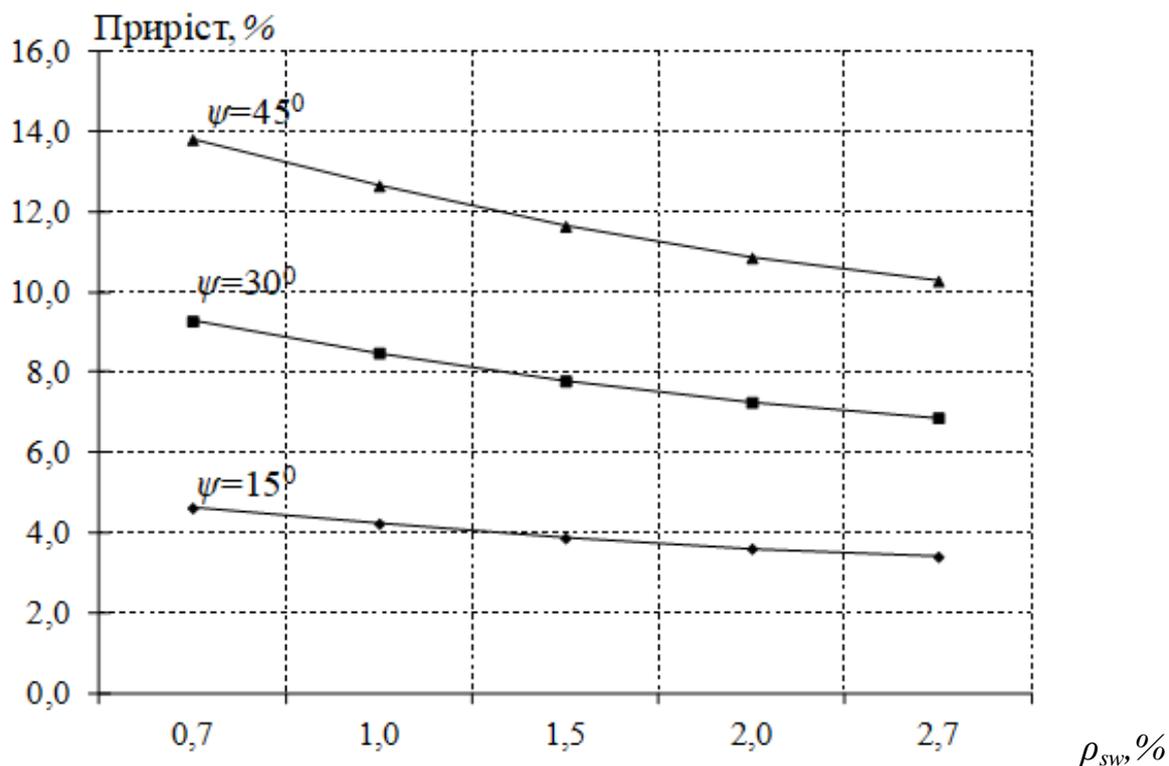


Рис. 5.32 – Середні значення приросту відносного опору залізобетонних шпонок при різних кутах нахилу опорних поверхонь

Послідовність виконання розрахунку несучої здатності одношпоноквого стику при руйнуванні за шпонкою представлено на рисунку 5.33.

Пропозиції щодо розрахунку міцності багатошпоноквих стиків.

Несучу здатність багатошпоноквих з'єднань як функцію від кількості шпонок (при врахуванні до 5 шпонок) пропонується описувати за однією із емпіричних залежностей (5.94) – (5.97), котрі представлені на рис. 5.34:

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (0,5n_k + 2), \quad (5.94)$$

де $V_{sh,1}^k$ – граничне навантаження шпонки; n_k – кількість шпонок у стику;

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k n_k^{0,93}; \quad (5.95)$$

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (1 + 2,15 \ln n_k); \quad (5.96)$$

$$V_{sh,n}^k = V_{sh,1}^k (0,12n_k^2 + 0,13n_k + 0,85). \quad (5.97)$$

Таблиця 5.2 – Відносний опір залізобетонних шпонок f_{sh}/m

$\psi = 15^\circ, \theta = 1^\circ$						
Вихідні параметри		$\rho_{sw}, \%$				
$\gamma=l_k/h_k$	$\chi=f_{ct}/f_c$	0,7	1,0	1,5	2,0	2,7
0,25	0,08	0,410	0,472	0,526	0,563	0,575
	0,09	0,422	0,483	0,535	0,570	0,580
	0,1	0,435	0,494	0,544	0,577	0,585
	0,11	0,448	0,505	0,554	0,584	0,589
	0,12	0,461	0,516	0,563	0,591	0,593
	0,13	0,474	0,527	0,572	0,598	0,598
	0,14	0,486	0,538	0,581	0,605	0,602
	0,15	0,499	0,549	0,590	0,612	0,606
$\psi = 30^\circ, \theta = 2^\circ$						
0,25	0,08	0,432	0,496	0,549	0,586	0,597
	0,09	0,445	0,507	0,559	0,593	0,602
	0,1	0,458	0,518	0,568	0,600	0,606
	0,11	0,471	0,529	0,577	0,607	0,611
	0,12	0,484	0,540	0,586	0,614	0,615
	0,13	0,497	0,551	0,596	0,621	0,620
	0,14	0,510	0,562	0,605	0,628	0,624
	0,15	0,523	0,574	0,614	0,635	0,628
$\psi = 45^\circ, \theta = 3^\circ$						
0,25	0,08	0,456	0,520	0,574	0,611	0,621
	0,09	0,469	0,532	0,584	0,618	0,625
	0,1	0,483	0,543	0,593	0,625	0,630
	0,11	0,496	0,554	0,603	0,632	0,634
	0,12	0,509	0,566	0,612	0,639	0,639
	0,13	0,523	0,577	0,621	0,646	0,643
	0,14	0,536	0,588	0,630	0,653	0,647
	0,15	0,549	0,600	0,640	0,660	0,651

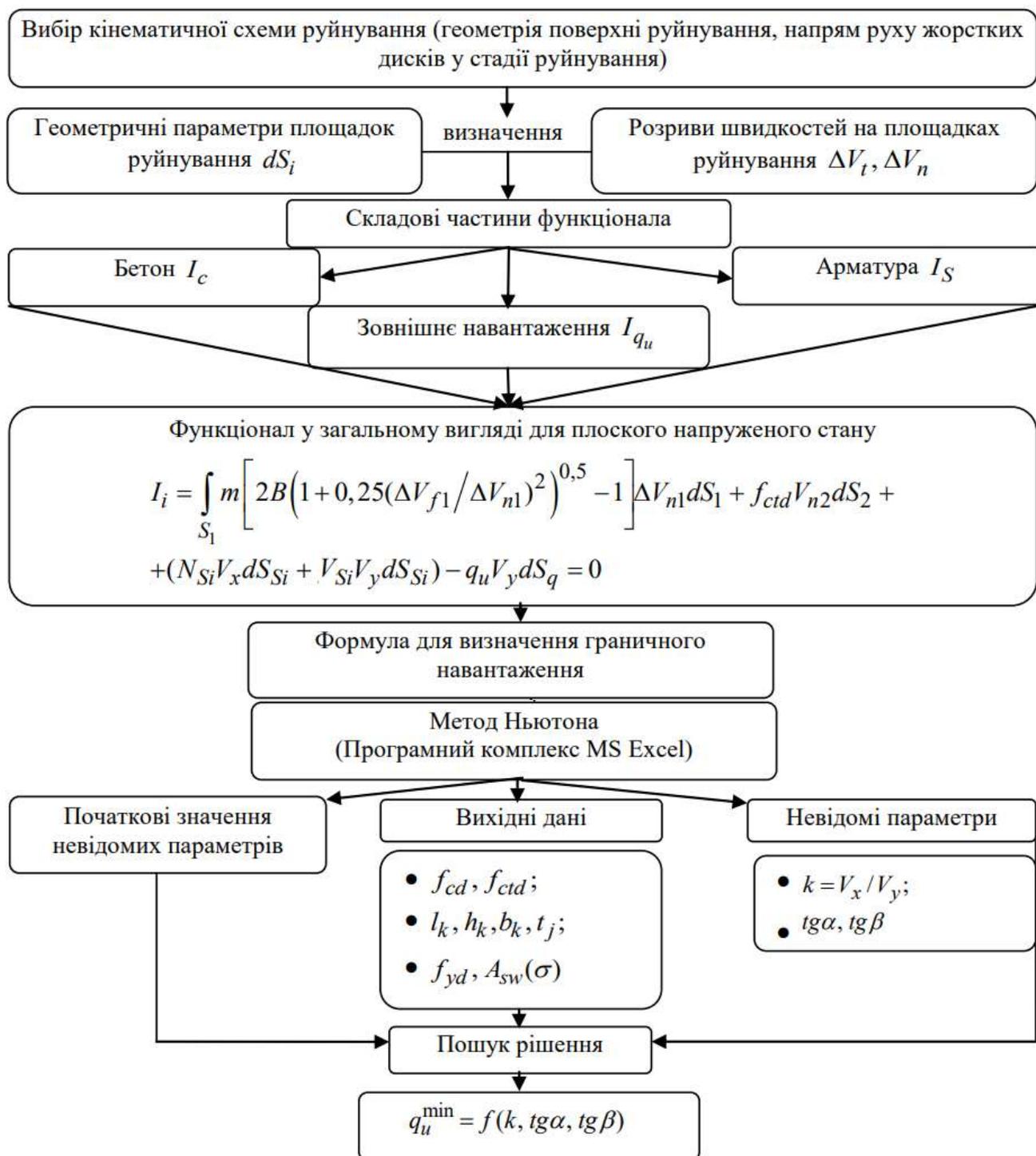


Рис. 5.33 – Алгоритм розв’язку задачі опору одношпонкового стику при руйнуванні за шпонкою

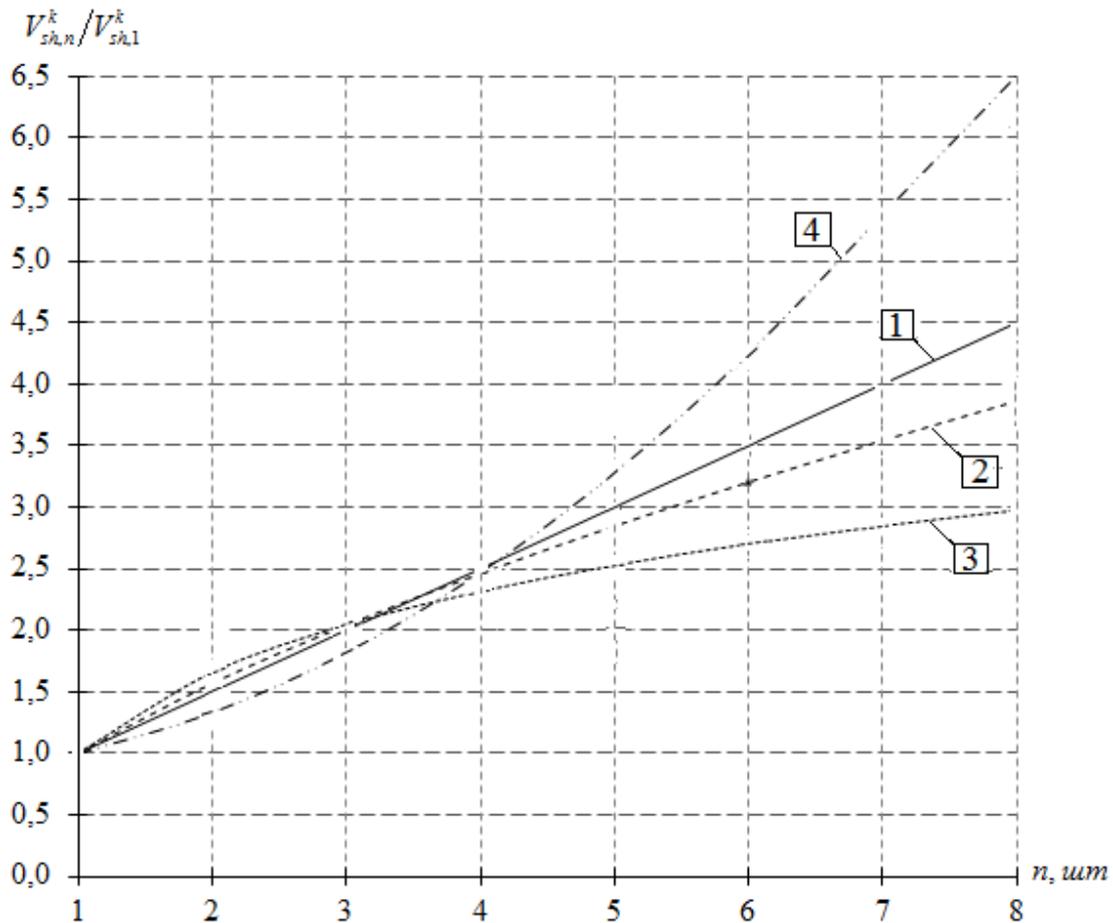


Рисунок 5.34 – Залежності відносної міцності багатощпоноквих контактних стиків $V_{sh,n}/V_{sh,1}$ від кількості шпонок n_k

5.4.3 Несуча здатність стиків зі швом. Опір шва в межах шпонки.

Кінематично можлива схема руйнування шва в межах одношпоноквого стику з арматурою, розміщеною в один ярус по середині висоти шпонки, зображена на рисунку 5.35.

Граничне відносне навантаження q_u^j/m , виражене через невідомі параметри, записується у вигляді:

$$\frac{q_u^j}{m} = \left[2B\sqrt{(k - tg\beta_1)^2 + 0,25(ktg\beta_1 + 1)^2} - (k - tg\beta_1) \right] \times \frac{(tg\alpha_1 - t_j / h_k)}{(tg\alpha_1 + tg\beta_1)} + \frac{f_{ct}}{m} (k + tg\alpha_1) \frac{(tg\beta_1 + t_j / h_k)}{(tg\alpha_1 + tg\beta_1)} + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{mh_k b_k} \frac{1}{\gamma}, \quad (5.98)$$

де t_j – ширина стику.

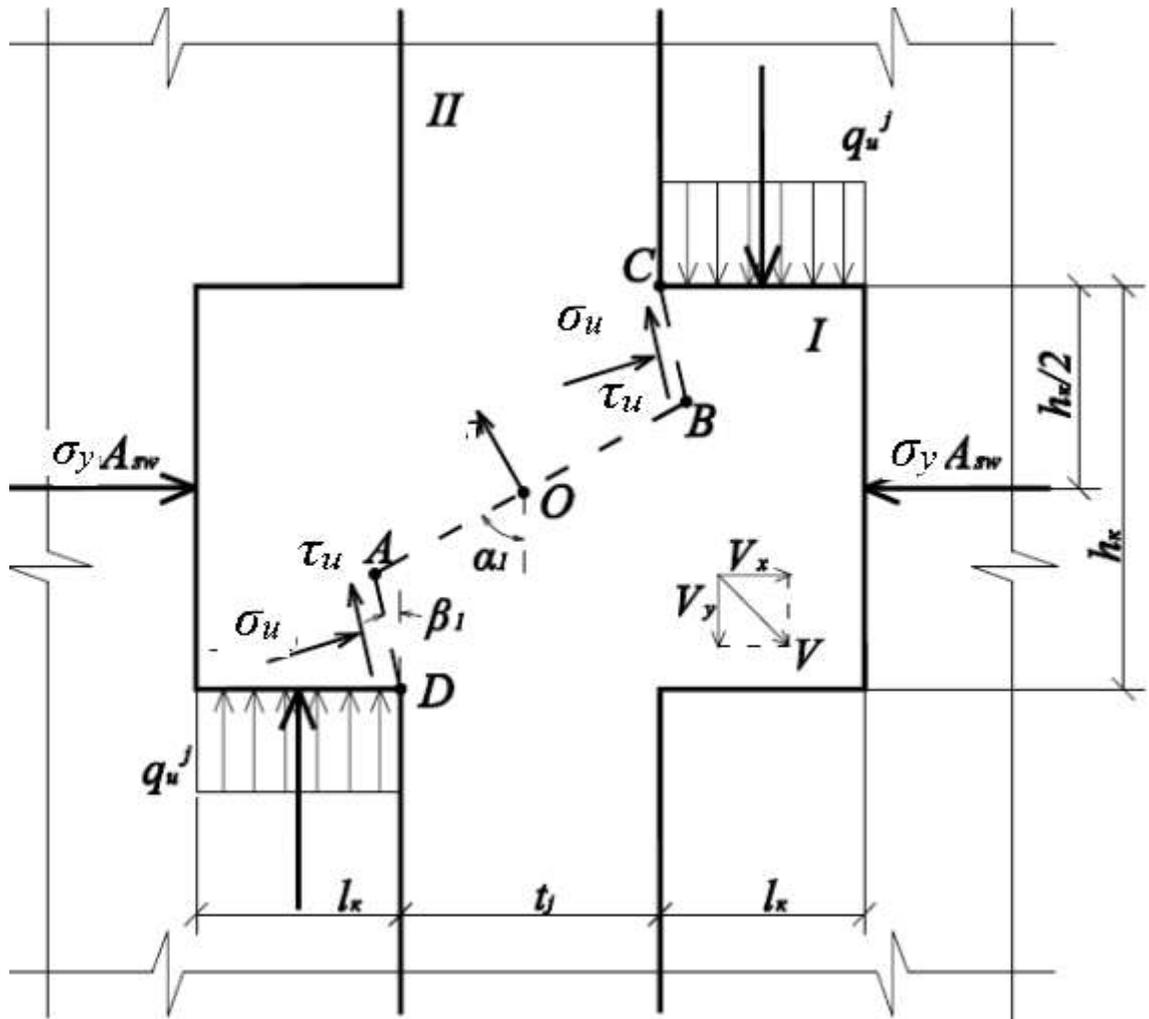


Рис. 5.35 – Кінематично можлива схема руйнування шва одношпонкових залізобетонних стиків з прямокутним профілем при розташуванні арматури в один рівень

У якості додаткових умов при пошуках мінімуму функції (5.98) приймаються:

$$\sum X = 0:$$

$$2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta_1)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta_1)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2}} \right) \frac{(\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} -$$

$$- \frac{0,5B(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta_1)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2}} \frac{\operatorname{tg} \beta_1 (\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} - \frac{f_{ct} (\operatorname{tg} \beta_1 + t_j / h_k)}{m (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} -$$

$$- \frac{\sigma_y A_{sw}}{m b_k h_k} = 0 \quad (5.99)$$

та

$$\operatorname{arctg} k + \alpha_1 \geq 45^\circ. \quad (5.100)$$

На рис. 5.36 зображені схеми руйнування при максимальному та мінімальному ρ_{sw} для різної ширини шва, побудовані за результатами теоретичного розрахунку.

При розв'язанні задачі опору виявилось, що кут β при певних параметрах набуває від'ємне значення стосовно прийнятої кінематично можливої схеми, що відповідає картині руйнування, отриманій в дослідах.

Залежність опору стику від міцнісних характеристик бетону, ширини шва та відсотку армування представлена в табличній формі (табл. 5.3).

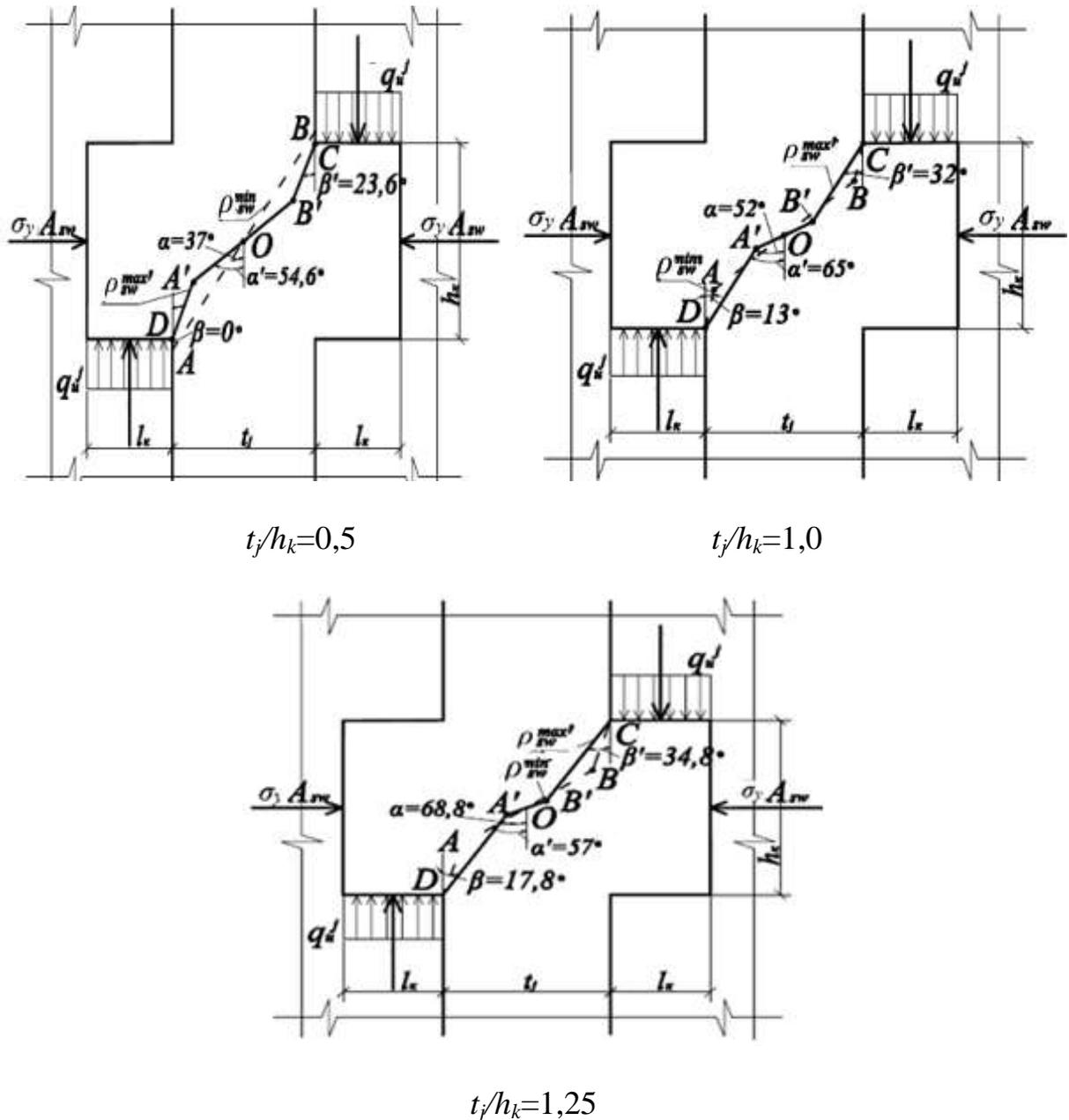


Рис. 5.36 – Зміни в геометрії кінематичних схем руйнування шва одношпонкових стиків з одноярусним розташуванням арматури при різному відсотку армування в залежності від ширини шва

Таблиця 5.3 – Відносний опір зрізу шва f_{sh}^j / m

Вихідні параметри		$\rho_{sw}, \%$				
t_j/h_k	$\chi=f_{ct}/f_c$	0,7	1,0	1,5	2,0	2,7
0,25	0,08	0,291	0,344	0,389	0,418	–
	0,09	0,303	0,354	0,397	0,424	
	0,1	0,315	0,364	0,405	0,430	
	0,11	0,326	0,374	0,413	0,436	
	0,12	0,338	0,383	0,421	0,442	
	0,13	0,349	0,393	0,429	0,447	
	0,14	0,361	0,403	0,437	0,453	
	0,15	0,372	0,413	0,461	–	
0,5	0,08	0,234	0,275	0,309	0,329	0,326
	0,09	0,247	0,286	0,318	0,336	0,331
	0,1	0,260	0,297	0,328	0,343	0,336
	0,11	0,272	0,308	0,337	0,351	0,340
	0,12	0,285	0,319	0,346	0,358	0,344
	0,13	0,297	0,331	0,356	0,365	0,349
	0,14	0,310	0,342	0,365	0,372	–
	0,15	0,323	0,353	0,374	0,379	
1,0	0,08	0,189	0,211	0,227	0,231	0,217
	0,09	0,205	0,225	0,240	0,242	0,225
	0,1	0,220	0,239	0,253	0,253	0,234
	0,11	0,236	0,254	0,266	0,265	0,242
	0,12	0,251	0,269	0,279	0,276	0,251
	0,13	0,267	0,283	0,292	0,287	0,259
	0,14	0,283	0,298	0,305	0,298	0,268
	0,15	0,300	0,313	0,319	0,310	0,276
1,25	0,08	0,185	0,200	0,209	0,208	0,190
	0,09	0,202	0,216	0,224	0,222	0,201
	0,1	0,219	0,232	0,240	0,235	0,212
	0,11	0,237	0,249	0,255	0,248	0,223
	0,12	0,255	0,266	0,270	0,262	0,234
	0,13	0,273	0,283	0,286	0,276	0,245
	0,14	0,291	0,300	0,302	0,289	0,256
	0,15	0,310	0,318	0,318	0,303	0,267

Найбільший опір отримано для стиків з $t_j/h_k=0,25$. Із збільшенням відносної ширини шва його опір зменшується. Армування підвищує значення f_{sh}^j / m .

Методика має обмеження (див. затемнені чарунки табл. 5.3).

Зі збільшенням ширини шва та мінімальному відсотку армування кути α і β зростають, також стають більшими розміри площадки стиску.

У разі рознесення арматури у два рівня за висотою шпонки і врахуванні нагельного ефекта в усій арматурі кінематично можлива схема приймає вигляд представлений на рисунку 5.37.

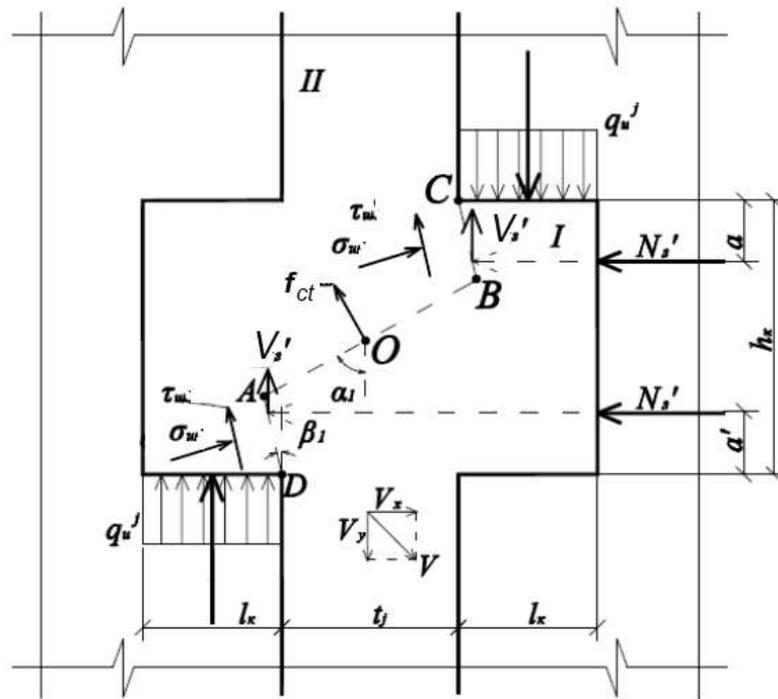


Рис. 5.37 – Кінематично можлива схема руйнування шва в одношпонкових стиках із прямокутним профілем із розташуванням арматури у два яруси і врахуванням нагельного ефекта в усій арматурі

Формула для визначення граничного навантаження в цьому випадку записується у вигляді:

$$\frac{q_u^j}{m} = \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_1 - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_1) \right] \frac{(\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} + \frac{f_{ct}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_1) \frac{(\operatorname{tg} \beta_1 + t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} + \frac{\sigma_y A_s' (k^2 + 4k_e^2)}{2k_e m h_k b_k} \frac{1}{\gamma} \quad (5.101)$$

Додаткові умови відповідно:

$$\sum X = 0:$$

$$2 \left(0,5 \pm \frac{B(k - \operatorname{tg} \beta_1)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta_1)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2}} \right) \times \frac{(\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} - \frac{0,5B(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)}{\sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta_1)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2}} \times \frac{\operatorname{tg} \beta_1 (\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j / h_k)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} - \frac{f_{ct} (\operatorname{tg} \beta_1 + t_j / h_k)}{m (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} - \frac{f_y A_s' k}{k_s m b_k h_k} = 0; \quad (5.102)$$

$$\operatorname{arctg} k + \alpha_1 \geq 45^\circ. \quad (5.103)$$

Теоретична міцність стику виявилася більшою до 10 %, порівняно з випадком, коли нагельний ефект в арматурі не враховано.

Вибір випадку руйнування одношпонкового стику

На рис. 5.38 зображено залежності несучої здатності фібробетонних і із звичайного бетону класу С12,5/15 стиків ($f_c = 12$ МПа, $f_{ct} = 1,48$ МПа та $f_c = 11$ МПа, $f_{ct} = 1,15$ МПа відповідно) від його ширини (при $\gamma = l_k / h_k = 0,5$). Горизонтальні лінії відповідають руйнуванню за шпонкою, криві – за швом.

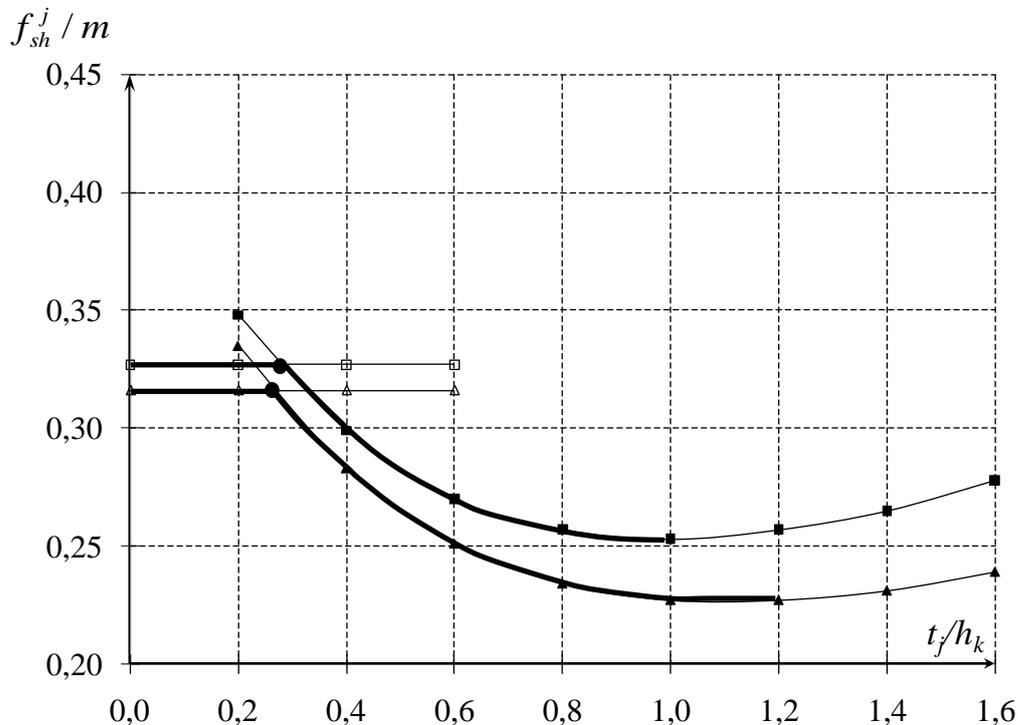


Рис. 5.38 – Графік « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,5$: \square , \triangle – для бетону класу С12,5/15; \blacksquare , \blacktriangle – для дрібнозернистого фібробетону С12,5/15; \square , \triangle – значення при руйнуванні стику за шпонкою; \blacktriangle , \blacksquare – значення при руйнуванні стику за швом

Згідно з рис. 5.38 при $t_j/h_k = 0 - 0,25$ (вузькі стики) для звичайного бетону руйнування відбуватиметься шляхом зрізу шпонок, а при $t_j/h_k = 0,25 - 1,0$ (середня ширина стику) зруйнується шов (реалізується той випадок руйнування, при якому несуча здатність стику буде мінімальною). Подальше збільшення співвідношення t_j/h_k (широкі стики) супроводжується зростанням теоретичної несучої здатності, що протирічить дослідним даним. Тому введено обмеження на реалізацію запропонованої кінематичної схеми товщиною шва t_j , котра дорівнює $1,25h_k$ для бетону з $\chi = 0,1$ та $1,0h_k$ для $\chi = 0,12$. У разі $t_j > h_k$ у дослідах зростає вплив згинального моменту та відбувається руйнування шляхом відриву.

Аналогічні залежності при $\gamma = l_k/h_k = 0,25$ представлені на рис. 5.39.

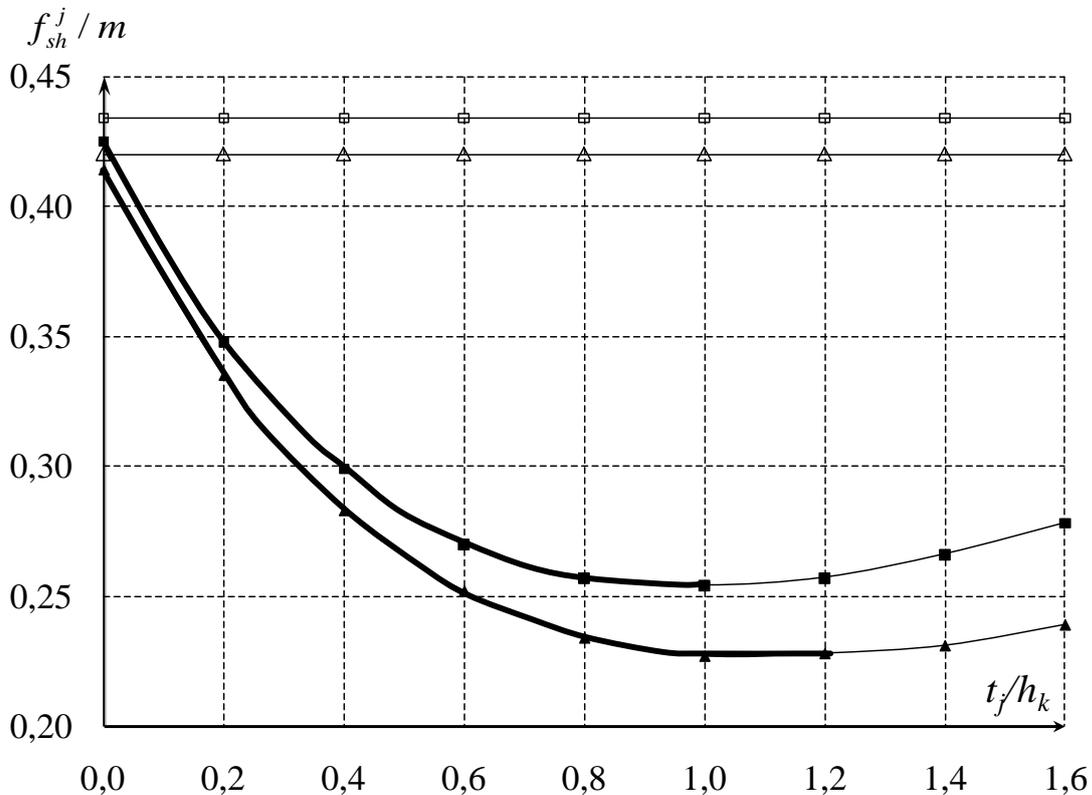


Рис. 5.39 – Графік « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,25$

Значення f_{sh}^j / m в функції від t_j / h_k при $\chi = 0,08$ і $\chi = 0,15$ для $\gamma = 0,25$ і $\gamma = 0,5$ представлені на рис. 5.40 і рис. 5.41.

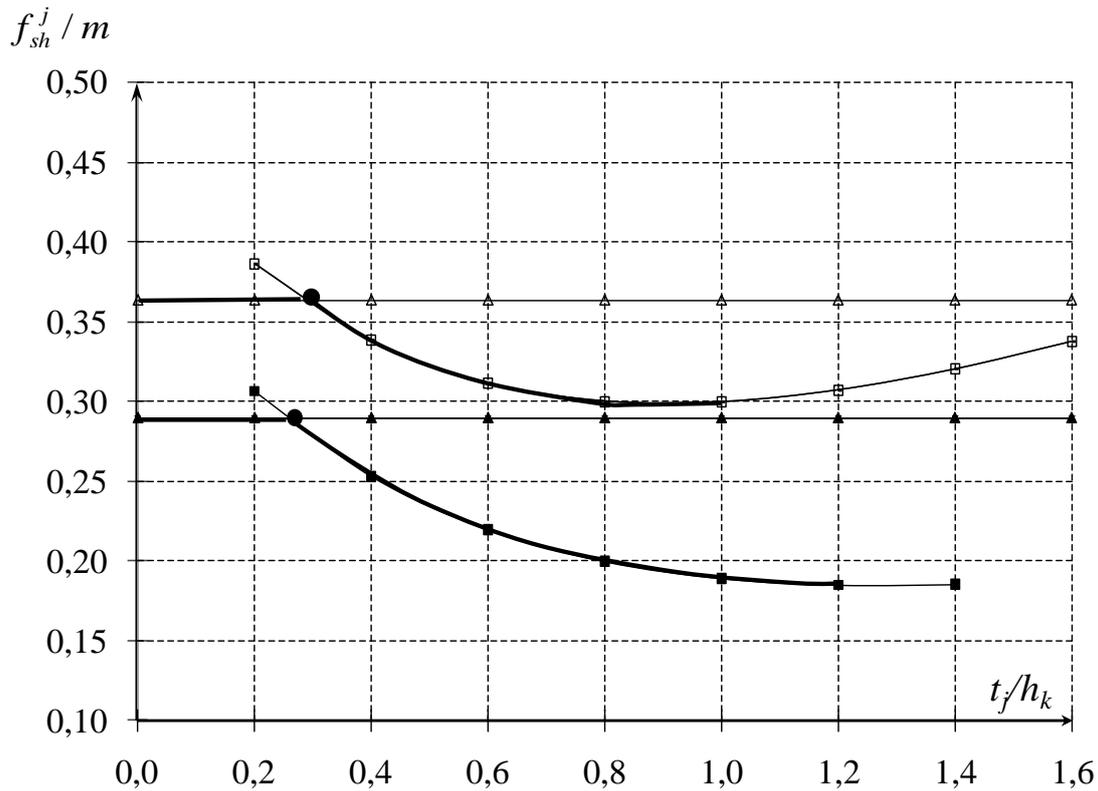


Рис. 5.40 – Графік залежності « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,5$:
 \blacktriangle , \blacksquare – $\chi = 0,08$; \blacktriangle , \blacklozenge – $\chi = 0,15$; \blacktriangle – теоретичні значення при руйнуванні стику за шпонкою; \blacksquare – теоретичні значення при руйнуванні стику за швом

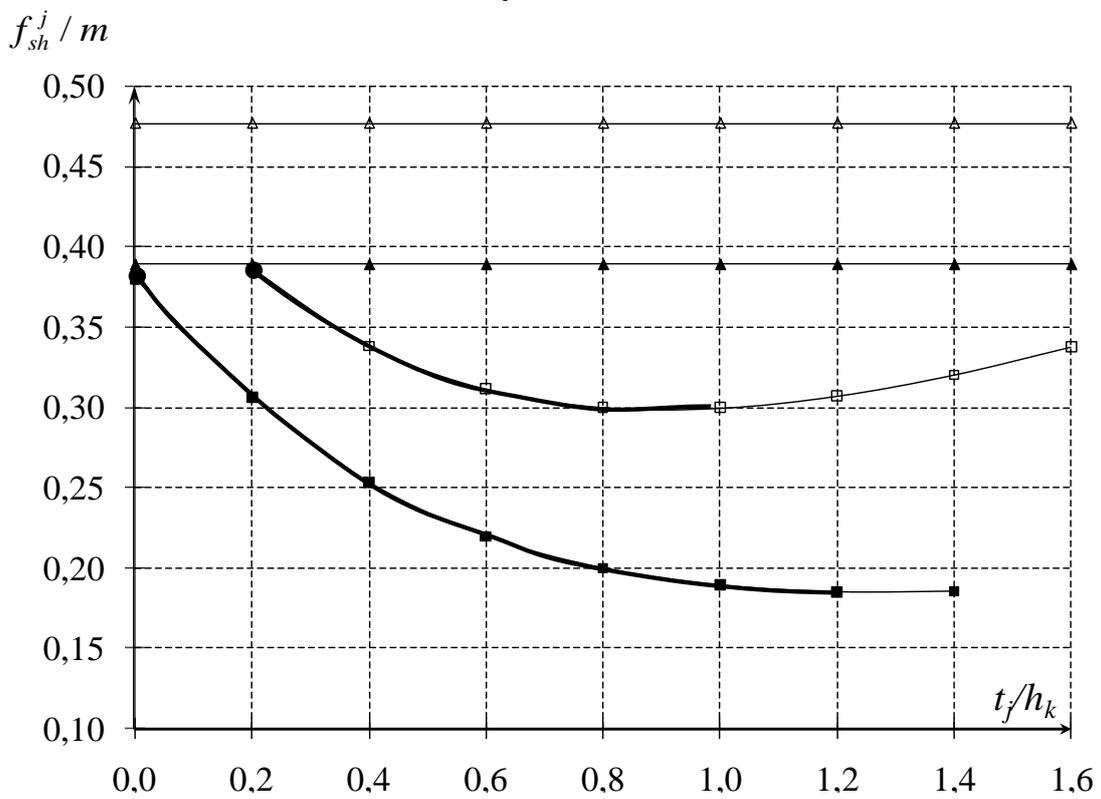


Рис. 5.41 – Графік залежності « $f_{sh}^j / m - t_j / h_k$ » при $\gamma = l_k / h_k = 0,25$

Аналіз рис. 5.40 і рис. 5.41 дозволяє зробити наступні висновки: для бетону з $\chi = 0,15$ і геометричними параметрами: $\gamma = 0,5$ і $t_j/h_k \leq 0,3$ руйнується шпонка, а при $t_j/h_k \geq 1,0$ – шов; цей випадок реалізується і при $0,3 < t_j/h_k \leq 1,2$ для бетону з $\chi = 0,08$. Опір шпонки при $\gamma = 0,25$ завжди більший ніж при $\gamma = 0,5$ за будь-якого значення χ , тут руйнування шпонкових з'єднань не залежно від ширини шва завжди буде відбуватися тільки за швом.

Несуча здатність багатощпонкових стиків

Розглядаються чотири можливі форми руйнування тришпонкового стику стику стику.

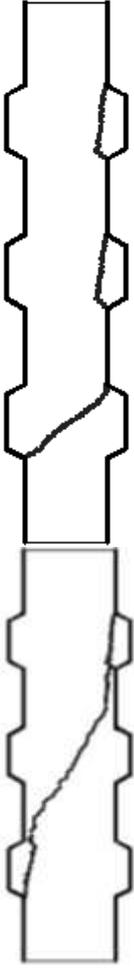
При руйнуванні шляхом зрізу трьох шпонок залізобетонного з'єднання трапецієподібного профілю із арматурою, розташованою по середині висоти шпонки, його несуча здатність визначається за (5.104).



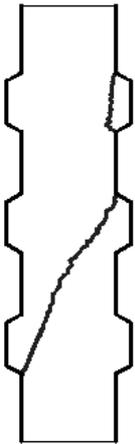
$$\frac{q_u^1}{m} = 3 \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)}. \quad (5.104)$$

У разі руйнування двох шпонок і шва, в межах третьої, несуча здатність підраховується за (5.105). Треба мати на увазі, що можуть зрізатися дві поряд розташовані шпонки і шов у межах третьої, або перша і третя шпонки, а шов руйнується в межах середньої.

Для третього випадку можлива схема руйнування включає руйнування однієї шпонки та стику в межах двох останніх. Граничне навантаження підраховується за формулою (5.106).



$$\begin{aligned}
 \frac{q_u^2}{m} = & 2 \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \times \\
 & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)} + \\
 & \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_1 - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_1 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_1) \right] \times \quad (5.105) \\
 & \times \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha_1 - t_j}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} + \frac{f_{ct}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_1) \frac{(\operatorname{tg} \beta_1 + t_j)}{(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \beta_1)} + \frac{\sigma_y A_{sw} k}{m h_k b_k} \right) \times \\
 & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)}.
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \frac{q_u^3}{m} = & \left(\frac{B \operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg}^2 \beta + 1)}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + \frac{f_{ct} \operatorname{tg} \beta}{m} + \frac{\sigma_y A_{sw} \operatorname{tg} \beta}{b_k h_k m} \right) \times \\
 & \times \frac{1}{\gamma (\cos \theta - k \sin \theta)} + \\
 & + \left[2B \sqrt{(\operatorname{tg} \beta_2 - k)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta_2 + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta_2) \right] \times \quad (5.106) \\
 & \times \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha_2 - t_j}{(\operatorname{tg} \alpha_2 + \operatorname{tg} \beta_2)} + \frac{f_{ct}}{m} (k + \operatorname{tg} \alpha_2) \frac{(\operatorname{tg} \beta_2 + t_j)}{(\operatorname{tg} \alpha_2 + \operatorname{tg} \beta_2)} + \frac{2 \sigma_y A_{sw} k}{m H_k b_k} \right) \times \\
 & \times \frac{1}{\gamma_1 (\cos \theta - k \sin \theta)},
 \end{aligned}$$

де $\gamma_1 = \frac{H_k}{l_k}$, (H_k – див. рис. 5.42).

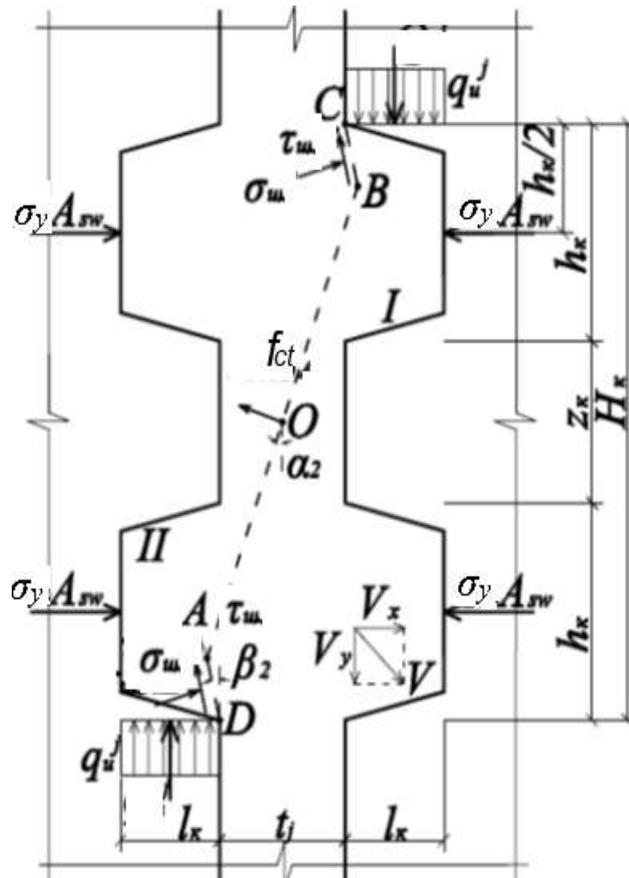


Рис. 5.42 – Кінематично можлива схема руйнування двохшпонкових залізобетонних стиків з трапецієподібним профілем у межах шва

У разі руйнування лише за швом використовується кінематично можлива схема представлена на рис. 5.43 і формула (5.107).



$$\frac{q_u^4}{m} = \left[2B \sqrt{(tg \beta_3 - k)^2 + 0,25(k tg \beta_3 + 1)^2} - (k - tg \beta_3) \right] \times$$

$$\times \frac{(tg \alpha_3 - t_j)}{(tg \alpha_3 + tg \beta_3)} + \frac{f_{ct}}{m} (k + tg \alpha_3) \frac{(tg \beta_3 + t_j)}{(tg \alpha_3 + tg \beta_3)} + \frac{3\sigma_y A_{sw} k}{m H_k' b_k} \times \quad (5.107)$$

$$\times \frac{1}{\gamma_2 (\cos \theta - k \sin \theta)}$$

$$\text{де } \gamma_2 = \frac{H_k'}{l_k}, \quad (H_k' - \text{див. рис. 5.43}).$$

Вибір випадків розрахунку (руйнування) для трьохшпонкових стиків здійснюється із умов: при $t_j / h_k \leq 0,3$: у разі $0,25 \leq l_k / h_k < 0,35$ – руйнування шва, а при $0,35 \leq l_k / h_k \leq 0,5$ – руйнування шпонок; за виконання умов

$0,25 \leq l_k / h_k \leq 0,5$: $0,3 < t_j / h_k < 3,0$ – реалізується змішаний варіант руйнування за шпонками та швом (за розрахункове приймається мінімальне значення граничного навантаження), коли $t_j / h_k \geq 3,0$ – руйнується шов.

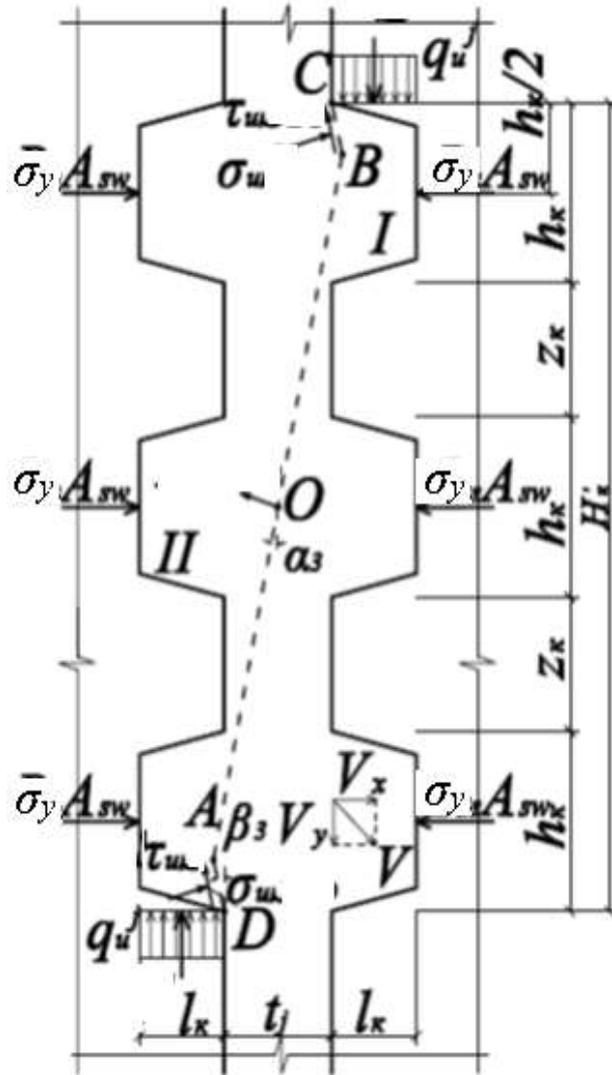


Рис. 5.43 – Кінематично можлива схема руйнування залізобетонних трьохшпонкових стиків трапецієподібного профіля при руйнуванні за швом

У разі застосування пятишпонкового стику кількість можливих випадків руйнування збільшується (рис. 5.44).

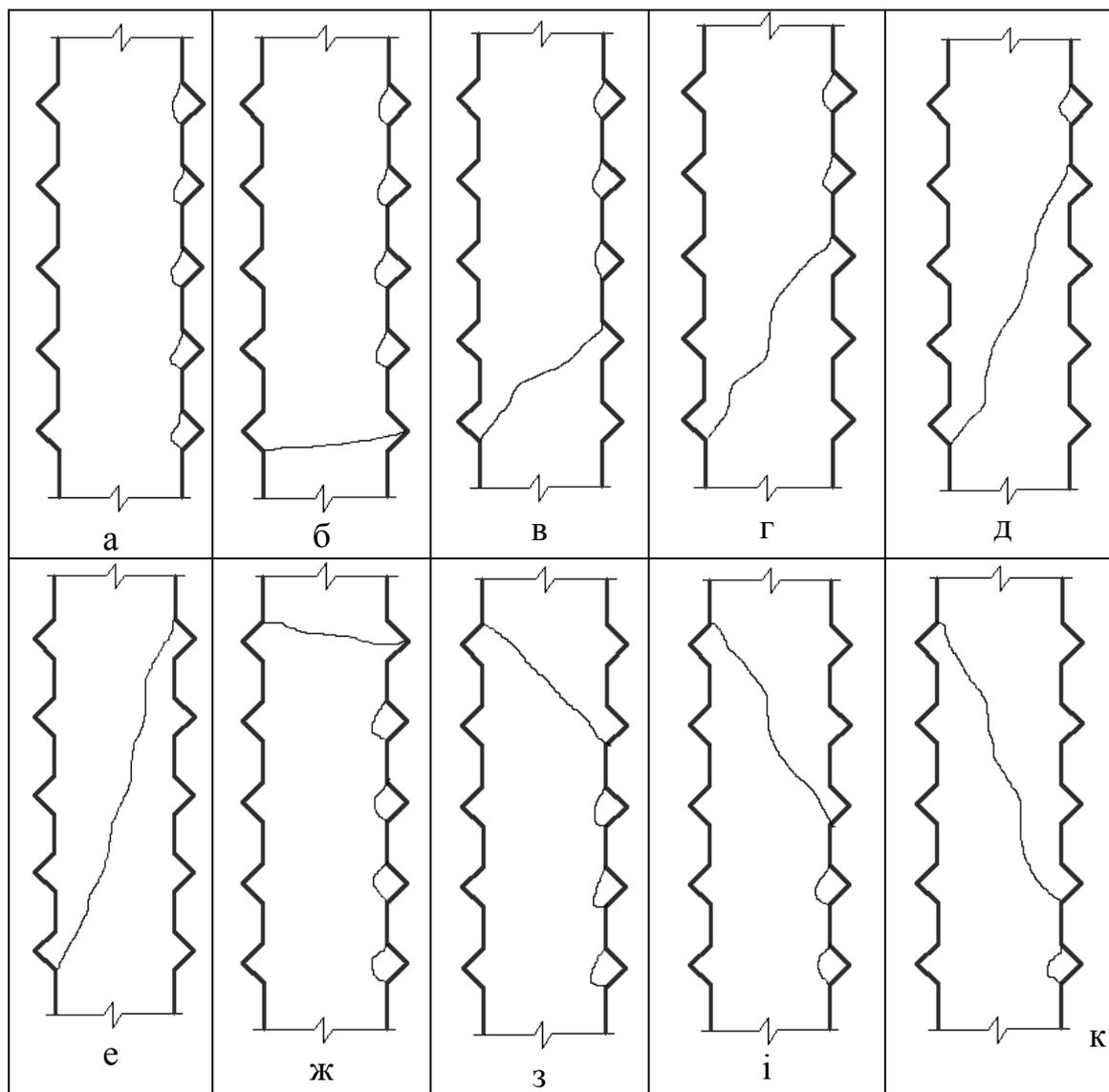


Рисунок 5.44 – Можливі випадки руйнування п’ятишпонкового стику:
 а – за шпонками; б, ж – за чотирма шпонками і швом у межах однієї шпонки;
 в, з – за трьома шпонками і швом у межах двох шпонок;
 г, і – за двома шпонками і швом у межах трьох шпонок;
 д, к – за шпонкою і швом у межах чотирьох шпонок; е – за швом

5.5 Запропонована залежність для розрахунку стиків

Використовуючи структуру нормативної розрахункової залежності (5.1) пропонується здійснювати підрахунок несучої здатності одношпонкового контактної стику за формулою:

- у разі застосування бетонної шпонки з прямокутним профилем і прямокутним поперечним перерізом (враховано обидві характеристики міцності бетону на стиск f_c і розтяг f_{ct} та співвідношення розмірів шпонки

$\gamma = l_k / h_k$):

$$q_u = (m \left[2B \sqrt{(k - \operatorname{tg} \beta)^2 + 0,25(k \operatorname{tg} \beta + 1)^2} - (k - \operatorname{tg} \beta) \right] \frac{\operatorname{tg} \alpha}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} + f_{ct} (k + \operatorname{tg} \alpha) \frac{\operatorname{tg} \beta}{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)}) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.108)$$

- при врахуванні обтиснення в площині перпендикулярній площині зрізу до залежності (5.108) додається член:

$$\frac{\sigma k}{\gamma}; \quad (5.109)$$

- у випадку застосування залізобетонних шпонок без врахування нагельного ефекту в арматурі не залежно від її розташування за висотою (в один або два рівня) в (5.108) з'являється додаткова компонента (для одиничного або подвійного армування):

$$\frac{\sigma_y A_{sw} k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma} \text{ або } \frac{\sigma_y (A_s + A'_s) k}{b_k h_k} \frac{1}{\gamma}; \quad (5.110)$$

- у разі врахування нагельного ефекту в арматурі, розташованій в стиснутій зоні залізобетонних шпонок, замість (5.110) в (5.108) додається член:

$$\left(\frac{\sigma_y A_s k}{b_k h_k} + \frac{\sigma_y A'_s k_e}{b_k h_k} \left(1 + \frac{k^2}{4k_e^2} \right) \right) \frac{1}{\gamma}; \quad (5.111)$$

- кругла форма поперечного перерізу шпонок враховується введенням коефіцієнта $2/3$ до формули (5.108) і коефіцієнта $\pi/2$ до формул (5.109) – (5.111);

- трапецієподібний профіль стику враховується додатковим множником до формул (5.108) – (5.111):

$$\frac{1}{(\cos \theta - k \sin \theta)}, \quad (5.112)$$

пропонується лінійна залежність (в градусах) між кутами θ та ψ :

$$\theta = \psi / 15. \quad (5.113)$$

Надається можливість визначити несучу здатність стику у разі його руйнуванні за швом. В цьому випадку для бетонного стику в формулі (5.108) перша компонента замість $tg\alpha$ множиться на:

$$(tg\alpha_1 - t_j / h_k), \quad (5.114)$$

а друга замість $tg\beta$ на:

$$(tg\beta_1 + t_j / h_k). \quad (5.115)$$

При залізобетонному з'єднанні у разі неврахування нагельного ефекту потрібно користуватися формулою (5.110), при його врахуванні замість (5.111) застосовується складова (так як вся рознесена арматура потрапляє у стиснуту зону):

$$\frac{\sigma_y A_s' (k^2 + 4k_g^2)}{2k_g h_k b_k}. \quad (5.116)$$

Форма шпонкового профіля і поперечного перерізу враховується аналогічно, як при руйнуванні за шпонкою.

Пропонується на відміну від норм враховувати в стиках до 5-ти шпонок замість 3.

В контактних стиках при визначенні несучої здатності можна для врахування кількості шпонок застосовувати залежність (5.94), у стиках зі швом необхідно розглядати всі можливі випадки руйнування (за шпонками, швом і комбіноване) та за розрахункове приймати навантаження для випадку із мінімальним значенням несучої здатності.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Aninthaneni, P.K. (2017). Development of a demountable precast concrete frame building system for seismic regions. *Christchurch: University of Canterbury*, 324 с.
2. Araujo, D.L. & El. Debs, M.K. (2005). Beam-slab connection in precast bridge decks with pockets filled out with high-performance concrete and shear key. *IBRACON Struct*, 1, 1-28.
3. Dovzhenko, O., Pohribnyi, V., Klymenko, Y., Oreškovič, M. & Maliovana, O. (2019). Strength calculation of risers near the supports of reinforced concrete three-hinged frames based on the concrete plasticity theory. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 708 (1), 012046.
4. Eurocode 2, Part 1-1 (2004). *Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings: EN 1992-1-1*. Brussels: CEN. 225 p.
5. Holly, I. & Abrahaim, I. (2020). Connections and joints in precast concrete structures. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 28, 1, 49-56.
6. Jose, V. & Kumar, P.R. (2014). Hollow Core Slabs in Construction Industry. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 3, 5, 414-420.
7. Koen van Dijk, Boedianto, P. & Kowalczyk, A. (2000). State of the art deconstruction in the Netherlands. *Overview of Deconstruction in Selected Countries, Chapter 6*, 95-143.
8. Mironova, Ju. (2021). Structural solution of the horizontal joint of floor slabs in girderless frame. *E3S Web of Conferences*, 274, 03017.
9. Morcou, G., Henin, E. & Tadros, M.K. (2019). Shallow precast concrete floor without beam ledges or column corbels. *PCI Journal*, 64, #4, 41-54.
10. Pohribnyi, V., Dovzhenko, O., Fenko, O. & Usenko, D. (2022). Plasticity Theory in Strength Calculations Concrete Elements Under Local Compression. *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 181.
11. Semyroz N. (2022) Interior design of civil defense shelters. *Theory and practice of design. Culture and art*. 2 (26). P. 210-215, doi: <https://doi.org/10.32782/2415-8151.2022.26.25>
12. Shehata, I.A.E.M. & de Mendonça, E.C.G. (2010). Strength of shear keys used in pre-cast prestressed composite beams. *Mater. Struct.*, 43, 675-685.
13. The Hollow Core Floor Design and Applications Manual. – Belfiore (Verona), Italy: ASSAP, 2002. – 220 p.
14. The safest room in the house. URL: <https://www.timesofisrael.com/the-safest-room-in-the-house/> (дата звернення: 08.10.2023).
15. Vinutha, D., Vidjeapriya, R. & Jaya, K.P. (2021). Seismic performance of precast slab to beam connection: an overview, *Current science*, 121, 1, 61-76.

16. Бетон від Ковальської. URL: <https://beton.kovalska.com> (дата звернення: 05.09.2023).
17. Вимоги до цивільної оборони // Закон Ізраїлю від 15.09.1951 № 77 (із змінами), Ст. 14, розділ 3. URL: https://www.nevo.co.il/law_html/law01/125_001.htm#Seif24 (дата звернення: 08.10.2023).
18. Вимоги щодо утримання та експлуатації захисних споруд цивільного захисту // Наказ Міністерства внутрішніх справ України від 09.07.2018 р. № 579. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0879-18#Text> (дата звернення: 20.09.2023).
19. ДБН Б.2.2-12:2019. (2019). *Планування та забудова територій*. Київ: Мінрегіонбуд та житлово-комунального господарства України.
20. ДБН В.2.2-5:2023. (2023). *Захисні споруди цивільного захисту. Зі Зміною №1*. Київ: Мін-во розвитку громад, територій та інфра-ри України.
21. Довженко, О.О., Погрібний, В.В. (2016). *Багатопверхові каркасні будівлі із збірно-монолітними балковими перекриттями: монографія*. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 197 с.
22. Довженко, О.О., Погрібний, В.В., Залужна, К.І., Качан, Т.Ю. (2011). Теоретичне дослідження міцності на зріз бетонних балок-стінок за допомогою варіаційного методу в теорії пластичності бетону. *Вісник Кременчуцького національного університету імені Юрія Остроградського*, 4 (69), ч.1, 120-123.
23. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. (2011). *Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування*. Київ: Мінрегіонбуд України.
24. ДСТУ 9058:2020. (2020). *Пожезна безпека. Визначення протипожежних відстаней між об'єктами розрахунковими методами. Основні положення*. Київ: ДП «УкрНДНЦ».
25. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text>. (дата звернення: 05.10.2023).
26. Кодекс Цивільного Захисту України: Закон України від 02.10.2012 №5403-VI (із змінами). URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/5403-17#Text> (дата звернення: 09.10.2023).
27. Митрофанов, В.П., Погрібний В.В., Довженко, О.О. (2002). Про можливість застосування передумови про ідеальну пластичність до бетону. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 7, 118-124.
28. Митрофанов, В.П. (1990). Варіаційний метод у теорії ідеальної пластичності бетону. *Будівельна механіка та розрахунок споруд*, 6, 23-28.
29. Митрофанов, В.П. (2006). Теорія ідеальної пластичності як елементарна механіка псевдопластичного граничного стану бетону: основи, обмеження, практичні аспекти, удосконалення. *Комунальне господарство міст*, 72, 6-26.

30. Пат №23425U Україна, МПК(2006) E04G23/00. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття / Савицький М. В., Магала В. С., Чернець В. А., Рабіч О. В., Чумак Ю. Г., Куліченко І. І., Пшінько О. М., Нікіфорова Т. Д., Зінкевич О. Г., Токар О. Л. – u200613815 Заявлено 25.12.2006 ; Опубл. 25.05.2007, Бюл. № 7, 2007 р.
31. Перелік об'єктів, що належать суб'єктам господарювання, проектування яких здійснюється з урахуванням вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту, що затверджені постановою Кабінету Міністрів України від 09 січня 2014 №6 «Про затвердження переліку об'єктів, що належать суб'єктам господарювання, проектування яких здійснюється з урахуванням вимог інженерно-технічних заходів цивільного захисту»
32. Погрібний, В.В. (2022). *Методологія розрахунку несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій з використанням умов екстремуму деформування: монографія*. Полтава: ПП «Астрія», 388 с.
33. Порядок створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту, виключення таких споруд із фонду та ведення його обліку // Постанова Кабінету Міністрів України від 10.03.2017 №138 (із змінами). URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/134-2023-%D0%BF#n218> (дата звернення: 20.09.2023).
34. Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо забезпечення вимог цивільного захисту під час планування та забудови територій // Закон України від 29.07.2022 №2486-IX. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2486-20#Text> (дата звернення: 09.10.2023).
35. Спосіб улаштування збірно-монолітного залізобетонного перекриття: пат. на корисну модель 23425: МПК-2011.01 E04G 23/00 / В. С. Магала, М. В. Савицький. Опубл. 27.12.2010.
36. Стоянов, Е.Г., Набока, А.В. (2017). Експериментальне дослідження роботи диску перекриття, складеного із збірних залізобетонних попередньо напружених багатопустотних плит. *Комунальне господарство міст*, 134, 143-147.
37. Тимошенко М.О., Коник С.В. Захиститися від війни: як вдосконалити фонд укриттів в Україні // Українська правда, розділ економічна правда, інтернет видання. 2022. URL: <https://www.epravda.com.ua/columns/2022/06/15/688187/> (дата звернення: 20.09.2023).
38. Тур, В.В., Пепольд, Т.М., Щербач, А.В. (2010). Проектування збірних перекриттів із плит пустотного настилу безопалубкового формування у світлі вимог закордонних норм. *Будівельна наука і техніка*, 1-2, 15-24.
39. У Харкові встановили першу зупинку-укриття / інтернет-ЗМІ «Суспільне Новини». URL: <https://suspilne.media/272808-u-harkovi-vstanovili-persu-zupinku-gromadskogo-transportu-aka-moze-sluguvati-ukrittam/> (дата звернення: 20.09.2023).



Монографія присвячена актуальній проблемі розробки ресурсоекономних конструктивних та архітектурно-планувальних рішень споруд цивільного захисту як в нових, так і в реконструйованих будівлях з урахуванням багатофункціональності та максимальної інтеграції у громадській простір.