

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ДСТУ 9294:2024

**РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬ
НА СТІЙКІСТЬ
ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО
(НЕПРОПОРЦІЙНОГО)
ОБВАЛЕННЯ**

Не є офіційним виданням.
Офіційне видання розповсюджує
національний орган стандартизації
(ДП «УкрНДНЦ» <http://uas.gov.ua>)

ПЕРЕДМОВА

- 1 РОЗРОБЛЕНО: Технічний комітет стандартизації «Захист будівель та споруд» (ТК 304), Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК)
- 2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Державного підприємства «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» (ДП «УкрНДНЦ») від 23 травня 2024 р. № 177 з 2025–03–01
- 3 Цей стандарт розроблено згідно з правилами, установленними в національній стандартизації України
- 4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

Право власності на цей національний стандарт належить державі.
Заборонено повністю чи частково видавати, відтворювати
здля розповсюдження і розповсюджувати як офіційне видання
цей національний стандарт або його частини на будь-яких носіях інформації
без дозволу ДП «УкрНДНЦ» чи уповноваженої ним особи

ДП «УкрНДНЦ», 2025

ЗМІСТ

1 Сфера застосування	1
2 Нормативні посилання	1
3 Терміни та визначення понять	1
4 Загальні вимоги.....	2
5 Принципи розрахунку на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення	3
6 Будівельні матеріали та їхні характеристики в разі розрахунку будівель на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення	5
7 Навантаження та впливи.....	6
8 Вимоги до розрахункових моделей	7
9 Критерії несучої здатності конструкцій для позаграничного стану	8
10 Конструктивні вимоги щодо захисту будівель різних конструктивних систем від прогресуючого (непропорційного) обвалення.....	8
Додаток А (довідковий) Алгоритм розрахунку на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення.....	10
Додаток Б (довідковий) Класифікація будівель і споруд за вимогами до захисту від прогресуючого (непропорційного) обвалення.....	13
Додаток В (довідковий) Конструктивні заходи.....	14
Додаток Г (довідковий) Приклад розрахунку будівлі на прогресуюче (непропорційне) обвалення	17
Додаток Д (довідковий) Бібліографія.....	41

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

РОЗРАХУНОК БУДІВЕЛЬ НА СТІЙКІСТЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ

CONSTRUCTION OF BUILDINGS FOR SUSTAINABILITY BEFORE THE PROGRESSIVE COLLAPSE

Чинний від 2025–03–01

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт установлює основні положення проектування громадських та житлових будівель класів наслідків СС-3 та СС-2 різних конструктивних систем та захисту їх від прогресуючого (непропорційного) обвалення.

1.2 Цей стандарт не поширюється на будівлі, що належать до культурної спадщини (пам'яток історії та культури), й будівлі, вимоги до захисту від прогресуючого (непропорційного) обвалення яких встановлено в інших державних будівельних нормах.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті наведено посилання на такі національні стандарти:

ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування бетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT).

Примітка. Чинність стандартів, на які є посилання в цьому стандарті, перевіряють згідно з офіційними виданнями національного органу стандартизації — каталогом національних нормативних документів і щомісячними інформаційними покажчиками національних стандартів.

Якщо стандарт, на який є посилання, замінено новим або до нього внесено зміни, треба застосовувати новий стандарт, охоплюючи всі внесені зміни до нього.

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

У цьому стандарті вжито терміни, наведені в ДБН В.1.1-7 [1]: умовна висота будинку; в ДБН В.1.2-6 [6]: аварія, аварійна (випадкова) розрахункова ситуація, вплив, граничний стан, дія (навантаження), міцність, надійність, несуча здатність, опір, постійна дія, розрахункова модель, стійкість, ustalена розрахункова ситуація, характеристична величина; в ДБН В.1.2-14 [7]: безпека, відмова, відповідальний елемент, геометрична нелінійність, епізодичне навантаження, позаграничний стан, постійне навантаження, тривале навантаження, фізична нелінійність; у ДБН В.2.2-9 [11]: громадські будинки і споруди; в ДБН А.2.2-3 [10]: будинок, будівля, капітальний ремонт, реконструкція; в ДБН В.2.2-41 [13]: висотна будівля, локальне руйнування; в ДБН В.2.6-162 [17]: несуча стіна.

Нижче подано терміни, додатково вжиті в цьому стандарті, та визначення позначених ними понять.

3.1 небажаний наслідок

Подія, яка може призвести до травмування людей, завдати шкоди довкіллю або призвести до матеріальних, фінансових та/або соціальних втрат унаслідок руйнування будівлі або її частини

3.2 прогресуюче (непропорційне) обвалення

Послідовне (ланцюгове) руйнування несучих будівельних конструкцій, що призводить до обвалення всієї споруди або її частин унаслідок локального руйнування / пошкодження

3.3 стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення

Забезпечення несучої здатності як конструктивної системи споруди загалом, так і прилеглих до зони локального руйнування конструктивних елементів.

4 ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ

4.1 Громадські та житлові будівлі залежно від рівня відповідальності за наслідками (див. таблицю 1 ДБН В.1.2-14 [7], таблицю Б.1 додатка Б) повинні бути захищені від прогресуючого (непропорційного) обвалення в разі локального руйнування відповідальних елементів несучих конструкцій за аварійних впливів, не передбачених умовами нормальної експлуатації будівель (вибухи, пожежі, ударні впливи транспортних засобів тощо). Ця вимога означає, що в разі будь-якої аварії, яка може призвести до небажаних наслідків, допустимі локальні руйнування несучих конструкцій у межах одного поверху (локальне руйнування перекриття, повне руйнування однієї з колон, повне або часткове руйнування простінків чи окремих стін у двох суміжних осях будівлі), але вказані первинні руйнування не повинні призводити до прогресуючого (непропорційного) обвалення або до руйнування конструкцій, на які передається навантаження, що раніше сприймалося елементами, пошкодженими аварійним впливом.

4.2 Крім аварійних навантажень і впливів, наведених у 4.1, до позаграничного стану можуть призвести впливи, які виникають унаслідок:

- дефектів матеріалів;
- неякісного виконання будівельних робіт;
- помилок проєктування, зокрема й зумовлених недосконалістю нормативних документів на проєктування;
- порушень умов експлуатації будівель, зокрема й їхнього промислового чи інженерного обладнання;
- порушень технологічного процесу, тимчасової несправності або поломки обладнання та з інших, не встановлених причин.

4.3 У разі аварійної ситуації конструктивна система будівлі повинна забезпечувати його несучу здатність і стійкість несучих конструкцій щонайменше на час, необхідний для вжиття термінових заходів (зокрема для евакуації людей та виконання робіт пожежно-рятувальними підрозділами). Для уникнення небажаних наслідків потрібно забезпечити несучу здатність як конструктивної системи будівлі загалом, так і окремих її елементів.

4.4 Захист будівель від прогресуючого (непропорційного) обвалення потрібно забезпечувати найекономнішими засобами, що не потребують значного підвищення матеріаломісткості конструктивних елементів:

- під час розроблення архітектурно-планувальних рішень треба враховувати можливість виникнення локального руйнування внаслідок аварійного впливу;
- у багатоповерхових будівлях потрібно вживати конструктивних заходів, що підвищують ступінь статичної невизначеності конструкції (підвищення нерозрізненості конструкції, зменшення кількості шарнірних з'єднань тощо);
- потрібно застосовувати матеріали й конструктивні рішення, що забезпечують розвиток у конструктивних елементах і їхніх з'єднаннях пластичних деформацій;
- треба конструювати технічні поверхи у вигляді просторової системи (плити коробчастого перерізу, елементи жорсткості у вигляді ферм на всю висоту поверху тощо), здатних сприймати навантаження, які обумовлені видаленням вертикальних елементів, розташованих між технічними поверхами.

Отже, завдання проєктування в аварійній розрахунковій ситуації зводиться, головним чином, до мінімізації ймовірності виникнення граничного стану.

4.5 Стійкості будівлі до прогресуючого (непропорційного) обвалення досягають комплексом заходів:

- вжиттям конструктивних заходів, спрямованих на забезпечення нерозрізненості й конструктивної цілісності системи з урахуванням пошкоджень та ефектів, які не враховують під час традиційного проєктування (наприклад, мембранні зусилля в перекриттях, великі деформації та переміщення);
- розрахунком на аварійні комбінації навантажень і впливів, який охоплює вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій.

4.6 Під час проєктування потрібно враховувати аварійні розрахункові ситуації, що виникають під час дії аварійних впливів на стадіях будівництва та експлуатації будівлі, а також під час проведення реконструкції та капітального ремонту.

4.7 Під час реконструкції будівель за результатами обстеження технічного стану для забезпечення їх захисту від прогресуючого (непропорційного) обвалення проєктування потрібно виконувати для будівлі загалом, або для самостійного конструктивного блока в частинах, обмежених деформаційними швами, в яких проводять реконструкцію.

4.8 В одноповерхових каркасних будівлях, зокрема й великопрольотних, має бути розглянуто руйнування або видалення несучої конструкції на ділянці двох суміжних кроків в однопрогонових будівлях і суміжних прольотах багатопрогонових будівель.

4.9 Конструкції, для яких вимог щодо несучої здатності під час розрахунку на аварійну розрахункову ситуацію не виконано, потрібно прийняти інше проєктне рішення, посилити або вжити інших заходів, що підвищують опір конструкцій прогресуючому обваленню.

4.10 Визначення несучої здатності та стійкості конструкцій будівель з різних матеріалів виконують відповідно до чинних державних будівельних норм з урахуванням вимог цього стандарту.

5 ПРИНЦИПИ РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ

5.1 Відповідно до вимог ДБН В.1.2-14 [7] несучі та огорожувальні конструкції будівель повинні бути запроектовані з урахуванням обґрунтованих аварійних розрахункових ситуацій.

5.2 Конструкції будівель розраховують як систему «основа — фундамент — будівля» з використанням програмних комплексів, які дають змогу враховувати фізичну, геометричну та конструкційну нелінійність, що забезпечує найбільшу точність відображення закономірностей роботи конструктивної системи реальної будівлі.

5.3 Захист будівлі від прогресуючого (непропорційного) обвалення забезпечено, якщо для будь-яких елементів і їхніх з'єднань виконано таку умову:

$$E_d \leq R_d,$$

де E_d — розрахункова величина результату дій для прийнятої розрахункової ситуації;
 R_d — розрахункова величина несучої здатності для прийнятої розрахункової ситуації.

5.4 Вплив локальних руйнувань несучих конструкцій враховують тим, що розрахункову модель конструктивної системи будівлі розглядають у кількох варіантах, кожний із яких відповідає одному з можливих сценаріїв локальних руйнувань конструкцій за аварійних впливів.

5.5 Під час проєктування будівлі повинні бути розроблені сценарії реалізації найнебезпечніших аварійних розрахункових ситуацій і стратегії для запобігання прогресуючому (непропорційному) обваленню будівлі в разі локального руйнування конструкцій. Кожний сценарій відповідає окремій аварійній комбінації навантажень і впливів згідно з ДБН В. 1.2-6 [6].

5.6 Під час вибору сценаріїв розрахунку на стійкість прогресуючому (непропорційному) обваленню треба враховувати, що локальне руйнування може бути розташоване в будь-якому місці будівлі.

5.7 Для кожного сценарію треба визначити відповідальні несучі елементи, вихід з ладу яких може спричинити прогресуюче обвалення всієї конструктивної системи. Для цього треба виконати аналізування роботи несучих конструкцій будівлі за усталеної розрахункової ситуації.

5.8 Під час розрахунку несучих конструкцій одного (будь-якого) поверху будівлі рекомендовано зону локального руйнування брати площею не менше ніж 80 м².

5.9 Для оцінювання стійкості будівель до прогресуючого (непропорційного) обвалення треба розглядати найнебезпечніші локальні руйнування (рисунок 5.1):

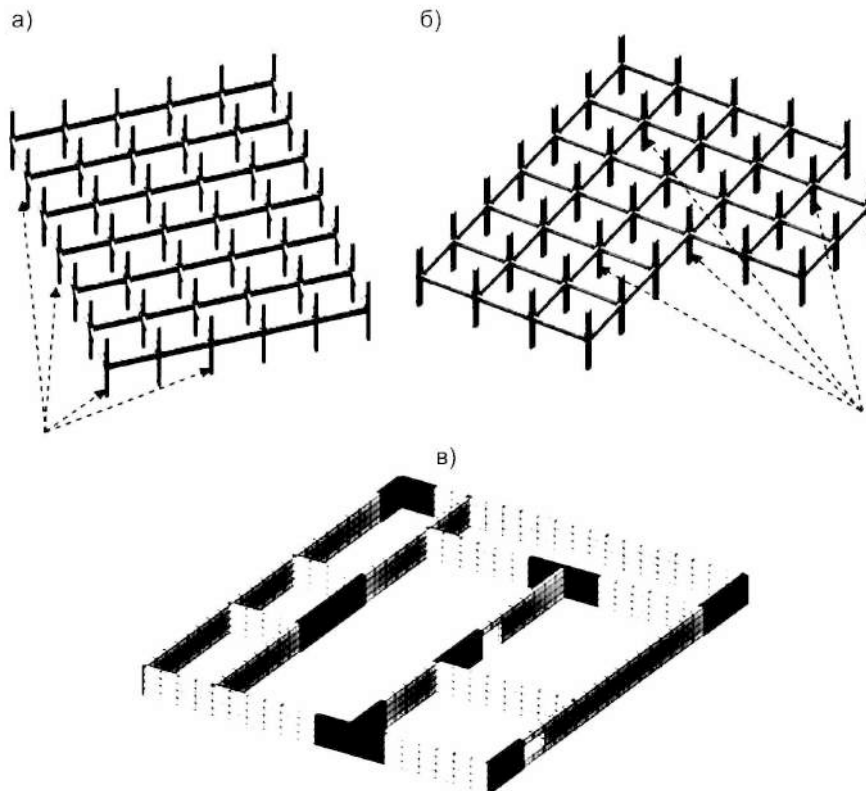
- вилучення (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їхнього перетину (наприклад, від кута будівлі) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку, або на ділянці, що дорівнює висоті поверху H у чистому вигляді в кожному напрямку;
- видалення стіни, що стоїть окремо: біля середини з короткого боку будівлі, біля середини з довгого боку, на куті будівлі від краю до найближчого отвору або на довжині, що дорівнює висоті поверху в чистому вигляді;
- обвалення (видалення) окремої колони;
- обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

5.10 Перекриття будівлі повинне сприймати вагу ділянки перекриття вищого поверху з урахуванням динамічного впливу.

5.11 У будь-якому разі в каркасній схемі будівлі має бути видалено щонайменше одну колону із зовнішнього боку, яка розташована в середині короткого (або довгого) боку будівлі у плані. Крім того, рекомендовано обов'язкове видалення колон у точках плану будівлі, де істотно змінюється його геометрія або конструктивне рішення (напрямок прольотів рам, їхні розміри: прольоти, висота) (рисунок 5.1 а)) та руйнування плити перекриття на площі зони локального руйнування.

5.12 Для конструктивних систем будівель з підземними паркінгами або іншими важкоконтрольованими громадськими місцями (площами) першого поверху потрібно виконати розрахунок з видаленням внутрішньої несучої колони, розташованої у:

- середині короткого боку будівлі в плані;
- середині довгого боку будівлі в плані;
- кутку неконтрольованої площі (рисунок 5.1 б)).



Умовні позначки:
 можливі вилучені елементи:
 а) колони зовнішнього ряду;
 б) колони внутрішнього ряду;
 в) ділянки зовнішніх або внутрішніх стін.

Рисунок 5.1 — Сценарії локального руйнування

5.13 Під час розрахунків на стійкість до прогресуючого обвалення площа локального руйнування (площа, з якої видаляють несучі конструктивні елементи) повинна відповідати вимогам, зазначеним у 5.8.

5.14 У всіх випадках площа поперечного перерізу кожного вилученого вертикального елемента, розташованого на ділянці локального руйнування, не повинна перевищувати: для залізобетонних елементів — $1,0 \text{ м}^2$; для фібробетонних, сталезалізобетонних елементів — $0,7 \text{ м}^2$.

Для конструкцій із цілісної, клеєної деревини та клеєного шпону площа поперечного перерізу всіх вилучених вертикальних елементів не повинна перевищувати 20 % загальної площі перерізу вертикальних елементів, розташованих на ділянці локального руйнування.

5.15 Для багатоповерхових будинків з металевим каркасом схеми руйнування треба задавати за спеціальним сценарієм (з визначенням зон руйнування, послідовності тощо), який потрібно розробляти з урахуванням особливостей конструктивної схеми та з оцінкою ризиків. У цьому разі найнебезпечнішою схемою локального руйнування потрібно вважати руйнування (видалення) окремої колони в нижніх поверхах будівлі.

5.16 Локальне руйнування несучих конструкцій за аварійної розрахункової ситуації не повинно призводити до прогресуючого обвалення будівлі або до руйнування суміжних конструкцій на площі, що перевищує максимально допустиму для всіх розглянутих сценаріїв.

5.17 Переміщення, деформації (прогини) конструкцій і розкриття в них тріщин для розрахункових аварійних ситуацій не обмежено.

6 БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ ТА ЇХНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ В РАЗІ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ НА СТІЙКІСТЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ

6.1 Під час розрахунку на стійкість до прогресуючого обвалення будівель із залізобетону потрібно використовувати реальні діаграми стану матеріалів (рисунок 6.1), у програмних комплексах допустимо використання спрощених діаграм, максимально наближених до реальних (рисунок 6.2).

6.2 Під час розрахунку будівель із залізобетону на стійкість до прогресуючого обвалення розрахункові характеристики міцності матеріалів беруть такими, що дорівнюють їхнім характеристичним значенням, а для будівель, що підлягають реконструкції, — з урахуванням результатів обстеження.

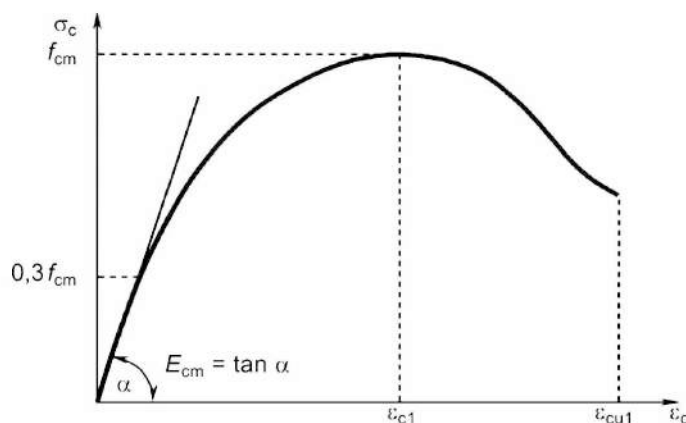


Рисунок 6.1 — Криволінійна діаграма «напруження–деформації» бетону

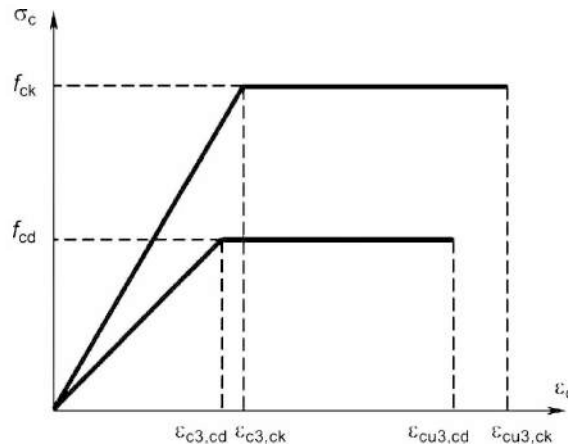


Рисунок 6.2 — «Дволінійна» діаграма «напруження–деформації» бетону

6.3 Характеристичні значення опору матеріалів для бетонних і залізобетонних конструкцій за забезпечення потрібного рівня контролю якості, встановленого чинними державними будівельними нормами, в разі розрахунку на стійкість до прогресуючого обвалення рекомендовано множити на додатковий коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1,135.

6.4 Характеристичні значення опору прокатної сталі треба брати згідно з ДБН В.2.6-198 [18], з урахуванням допустимості роботи пластичних сталей за межею текучості. Коефіцієнт умов роботи для аварійної розрахункової ситуації для пластичних сталей за межею текучості згідно з ДБН В.2.6-198 [18] потрібно брати таким, що дорівнює 1,1, а для сталей з умовною межею текучості треба брати таким, що дорівнює 1,15.

6.5 Характеристичні значення опорів цілісної, клеєної деревини та клеєного шпону потрібно брати згідно з ДБН В.2.6-161 [16]. Коефіцієнт умов роботи для аварійної розрахункової ситуації треба брати таким, що дорівнює 1,1.

6.6 Характеристичні значення опорів кам'яних та армокам'яних конструкцій треба брати згідно з ДБН В.2.6-162 [17].

7 НАВАНТАЖЕННЯ ТА ВПЛИВИ

7.1 Розрахунок будівель на запобігання прогресуючому обваленню потрібно виконувати на аварійні комбінації навантажень і впливів. Перелік аварійних навантажень і впливів та їхні комбінації, які має бути враховано під час розроблення сценаріїв аварійних розрахункових ситуацій, треба брати згідно з ДБН В.1.2-6 [6], а також положеннями цього стандарту.

7.2 Аварійні комбінації навантажень охоплюють постійні навантаження з граничним розрахунковим значенням, тривалі тимчасові з квазіпостійними значеннями та епізодичні (аварійні) навантаження — вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій.

7.3 Під час перевіряння стійкості будівлі до прогресуючого обвалення квазіпостійні значення тимчасових розподілених навантажень беруть згідно з таблицею 6.2 ДБН В.1.2-2 [4].

У цьому разі коефіцієнти надійності за навантаженням беруть за одиницю.

7.4 Коефіцієнт надійності за відповідальністю для аварійних розрахункових ситуацій під час розрахунку будівель на стійкість до прогресуючого обвалення потрібно брати згідно з ДБН В.1.2-14 [7]:

- для класу наслідків СС3 $\gamma_n = 1,05$;
- для класу наслідків СС2 $\gamma_n = 0,975$.

Також допустимо у завданні на проектування призначення замовником коефіцієнта надійності за відповідальністю під час перевіряння несучої здатності, але не менше, ніж зазначені вище.

Для висотних будівель рекомендованими величинами коефіцієнта надійності за відповідальністю є:

— $\gamma_n = 1,1$ — для будівель заввишки від 73,5 м до 120 м або з консольними конструкціями з вильотом від 10 м до 20 м;

— $\gamma_n = 1,2$ — для будівель заввишки більше ніж 120 м або з консольними конструкціями з вильотом більше ніж 20 м.

7.5 Розрахунок на прогресуюче обвалення припустимо виконувати квазістатичним методом — видаленням окремих елементів з розрахункової схеми. У цьому разі реакції видалених елементів прикладають до модифікованої розрахункової схеми, отриманої після видалення елементів зі зворотним знаком, та помноженими на коефіцієнт k (рисунок 7.1), який становить:

- не менше ніж 1,2 — для багатоповерхових будівель з кроком колон менше ніж 7,2 м;
- не менше ніж 1,4 — для багатоповерхових будівель з кроком колон більше ніж 7,2 м;
- 1,0 — для одноповерхових будівель.

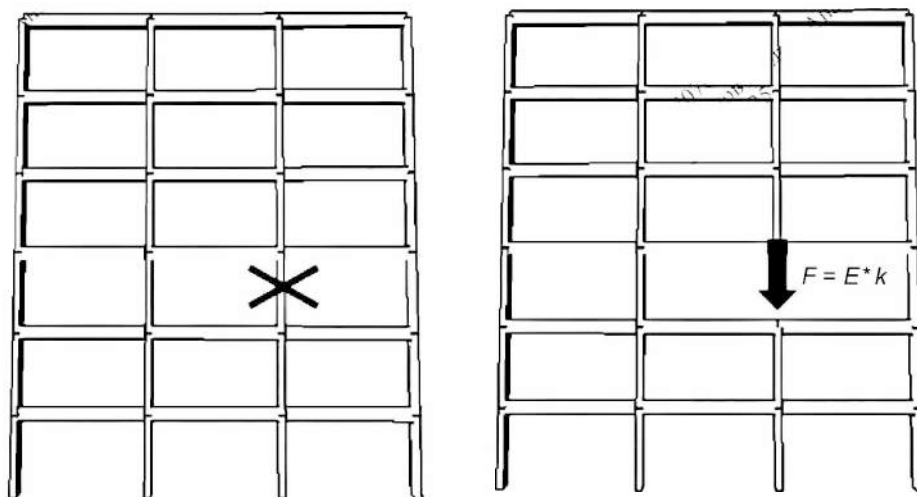


Рисунок 7.1 — Прикладення реакції від видаленого елемента

7.6 Перекриття, розташоване нижче пошкодженого елемента, не повинно руйнуватися. Перекриття будівлі повинно бути розраховано на сприйняття ваги ділянки перекриття вищого поверху (постійне + тривале навантаження) з коефіцієнтом $k = 1,5$ для будівель класу наслідків СС3 та $k = 1$ — для будівель класу наслідків СС2 на площі локального руйнування (відповідно до 5.8).

7.7 У разі застосування прямого динамічного методу використовують модифіковану розрахункову схему, а початкові умови (положення мас та їхні швидкості, за наявності) визначають на основі усталеної розрахункової ситуації.

7.8 У разі видалення колони або стіни, якщо площа обвалення перекриття безпосередньо над видаленим елементом перевищує 80 м^2 або становить більше ніж 15 % загальної площі перекриття, то можна вважати, що відбувається прогресуюче обвалення. Будь-яке руйнування не повинно поширюватися на конструкції, розміщені навколо зони руйнування.

8 ВИМОГИ ДО РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ

8.1 Під час розрахунку конструкцій будинків на стійкість до прогресуючого обвалення потрібно керуватися чинними державними будівельними нормами.

8.2 Для розрахунку будівель на стійкість до прогресуючого обвалення використовують просторову розрахункову модель як систему «основа — фундамент — будівля».

8.3 Розрахунок на стійкість до прогресуючого обвалення виконують у нелінійній постановці з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності. У розрахунковій моделі потрібно враховувати долучення до роботи елементів, які за нормальних умов експлуатації будівлі є ненесучими (наприклад, навісні зовнішні стінові панелі, парапети, залізобетонні огороження балконів, перегородки тощо), а в разі локального руйнування будівлі активно беруть участь у перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи.

8.4 Під час проєктування будівлі на стійкість до прогресуючого обвалення потрібно враховувати стадійність зведення (монтажу) конструкцій (9.7.2 ДБН В.2.2-41 [13]).

8.5 Розрахунок будівлі на стійкість до прогресуючого обвалення потрібно виконувати для кожного з розглянутих локальних руйнувань окремо та незалежно від інших можливих локальних руйнувань.

8.6 Розрахунок будівлі на стійкість до прогресуючого обвалення потрібно виконувати за деформованою схемою з урахуванням реальних діаграм роботи матеріалів.

8.7 Алгоритм розрахунку на стійкість до прогресуючого обвалення наведено в додатку А, а приклад розрахунку на стійкість до прогресуючого обвалення висотної будівлі наведено в додатку Г.

9 КРИТЕРІЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ПОЗАГРАНИЧНОГО СТАНУ

9.1 Під час розрахунку будівель на стійкість до прогресуючого обвалення критерії несучої здатності за відповідного обґрунтування допустимо формувати як для позаграничного стану.

9.2 Як критерії позаграничного стану в розглянутому розрахунковому перерізі конструкції потрібно брати:

— обмеження деформацій стисненого бетону граничними значеннями $\varepsilon_{cu1,ck}$ (див. таблицю 3.1 ДБН В.2.6-98 [15]), що визначають за діаграмою станів матеріалів під час його короточасного деформування (рисунки 6.1, 6.2). Значення деформацій стиснення дрібнозернистого і самонапружених бетонів беруть 0,0025. У цьому разі допустимо враховувати збільшення міцності бетону за динамічного навантаження коефіцієнтом ϕ , що дорівнює 1,135. За пластичного характеру руйнування перерізу (текучесті арматури) значення коефіцієнта ϕ беруть таким, що дорівнює одиниці;

— обмеження деформацій розтягнутої арматури граничними значеннями відносних деформацій ε_{ud} , прийнятими для сталі класів з фізичною межею текучості відповідно до таблиці 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156, а для сталі з умовною межею текучості — відповідно до таблиці 3.5 ДСТУ Б В.2.6-156. Коефіцієнт збільшення динамічної міцності арматури ϕ_s беруть таким, що дорівнює одиниці;

— для сталевих конструкцій обмеження відносних граничних деформацій сталей з фізичною межею текучості беруть таким, що дорівнює 0,00365—0,005, а для сталей з умовною межею текучості — 0,005.

9.3 Якщо критерій несучої здатності по стисненому бетону для розглянутого конструктивного елемента на ділянці завдовжки більше ніж 1/3 прольоту не виконано для трьох і більше перерізів, а критерій для розтягнутої арматури в цих перерізах задоволено, допустимо роботу перекриттів над виділеним вертикальним елементом (колоною, пілоном, стіною) розглядати як роботу елементів системи, що висить. У цьому разі має бути виконано критерії забезпечення анкерування арматури та сприйняття зусиль розпору.

9.4 Під час перевіряння несучої здатності елементів конструктивної системи на аварійну комбінацію впливів, крім несучої здатності, також повинна бути забезпечена стійкість усіх елементів.

10 КОНСТРУКТИВНІ ВИМОГИ ЩОДО ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ РІЗНИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ВІД ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ

10.1 Стійкість будівлі до прогресуючого обвалення треба перевіряти розрахунком і забезпечувати конструктивними заходами, які сприяють розвитку в несучих конструкціях і їхніх вузлах пластичних деформацій у разі граничних навантажень.

10.2 Основний засіб захисту будівель від прогресуючого обвалення — резервування несучої здатності несучих елементів (забезпечення несучої здатності колон, ригелів, діафрагм, дисків перекриттів і стиків конструкцій), створення нерозрізненості й безперервності армування перекриттів, підвищення пластичних властивостей в'язей між конструкціями, долучення до роботи просторової системи ненесучих елементів.

10.3 Цю стратегію потрібно реалізовувати в широкому діапазоні: від конструктивних заходів, спрямованих на створення нерозрізненості й конструктивної цілісності системи, до повного розрахунку пошкоджень конструктивної системи з урахуванням ефектів, які не враховують під час традиційного проектування (наприклад, мембранні зусилля в перекриттях, великі деформації й переміщення, фізична та геометрична нелінійність).

10.4 Для багатоповерхового будинку з металевим каркасом для запобігання прогресуючому обваленню рекомендовано:

- застосовувати конструктивні схеми каркасів із жорсткими вузлами з'єднань ригелів з колонами для перерозподілу зусиль у разі руйнування;
- надавати перевагу зменшеному кроку периферійних фасадних колон;
- передбачати відповідні аутригерні системи для перерозподілу зусиль (поєднання ферм, що перетинаються, в'язей, діафрагм чи балок (балки-стілки), що забезпечують підвищену жорсткість поверху (простору));
- застосовувати комбіновані сталезалізобетонні несучі системи з улаштуванням залізобетонних каркасів у найнебезпечніших для прогресуючого руйнування зонах нижніх поверхів;
- надавати перевагу конструктивним рішенням у вигляді суцільних залізобетонних монолітних плит розмірами на весь поверх.

10.5 Рекомендовані конструктивні вимоги для каркасних будівель щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення наведено в додатку В.

АЛГОРИТМ РОЗРАХУНКУ НА СТІЙКІСТЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ

A.1 Стійкість до прогресуючого обвалення означає, що в разі аварійних впливів допустимі локальні обвалення окремих вертикальних несучих елементів у межах одного поверху або ділянки перекриття одного поверху, але ці початкові обвалення не повинні призвести до обвалення або руйнування конструкцій, на які передається навантаження, що раніше сприймалося елементами, пошкодженими аварійним впливом.

Для оцінювання стійкості будівлі до прогресуючого обвалення потрібно розглядати найнебезпечніші розрахункові схеми обвалення.

A.2 Як локальне (гіпотетичне) руйнування треба розглядати видалення з розрахункової схеми вертикальних конструкцій або ділянки перекриття на одному (будь-якому) поверху будівлі, обмеженому площею, що не перевищує значень, наведених у 5.8—5.15, а саме:

— видалення двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їх перетину (наприклад, від кута будинку) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку;

— видалення окремої колони або колони з прилеглими до них ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального обвалення;

— обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

A.3 Конструкції будівлі потрібно розраховувати як систему «основа — фундамент — будівля» з використанням програмних комплексів, які дають змогу враховувати фізичну й геометричну та конструктивну нелінійності, що забезпечує найімовірнішу відповідність результатів розрахунку роботі реальної конструктивної системи й зниження додаткових матеріаловитрат.

A.4 Важливо враховувати поетапність зведення, тобто на початковій стадії перед локальним руйнуванням має бути правильно накопичено напружено-деформовані стани з урахуванням етапності завантаження конструкції.

A.5 Розрахункове аналізування на стійкість до прогресувального обвалення виконують у квазістатичній або динамічній постановці. Наведена нижче методика розрахунку конструкцій на стійкість до прогресувального обвалення стосується будівель із залізобетонним каркасом, які найчастіше трапляються в проєктній практиці у квазістатичній постановці й охоплюють такі процедури:

1) відповідно до положень розділу 5 розрахунок виконують для усталеної розрахункової ситуації (рисунок А.1, а)) та визначають напружено-деформований стан в елементах конструктивної системи з урахуванням етапності навантажень;

2) аналізують отримані результати й обирають відповідальний елемент, відмова якого призводить до руйнування або загрози руйнування будинку загалом. Під час вибирання елемента потрібно дотримуватися рекомендацій, наведених у 5.9—5.12;

3) у розрахунковій схемі видаляють один з вертикальних або горизонтальних несучих елементів і розробляють розрахункову схему (модифіковану розрахункову схему) з вилученим елементом, розташованим у зоні локального руйнування (рисунок А.1, б)). Розрахунок виконують на аварійну комбінацію навантажень і впливів. Миттєве видалення вертикального конструктивного елемента моделюють зусиллям, яке визначають у цьому елементі розрахунком за усталеної розрахункової ситуації, та прикладають як завантаження у модифіковану розрахункову схему зі зворотним знаком, помноженим на коефіцієнт k (див. 7.5).

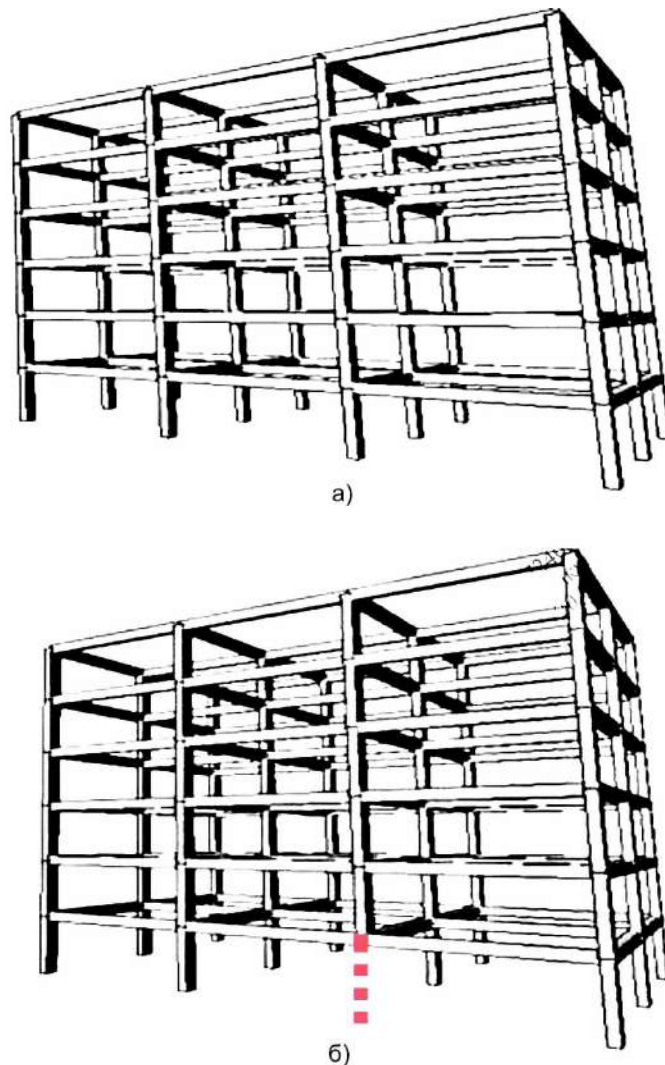


Рисунок А.1 — Конструктивні схеми для розрахунку:
а) за сталої розрахункової ситуації;
б) за аварійної розрахункової ситуації

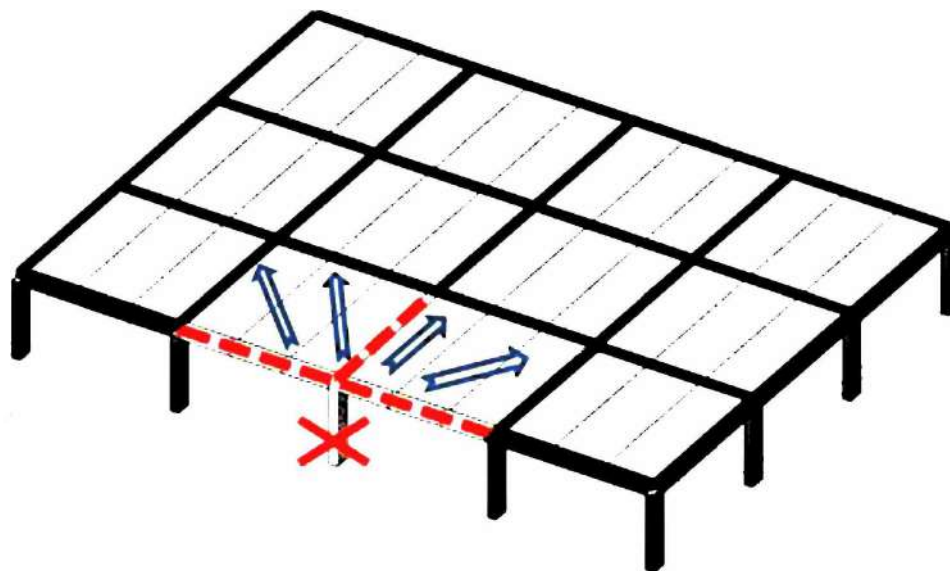
Якщо за всіх можливих сценаріїв аварійної розрахункової ситуації (видалення одного з конструктивних елементів) довантажування конструктивної системи будівлі має поступовий статичний характер (наприклад, осідання основи в разі замочування, спричиненого проривом комунікацій), то зазначене зусилля беруть з коефіцієнтом динамічності, що дорівнює $k = 1$;

4) також має бути розглянуто інший сценарій локального руйнування. Перекриття будівлі повинно бути розраховано на сприйняття ваги ділянки перекриття площею локального руйнування вищого поверху (постійне + тривале навантаження) з коефіцієнтом відповідно до 7.6;

5) виконують розрахунок модифікованої конструктивної схеми з видаленим елементом і визначають напружено-деформований стан в елементах конструктивної системи, що виникає під час локального руйнування (вилучення) несучого елемента. У цьому разі аварійні комбінації навантажень і впливів беруть відповідно до розділу 7;

6) з урахуванням вимог, наведених у розділі 9, виконують перевіряння критеріїв несучої здатності елементів конструктивної системи для позаграничного стану конструкцій в нормальних і похилих перерізах, а також для вузлів з'єднання елементів конструктивної системи між собою. У разі, зазначеному в розділі 9 (за великих прогинів), потрібно розглядати роботу перекриттів над видаленою колоною (пілоном, стіною) як роботу елементів висячої системи.

A.6 У цьому разі має бути забезпечено можливість сприйняття додаткових зусиль, які виникають під час локального руйнування, навколишніми конструкціями (рисунок A.2).



Умовні позначки:

-  — вилучена колона;
-  — непошкоджені елементи;
-  — пошкоджені елементи;
-  — перенесення навантаження через плити.

Рисунок A.2 — Перерозподіл зусиль

A.7 Якщо в процесі перевіряння критеріїв умову несучої здатності в будь-яких перерізах (вузлах, в'язях) не забезпечено, то виконують коригування модифікованої розрахункової схеми, в якій вилучають ці конструкції, та виконують перерахунок конструктивної системи й знову перевіряють умови несучої здатності в перерізах (вузлів, в'язей).

Якщо процес руйнування навколишніх несучих конструкцій не зупиняється, то потрібно вважати, що настає прогресуюче обвалення.

ДОДАТОК Б
(довідковий)

**КЛАСИФІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
ЗА ВИМОГАМИ ДО ЗАХИСТУ ВІД ПРОГРЕСУЮЧОГО (НЕПРОПОРЦІЙНОГО) ОБВАЛЕННЯ**

Таблиця Б.1

Рівень відповідальності	Вимоги щодо захисту
1 СС3 (значні наслідки)	Розрахункова перевірка з використанням просторових розрахункових схем за першим граничним станом з видаленням одного з несучих елементів (див. розділ 5, додаток А) з урахуванням характеристичних значень характеристик матеріалів конструкцій, фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності
2 СС2 (середні наслідки)	Розрахункова перевірка будівель і споруд за просторовими розрахунковими схемами за першим граничним станом з видаленням одного з несучих елементів (див. розділ 5, додаток А) з урахуванням характеристичних значень характеристик матеріалів конструкцій, фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності
3 СС1 (незначні наслідки)	Немає вимог

ДОДАТОК В
(довідковий)

КОНСТРУКТИВНІ ЗАХОДИ

В.1 Стійкість будівлі до прогресуючого обвалення потрібно забезпечувати такими найекономічнішими засобами:

- раціональним конструктивно-планувальним рішенням будівлі з урахуванням можливості виникнення розглянутої аварійної ситуації;
- конструктивними заходами, які забезпечують вищу несучу здатність конструкцій;
- використанням матеріалів та конструктивних рішень, які забезпечують розвиток в елементах конструкцій та їхніх з'єднаннях пластичних деформацій і перерозподілу зусиль;
- конструюванням технічних поверхів у вигляді просторової системи (плити коробчастого перерізу, елементи жорсткості у вигляді ферм на всю висоту поверху тощо), здатної сприймати навантаження, які обумовлені видаленням вертикальних елементів, розташованих між технічними поверхами.

В.2 Встановлюють, у разі потреби, внутрішні в'язі на рівні кожного перекриття або покриття в двох взаємно перпендикулярних напрямках, що забезпечують несучу здатність дисків перекриттів під час розтягу та зсуву, що працюють на всій довжині (рисунк В.1).

В.3 Встановлюють контурні периферійні в'язі на відстані не більше ніж 1,2 м від краю в кожному перекритті або покритті. Цими в'язями треба забезпечувати несучу здатність дисків перекриттів і покриттів під час розтягу й зсуву. В'язі проектують на підставі розрахунку на сприйняття зусиль розтягу не менше ніж 10 кН на погонний метр контуру будівлі.

В.4 Встановлюють горизонтальні в'язі по зовнішніх колонах або стінах у межах перекриттів і покриття. Цими в'язями потрібно забезпечувати сприйняття зусиль розтягу не менше ніж 20 кН на погонний метр фасаду будівлі.

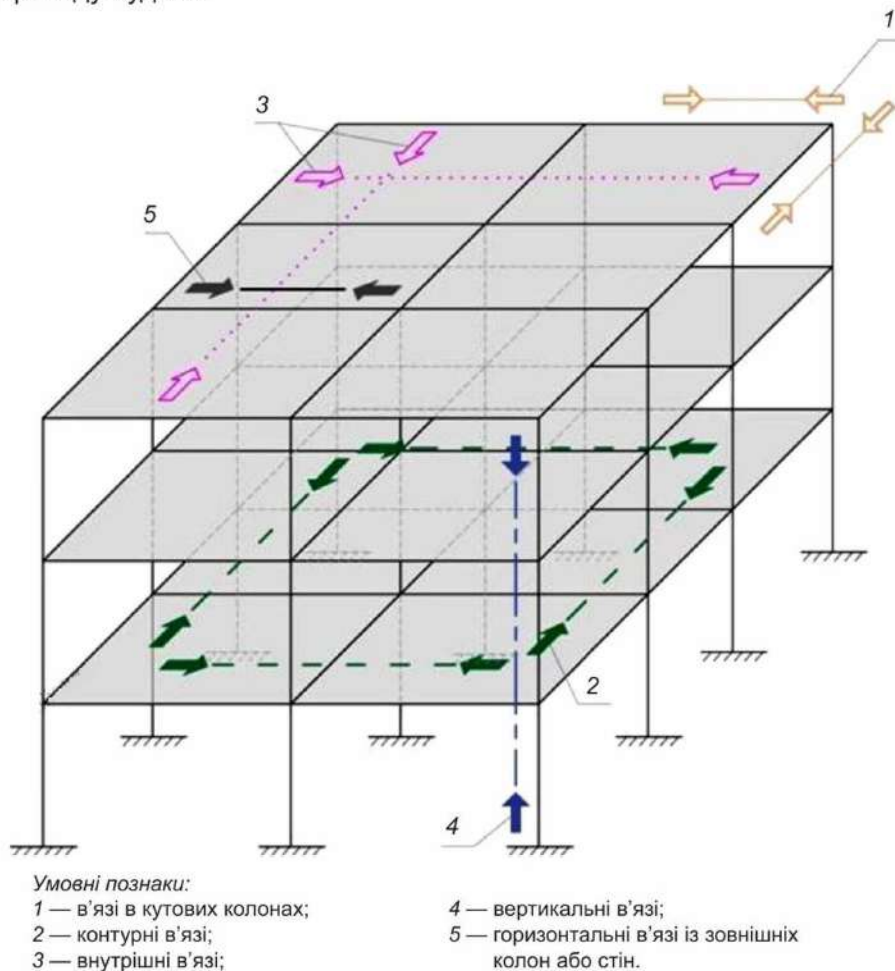


Рисунок В.1 — Можлива схема розташування в'язей у багатопверховій каркасній будівлі

В.5 Установлюють вертикальні в'язі, які пов'язують колони каркасу будинку на всю його висоту. Ці в'язі потрібно розраховувати на зусилля розтягу, що дорівнює значенню осьової поздовжньої сили, яка діє в колоні будь-якого з поверхів за усталеної розрахункової ситуації. Стикування в'язей недопустимо виконувати в опорних вузлах і всередині висоти колони. Їх рекомендовано виконувати на $1/3$ — $1/4$ висоти поверху.

В.6 Для забезпечення об'єднання балок з перекриттям розрахунковими в'язями (наприклад, для сталезалізобетонних перекриттів) потрібно передбачити об'єднання сталевих балок з монолітним перекриттям за допомогою стад-болтів або спеціальних упорів.

В.7 Забезпечують «жорстке» сполучення балок з колонами (щонайменше — в одному напрямку).

В.8 Уводять в несучу систему багатопверхового будинку аутригерні конструкції (рисунок В.2 а)), у вигляді систем перехресних суцільних або наскрізних ферм (рисунок В.2 б), в)), розрахованих на сприйняття зусиль, які визначають відповідно до результатів розрахунків за розрахунковими схемами. Такі блоки можуть бути суміщені з технічними поверхами висотних будівель.

В.9 Ефективну роботу в'язей, які перешкоджають прогресуючому обваленню, обумовлює забезпечення їхньої пластичності в граничному стані для того, щоб вони не випучалися з роботи. Для виконання цієї вимоги в'язі потрібно проєктувати з пластичної листової чи арматурної сталі, а несуча здатність анкерування арматури повинна бути більшою за зусилля, яке спричиняє його руйнування.

В.10 З'єднання збірних елементів із монолітними конструкціями, що перешкоджають прогресуючому обваленню будівель, потрібно проєктувати нерівномісними, у цьому разі елемент, граничний стан якого забезпечує найбільші пластичні деформації з'єднання, повинен бути з найменшою несучою здатністю.

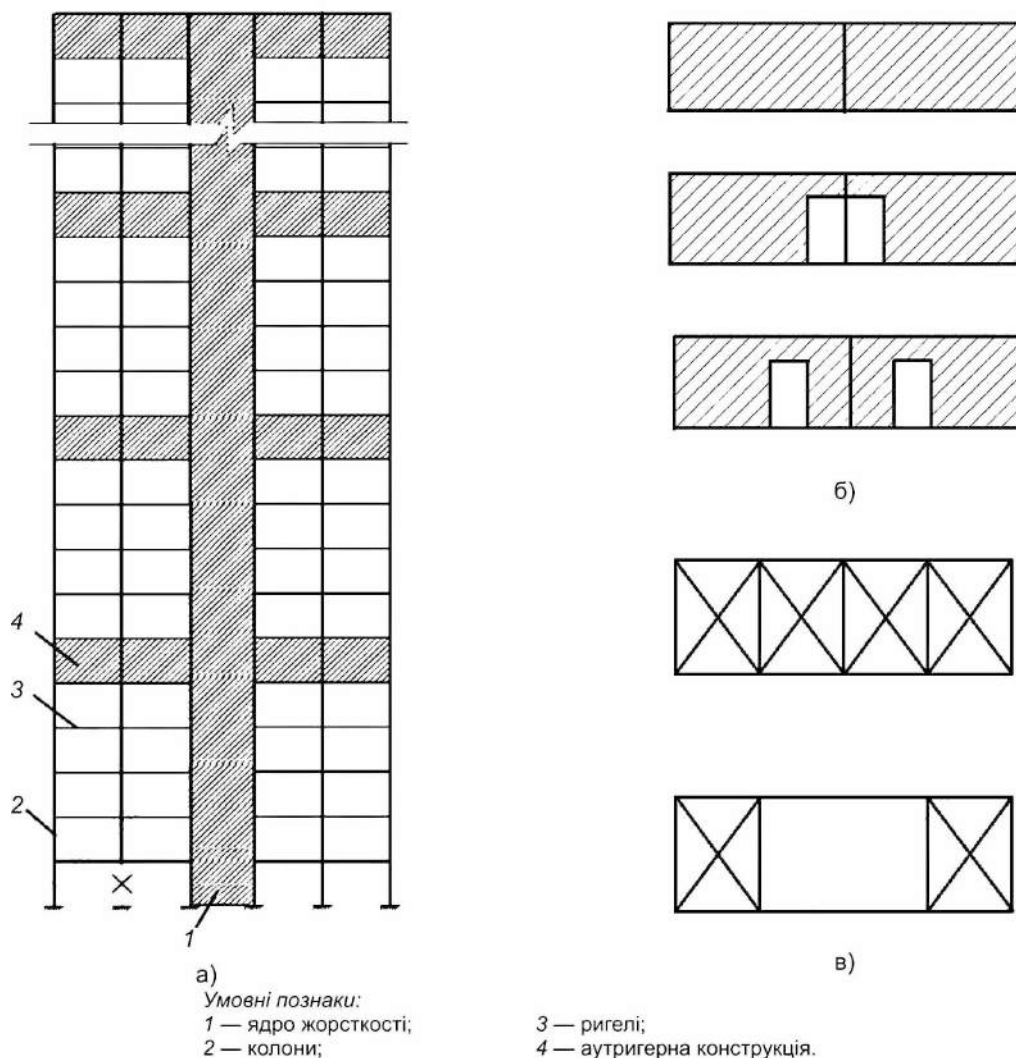


Рисунок В.2 — Схема розташування аутригерних конструкцій (а) і типи цих конструкцій суцільного (б) або наскрізного (в) перетину

Для виконання цієї умови рекомендовано розраховувати з'єднання на зусилля, яке в 1,5 раза перевищує несучу здатність елементів, що з'єднують. Потрібно особливо стежити за фактично точним виконанням проєктних рішень пластичних елементів.

В.11 Для захисту великопанельних будівель від прогресуючого обвалення в'язі між збірними елементами встановлюють з урахуванням можливості аварійних локальних руйнувань. Для ефективного вирішення проблеми захисту великопанельних будинків від прогресуючого обвалення з урахуванням усіх завдань проєктування рекомендовано таку систему в'язей:

- горизонтальні поздовжні й поперечні в'язі між плитами перекриттів, що забезпечують необхідну несучу здатність дисків перекриттів під час розтягу та зсуву;
- вертикальні (міжповерхові) в'язі між несучими стіновими панелями одного стінового пілона, що забезпечують потрібний опір горизонтальних стиків стін і перекриттів під час розтягу та зсуву;
- горизонтальні в'язі між навісними зовнішніми стінами та дисками перекриттів, що забезпечують стійкість і роботу на вітрові й температурні впливи.

В.12 Ефективна робота в'язей, що перешкоджають прогресуючому обваленню, можлива лише в разі забезпечення їхньої пластичності у граничному стані. Необхідно, щоб після вичерпання несучої здатності в'язі не вилучалися з роботи й працювали без руйнування за порівняно великих абсолютних деформацій (порядку кількох міліметрів).

В.13 Для забезпечення пластичності з'єднань збірних елементів їхні конструктивні рішення повинні охоплювати спеціальні пластичні елементи, виконані з пластичної листової чи арматурної сталі.

В.14 Розтягнений лінійний зв'язок між збірними елементами зазвичай є ланцюжком послідовно з'єднаних елементів — анкер закладної деталі, закладна деталь, власне в'язь, закладна деталь другого елемента та її анкер. У силу різних значень опорів окремих елементів цього ланцюга та їхніх з'єднань граничний стан усього стику визначається слабкою ланкою. Відповідно реальна пластичність усього з'єднання залежить від того, який елемент виявиться слабшим.

В.15 Ефективність опору до прогресуючого обвалення будівлі потребує пластичної роботи в граничному стані не лише в'язей, а й інших конструктивних елементів. Зокрема потрібно:

- перемички над отворами, що працюють як в'язь зсуву, проєктувати так, щоб вони руйнувалися від згину, а не від дії поперечної сили;
- шпонкові з'єднання проєктувати так, щоб опір окремих шпонок на зріз був у 1,5 раза більший, ніж їхній опір під час зминання.

В.16 Перерізи всіх перелічених у В.11 типів в'язей великопанельних будинків потрібно визначати розрахунком на експлуатаційні, монтажні чи аварійні впливи, але вони мають бути не менше потрібних для забезпечення сприйняття зусиль розтягу таких величин:

- для горизонтальних в'язей, розташованих у перекриттях уздовж протяжного боку в плані будівлі — 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширини будівлі;
- для горизонтальних в'язей, розташованих у перекриттях перпендикулярно до протяжного боку в плані будівлі, а також для горизонтальних в'язей у будівлях з компактним планом — 10 кН (1,0 тс) на 1 м довжини будинку; для горизонтальних в'язей між бетонними й залізобетонними навісними зовнішніми панелями з дисками перекриттів — не менше ніж 10 кН (1 тс) на 1 м довжини стіни;
- для вертикальних міжповерхових в'язей, оптимальне конструктивне вирішення яких передбачає використання деталей для підймання панелей (підймальні петлі, штирі тощо):
 - не менше, ніж міцність відповідної деталі для підймання;
 - у разі інших конструктивних рішень — не менше ніж 25 кН (2,5 тс) на 1 м ширини стіни.

ДОДАТОК Г
(довідковий)**ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ БУДІВЛІ
НА ПРОГРЕСУЮЧЕ (НЕПРОПОРЦІЙНЕ) ОБВАЛЕННЯ**

Приклад оцінювання несучої здатності будівлі за аварійної розрахункової ситуації: для прикладу розрахунку будівлі на прогресуюче обвалення розглянуто багатоповерхову будівлю каркасно-монолітного типу із залізобетону. Будинок має форму, близьку до прямокутної у плані, заввишки близько 100 м.

Г.1 Комп'ютерна модель

Захист від прогресуючого обвалення передбачає комп'ютерне моделювання методом скінченних елементів (рисунки Г.1—Г.4).

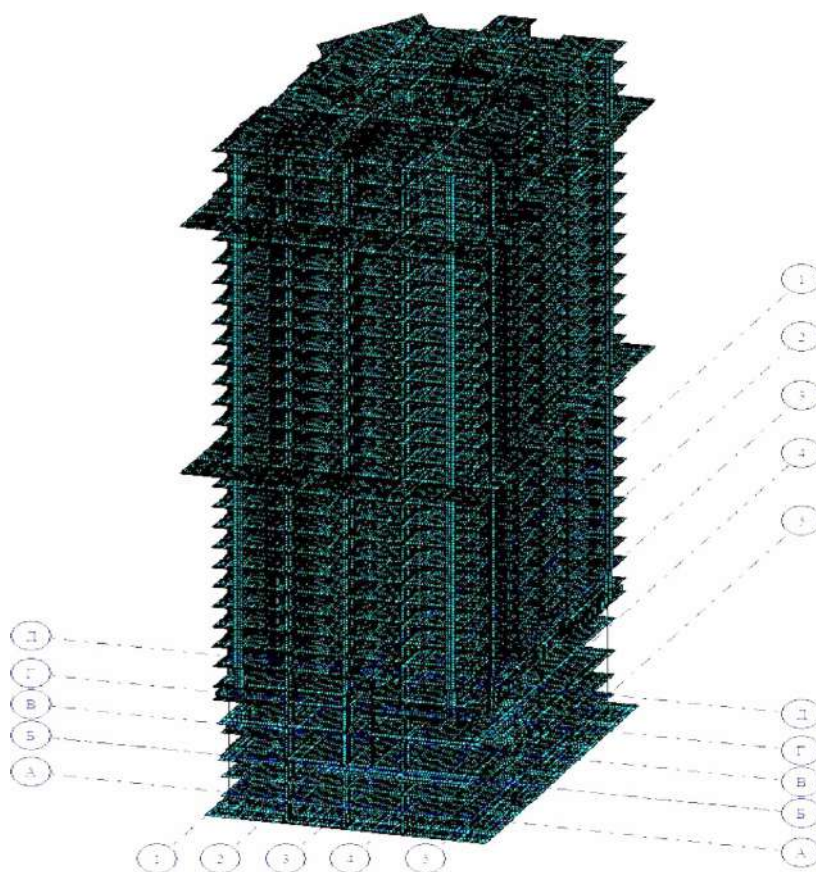


Рисунок Г.1 — Загальний вигляд комп'ютерної моделі

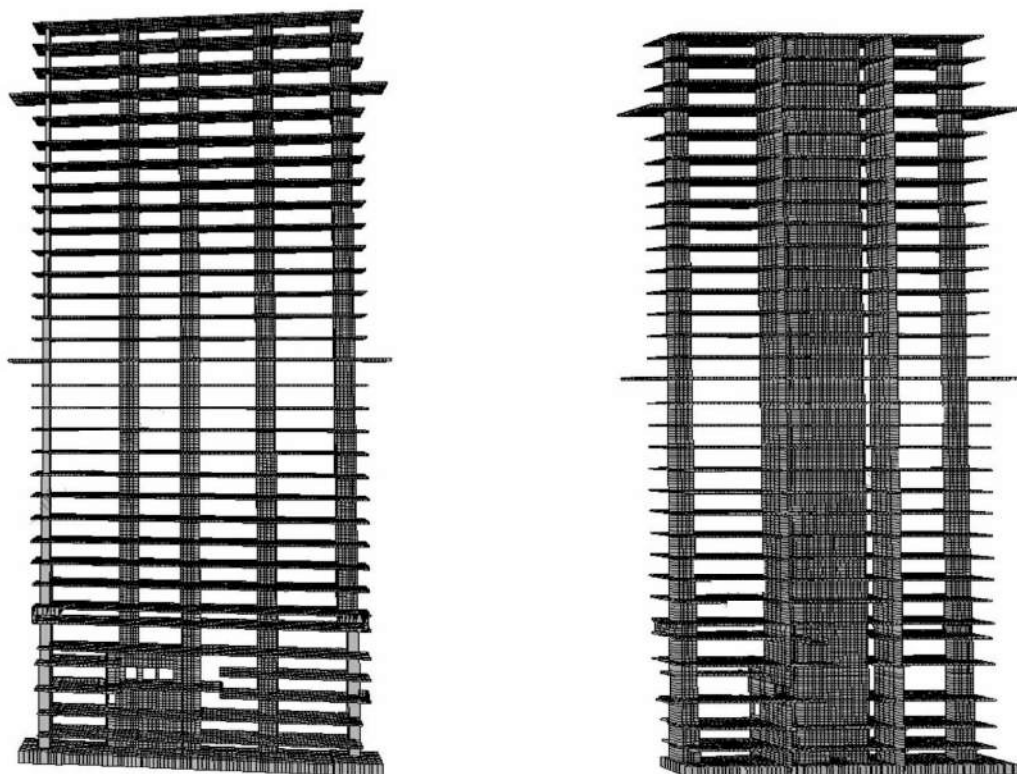


Рисунок Г.2 — Фрагменти моделі (перерізи за осями «В» та «2»)

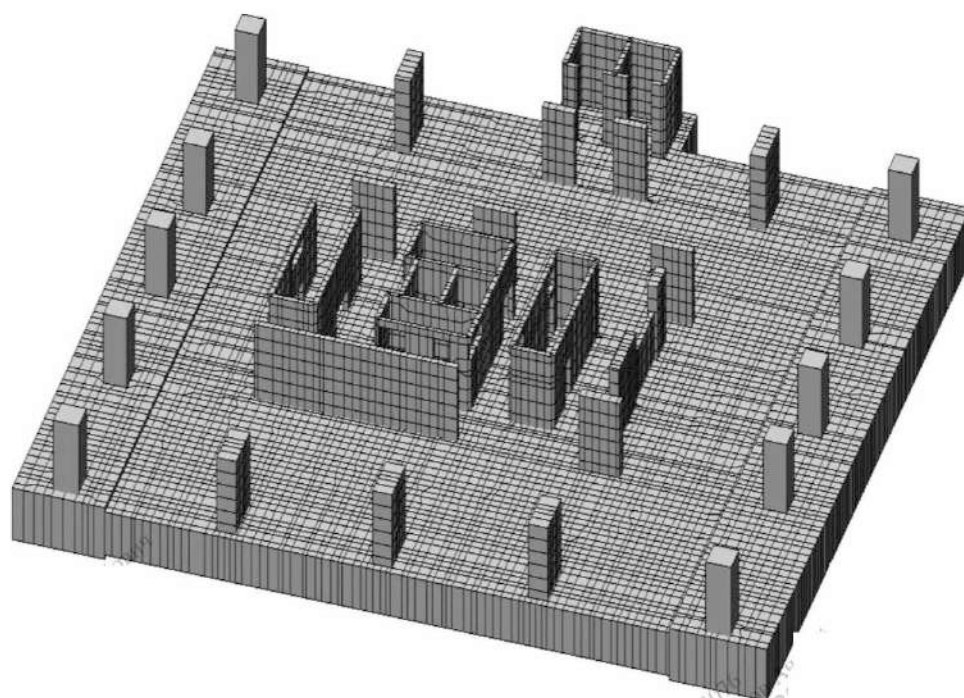


Рисунок Г.3 — Фрагмент моделі (підвальный поверх)

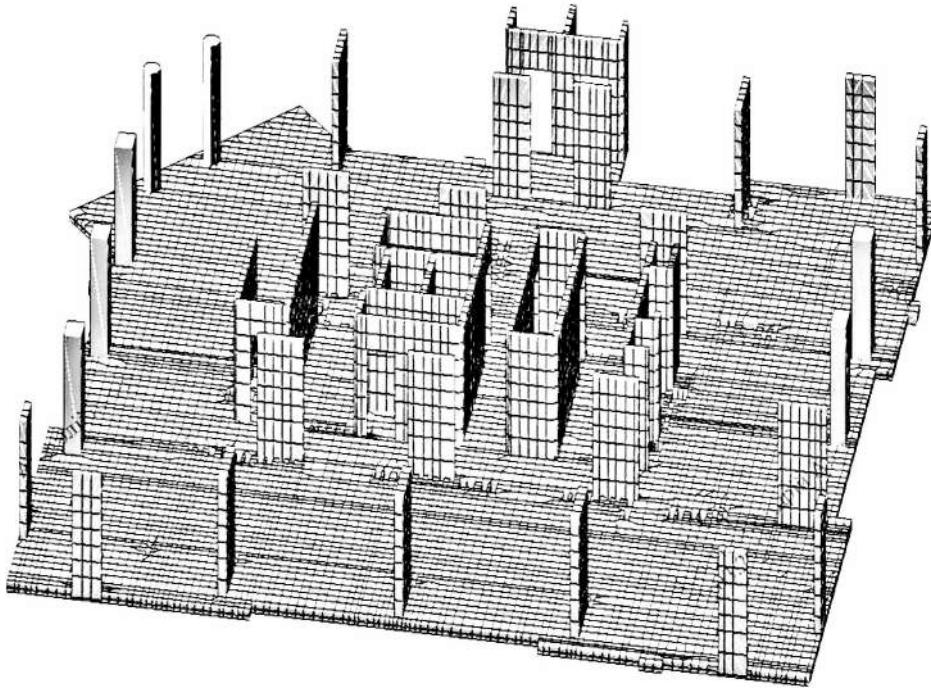


Рисунок Г.4 — Фрагмент моделі (типовий поверх)

Жорсткість будівлі забезпечує наявність діафрагм і стін ліфтово-сходових блоків у центральній частині, які утворюють ядро жорсткості. Стійкість будівлі від бічних (вітрових) навантажень забезпечує спільна робота плит перекриттів, ядер жорсткості та діафрагм жорсткості несучого каркасу.

Колони прямокутного перерізу; як фундамент будівлі передбачено палеве поле, об'єднане монолітною залізобетонною плитою ростверку.

Житловий будинок належить до класу наслідків (відповідальності) СС3.

Г.2 Навантаження та впливи

Навантаження та впливи для розрахунку будівлі прийнято згідно з ДБН В.1.2.-2 [4] для Києва.

Будинки, які мають клас наслідків (відповідальності) СС3 згідно з ДБН В.1.2-14 [7] та ДБН В.2.2-41 [13], треба розраховувати на стійкість до прогресуючого обвалення.

Стійкість будівлі до прогресуючого обвалення перевіряють розрахунком на аварійну комбінацію навантажень і впливів, що охоплює постійні й тимчасові навантаження, а також аварійне навантаження — вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій. Коефіцієнти надійності за навантаженнями та впливами потрібно брати за одиницю.

Під час перевіряння стійкості висотного будинку до прогресуючого обвалення розрахунковий опір матеріалів (бетону й арматури) беруть таким, що дорівнює їхнім характеристичним значенням.

Г.3 Методика розрахунку на прогресуюче обвалення

Конструктивна система житлових будинків повинна бути захищена від прогресуючого (непропорційного) обвалення в разі локального руйнування її несучих конструкцій за аварійних впливів, не передбачених умовами нормальної експлуатації будівель (вибухи, пожежі, ударні впливи транспортних засобів тощо). Ця вимога означає, що в разі аварійних впливів допустимі локальні руйнування несучих конструкцій, але ці первинні руйнування не повинні призводити до обвалення або до руйнування конструкцій, на які передається навантаження.

Як локальне (гіпотетичне) обвалення має бути розглянуто обвалення (видалення) конструкцій одного будь-якого поверху будинку, обмеженого площею до 80 м^2 , а саме:

— руйнування (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їх перетину (наприклад, від кута будинку) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку або на ділянці, що дорівнює висоті поверху H у чистому вигляді в кожному напрямку;

— руйнування (видалення) окремої колони або колони з прилеглими до неї ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального обвалення;

— обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

Для аварійної розрахункової ситуації для паль, ростверку, колон, діафрагм та ядра жорсткості (категорія відповідальності «А») коефіцієнт надійності за відповідальністю беруть $\gamma_n = 1,05$. Для плит перекриття (категорія відповідальності «Б») коефіцієнт надійності за відповідальністю беруть $\gamma_n = 1,05$ відповідно до таблиці 5 ДБН В.1.2-14 [7].

Розрахунок складається з кількох етапів.

Виконують розрахунок усієї схеми в фізично нелінійній постановці на усталену розрахункову ситуацію. Визначають найнавантаженіший відповідальний елемент (колон, несуча стіна) у каркасі будівлі.

Після з'ясування найнавантаженішої несучої конструкції моделюють ситуацію, коли її видалено з каркасу будівлі як такої, що втратила свою несучу здатність унаслідок аварійних впливів. Навантаження від видаленого елемента відповідає зусиллям, отриманим у ньому на попередньому етапі розрахунку та збільшеним на коефіцієнт динамічності 1,2 (7.5).

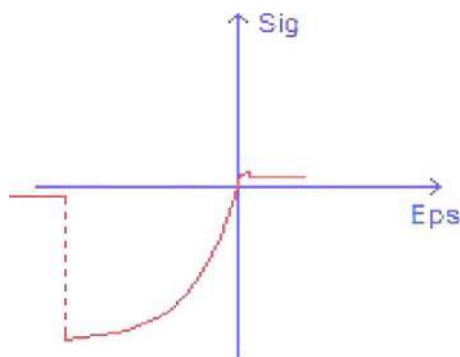
Стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення перевіряють нелінійним розрахунком на аварійне сполучення навантажень і впливів, зокрема постійних і тимчасових навантажень, а також вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій.

Також має бути розглянуто другий сценарій локального руйнування. Перекриття висотної будівлі повинно бути розраховано на сприйняття ваги ділянки перекриття вище розташованого поверху (постійне + тривале навантаження) з коефіцієнтом $k = 1,5$ на площі 80 м^2 .

Для врахування нелінійності закладено характеристики матеріалів, зазначені на рисунку Г.5.

а) Для бетону:

деформації	напруження
-0,002	-22 МПа
0,0002	1,80 МПа



б) Для арматури:

деформації	напруження
-0,02	-500 МПа
-0,0025	-500 МПа
0,0025	500 МПа
0,02	500 МПа

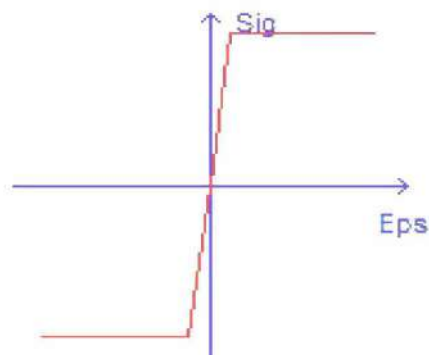


Рисунок Г.5 — Характеристики бетону й арматури для нелінійного розрахунку

Г.4 Результати розрахунку

Для багатоповерхової будівлі, яку проєктують, розглянуто такі варіанти руйнування:

— однієї з колон у підвальній частині будівлі на позначці мінус 10,700 м;

— руйнування ділянки монолітної плити перекриття типового поверху.

Перший сценарій руйнування

Розглянемо перший сценарій руйнування. Моделюємо ситуацію, коли колону на позначці мінус 10,700 м видалено з каркасу будівлі як таку, що втратила свою несучу здатність унаслідок аварійних впливів.

На першому етапі виконано розрахунок будівлі в нелінійній постановці за усталеної розрахункової ситуації. У результаті отримано напружено-деформований стан у конструкціях будівлі, отримані зусилля в усіх конструктивних елементах та переміщення у вузлах. Після аналізування результатів розрахунку визначено найнавантаженіші відповідальні елементи.

На рисунку Г.6 показано вертикальні поздовжні зусилля в колонах підвального поверху.

Як бачимо, найбільші зусилля мають колони в осях 5/A та 5/B. Видаляємо кутову колону.

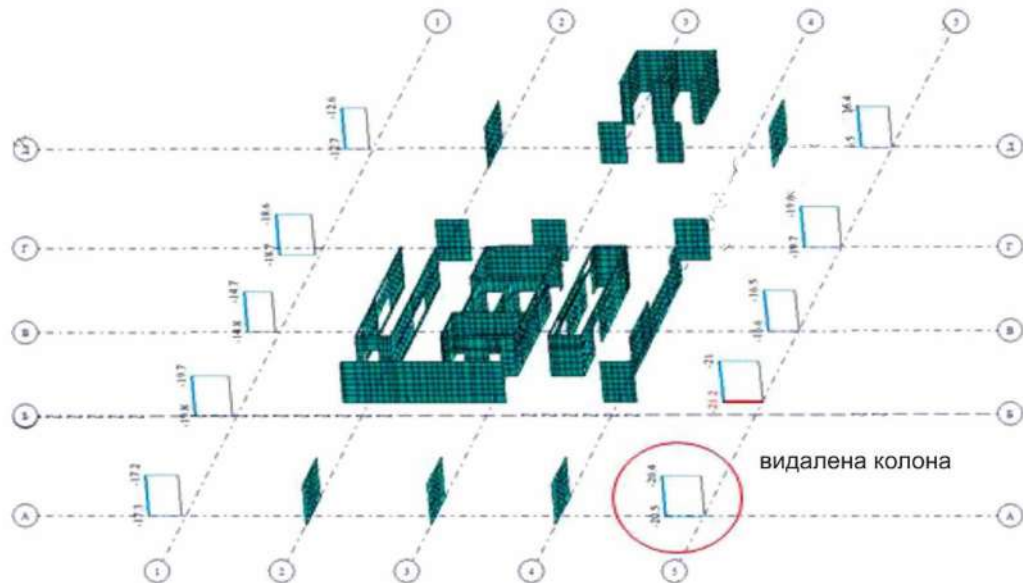


Рисунок Г.6 — Вертикальні зусилля в колонах на позначці мінус 10,700 м

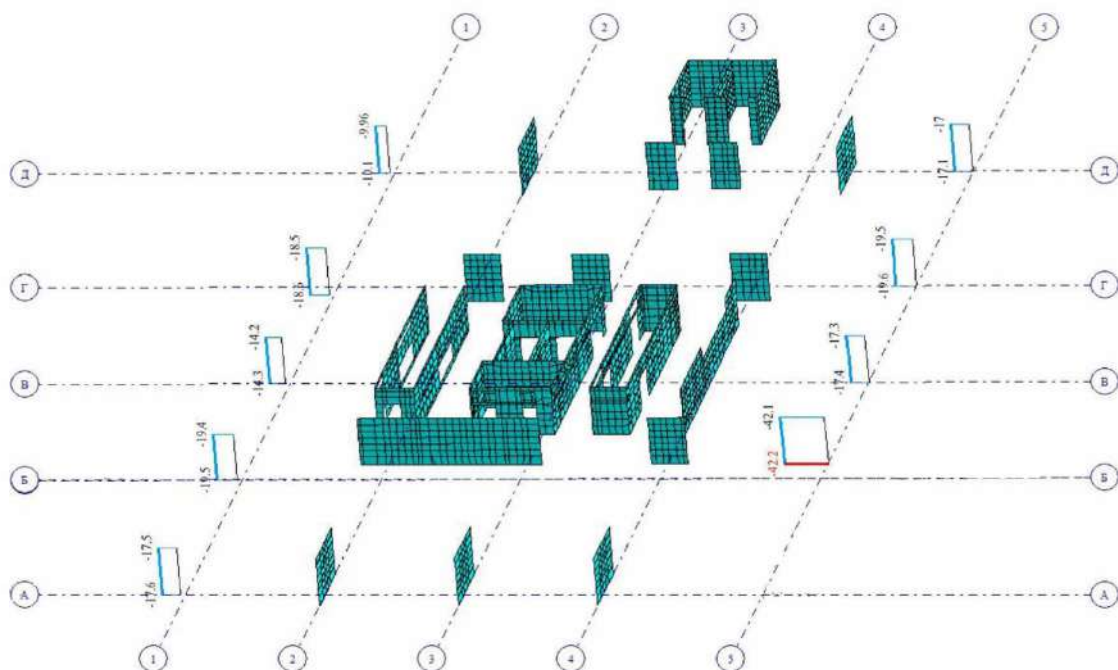


Рисунок Г.7 — Вертикальні поздовжні зусилля в колонах на позначці мінус 10,700 м після руйнування колони 5/A

Розрахунок засвідчив, що внаслідок локального обвалення колони в осях 5/А на позначці мінус 10,700 м стався перерозподіл зусиль, унаслідок чого в колоні в осях 5/Б зусилля значно збільшилися та досягли значень: $N = 42\,200$ кН (рисунок Г.7).

Перевірювальні розрахунки несучої здатності колони в осях 5/Б на позначці мінус 10,700 м виконано згідно з ДБН В.2.6-98 [15] та ДСТУ Б В.2.6-156.

У робочих креслениках прийнято таке армування для колони в осях 5/Б:

- поздовжнє — 44 Ø32 А500С;
- поперечне — Ø10 А240С, крок 150 мм.

На рисунку Г.8 показано повну криву стану перерізу до руйнування бетону для колони, розташованої в осях 5/Б. Максимальне зусилля, яке може сприйняти переріз розміром 1000 мм × 1000 мм із заданим армуванням, досягає величини 42 674,8 кН.

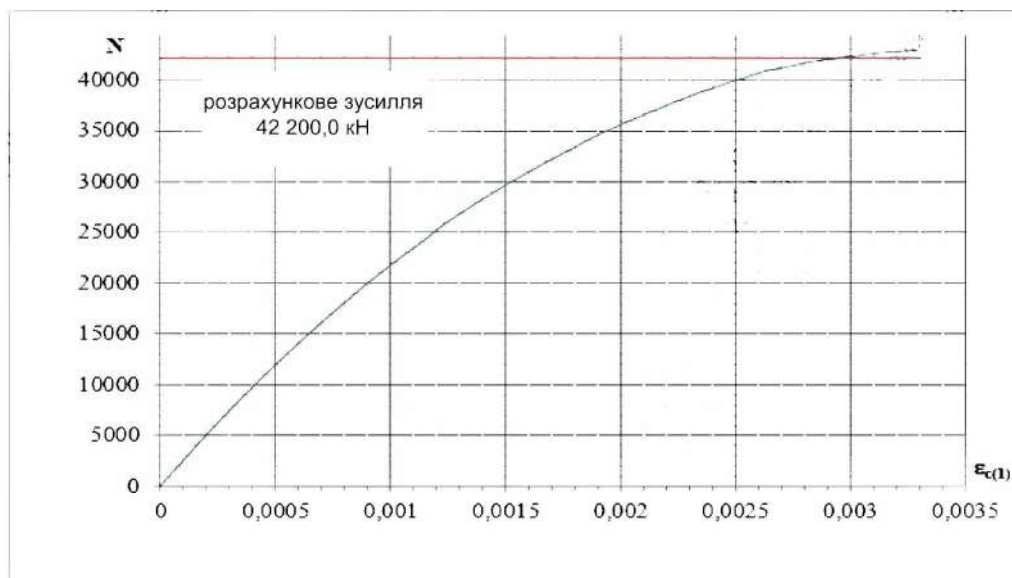


Рисунок Г.8 — Графік залежності « $N — \varepsilon_{с(1)}$ » для колони 5/Б на позначці мінус 10,700 м

Як бачимо з діаграми на рисунку Г.8, несуча здатність перерізу колони більша за максимальне розрахункове зусилля.

Однак у разі вилучення з моделі однієї колони в елементах перекриття над цим поверхом виникають згинальні моменти, які можуть перевищувати несучу здатність плити. Тому потрібно виконати перевірку для плити перекриття.

У результаті нелінійного розрахунку отримано вертикальні переміщення вузлів плити перекриття на позначці мінус 7,400 м. Ізополя вертикальних переміщень вузлів перекриття показано на рисунку Г.9. Епюру відносних прогинів перекриття показано на рисунку Г.10. Максимальні переміщення над видаленою колоною сягають значень 207 мм.

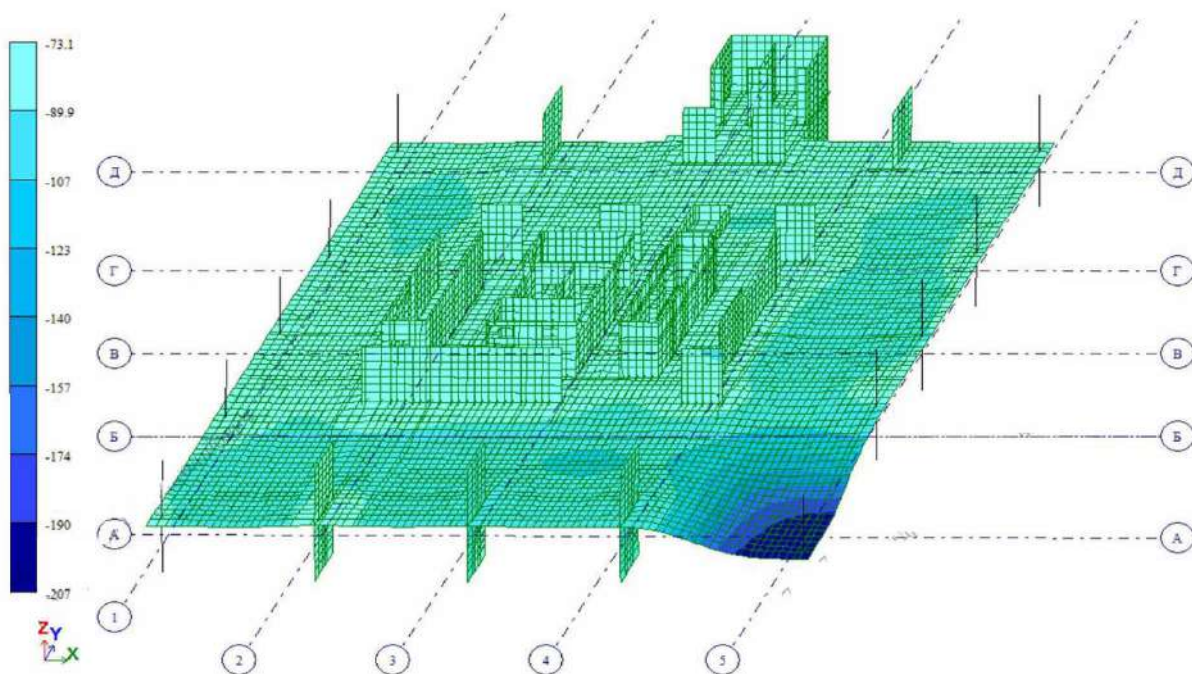


Рисунок Г.9 — Ізополю вертикальних переміщень (мм) плити перекриття після видалення колони

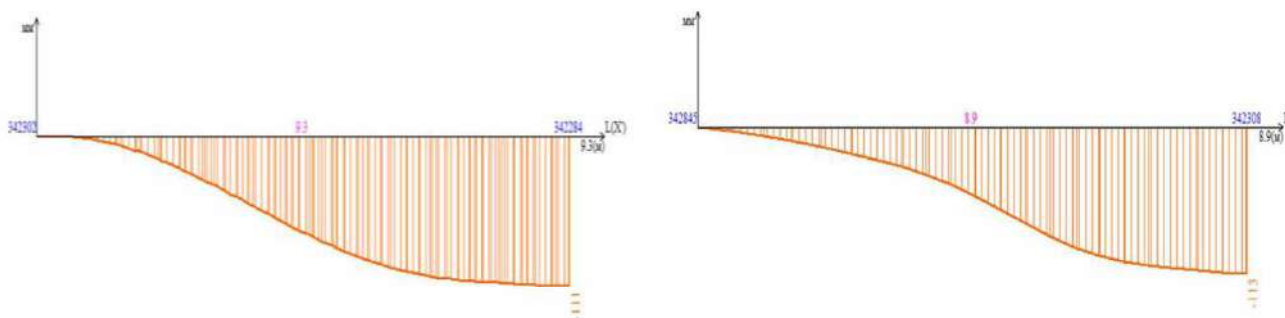


Рисунок Г.10 — Епюра відносних прогинів: а) між осями 4/А та 5/А; б) між осями 5/Б та 5/А

Розподіл згинальних моментів M_x , M_y в перекритті на позначці мінус 7,400 м за умови нелінійної роботи матеріалів під час розрахунку на прогресуюче обвалення показано на рисунках Г.11 та Г.12.

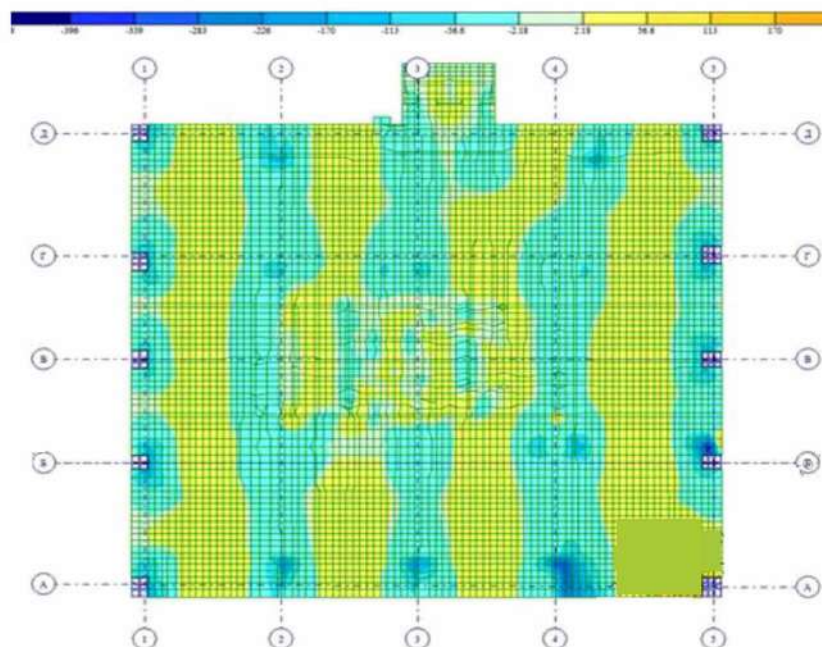


Рисунок Г.11 — Ізополя згинальних моментів M_x (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 7,400 м

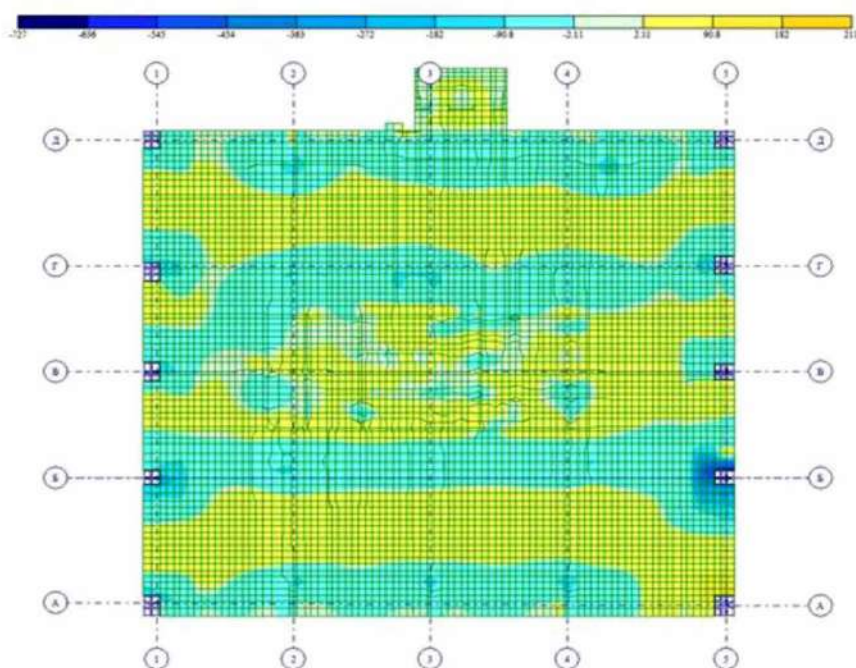


Рисунок Г.12 — Ізополя згинальних моментів M_y (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 7,400 м

Схеми тріщин у плиті на позначці мінус 7,400 м наведено на рисунках Г.13 та Г.14.

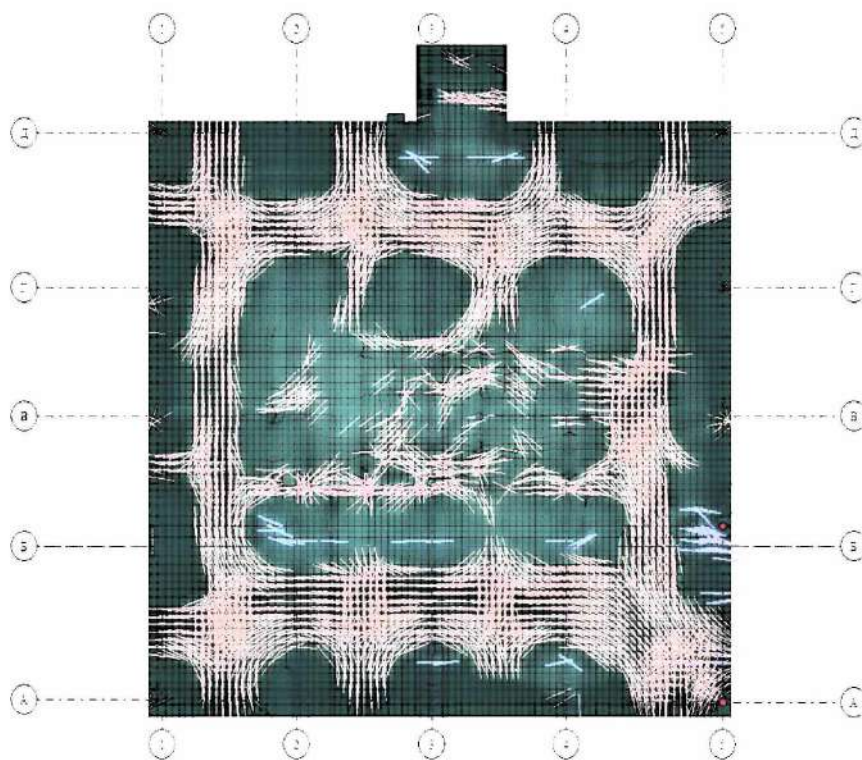


Рисунок Г.13 — Направлення тріщин у нижньому шарі плити

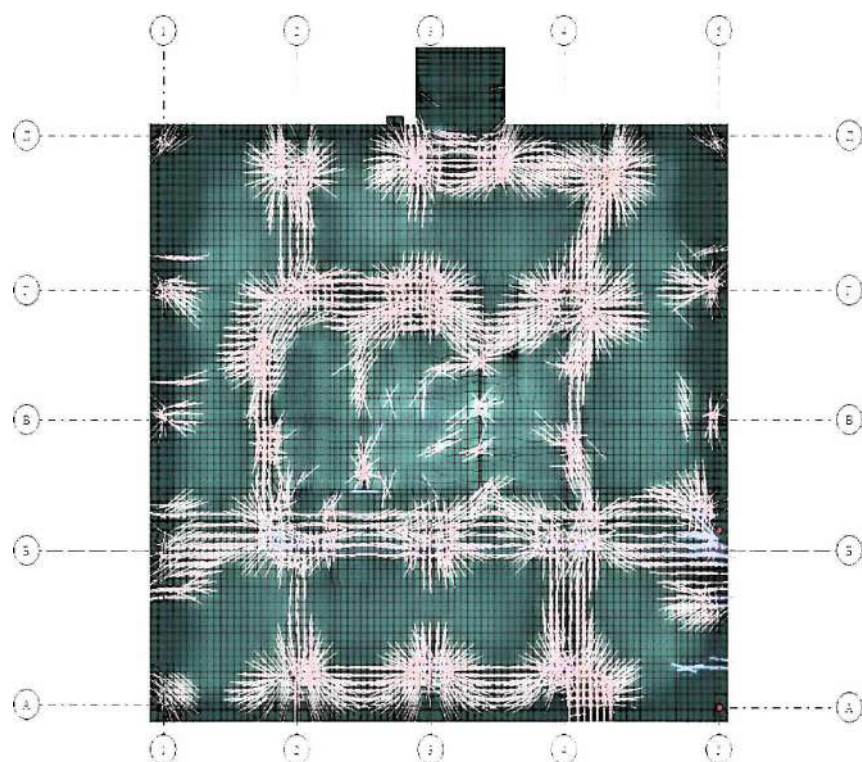


Рисунок Г.14 — Направлення тріщин у верхньому шарі плити

Як видно з наведених рисунків, руйнування перекриття можливе в зоні капітелі в осях 5/Б.

Перевірювальні розрахунки несучої здатності капітелі плити перекриття в осях 5/Б на позначці мінус 7,400 м виконано згідно з ДБН В.2.6-98 [15] і ДСТУ Б В.2.6-156 на дію нормальної та поперечної сили.

Відповідно до робочих креслеників капітель має товщину 500 мм і таке армування (рисунки Г.15):

— верхнє армування у плиті:

$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм} + \varnothing 25/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — вздовж літерних осей,

$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм} + \varnothing 20/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — вздовж цифрових осей;

— нижнє армування у плиті:

$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — в обох напрямках;

— нижнє армування в капітелі:

$\varnothing 16/\text{крок } 150 \text{ мм A500C}$ — в обох напрямках у два рівні.

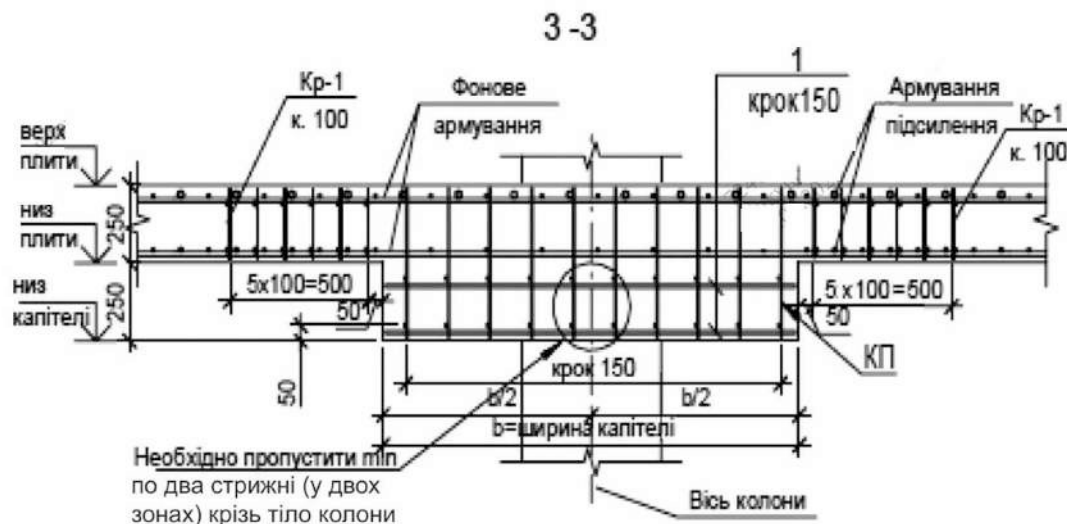


Рисунок Г.15 — Армування капітелей

На рисунку Г.16 показано повну криву стану перерізу до руйнування бетону для капітелі в осях 5/Б на позначці мінус 7,400 м.

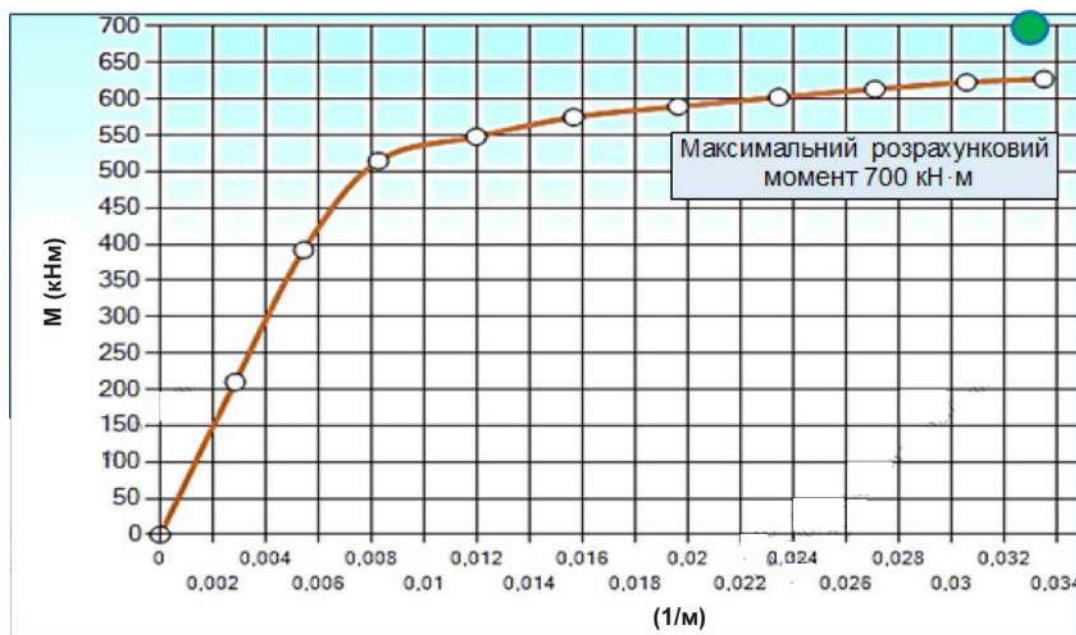


Рисунок Г.16 — Графік залежності «момент — кривизна» для капітелі в осях 5/Б на позначці мінус 7,400 м

Як бачимо з рисунка Г.16, несуча здатність капітелі в напрямку цифрових осей дорівнює $627 \text{ кН} \cdot \text{м}$, момент у цьому напрямку міститься в межах $400 \dots 700 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Перевіряння розрахункового перерізу на дію поперечної сили показало, що несучу здатність забезпечено.

Перевірювальні розрахунки несучої здатності плити перекриття, що примикає до капітелі в осях 5/Б на позначці мінус 7,400 м виконано згідно з ДБН В.2.6-98 [15] і ДСТУ Б В.2.6-156 на дію нормальної та поперечної сили.

Відповідно до робочих креслеників встановлено таке армування для зони плити перекриття, яка примикає до капітелі (рисунки Г.15):

— верхнє армування у плиті:

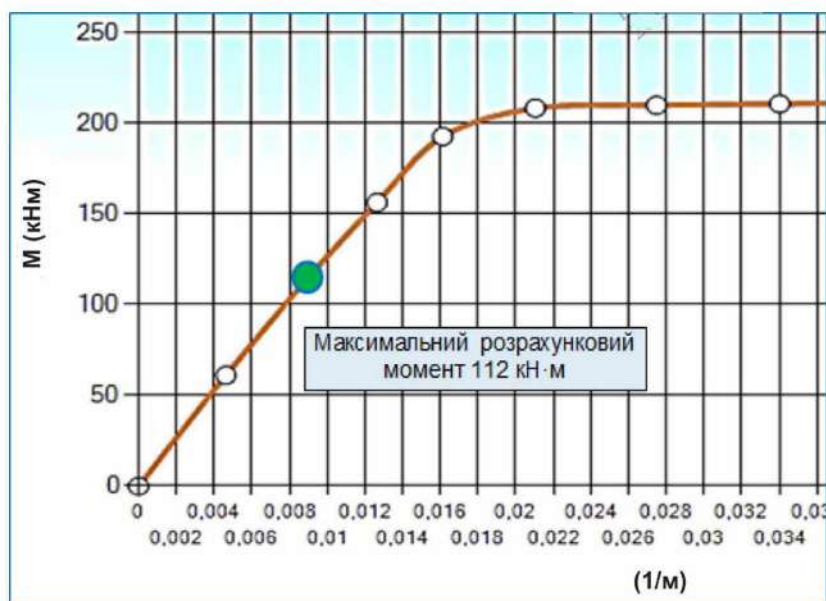
$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм} + \varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — вздовж літерних осей,

$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — вздовж цифрових осей;

— нижнє армування у плиті:

$\varnothing 12/\text{крок } 200 \text{ мм A500C}$ — в обох напрямках.

На рисунку Г.17 показано повну криву стану перерізу до руйнування бетону для плити перекриття в осях 5/Б-В.



Рисунки Г.17 — Графік залежності «момент — кривизна» для плити в осях 5/Б-В на позначці мінус 7,400 м

Як видно з рисунка Г.17, несуча здатність перекриття в напрямку цифрових осей дорівнює $211 \text{ кН} \cdot \text{м}$, моменти в цьому напрямку сягають величин у межах $50 \dots 112 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Схема вертикальних переміщень вузлів перекриття на позначці мінус 4,100 м показано на рисунку Г.18. Епюру відносних прогинів перекриття показано на рисунку Г.19.

Максимальні переміщення над видаленою колоною сягають значень 204 мм .

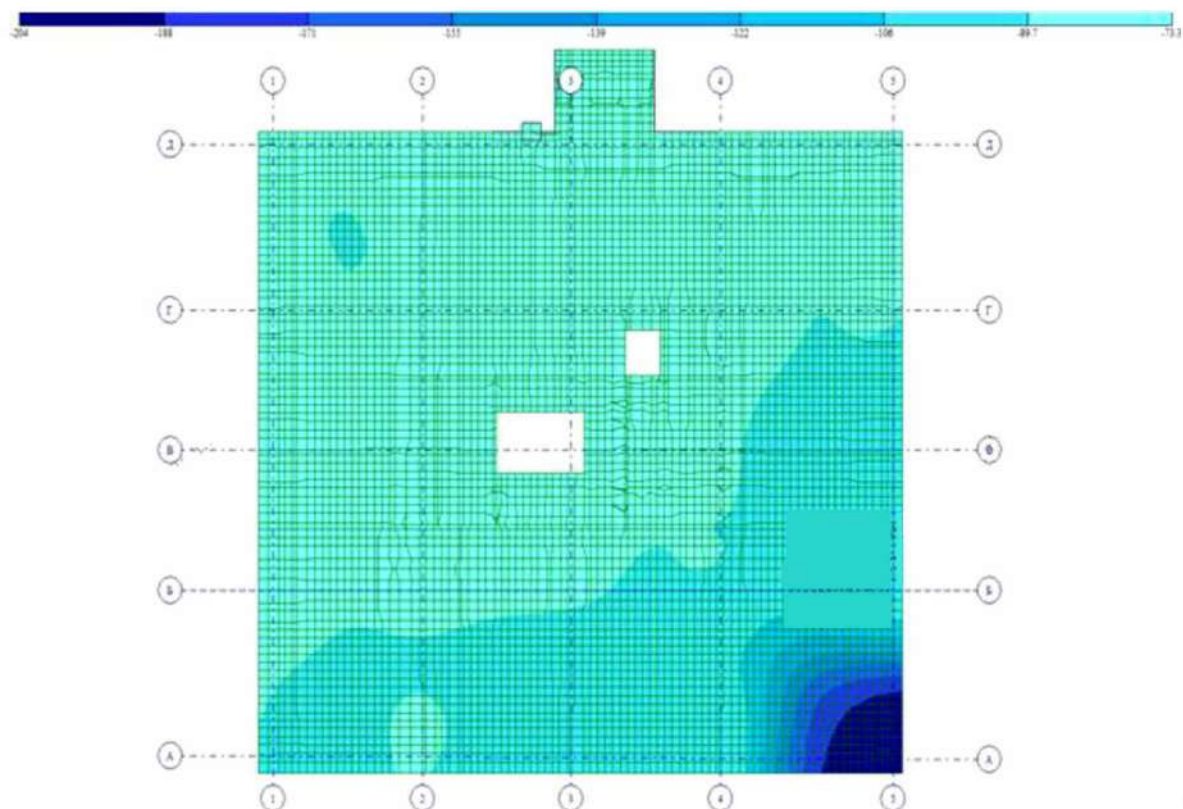


Рисунок Г.18 — Ізополя вертикальних переміщень (мм) плити перекриття на позначці мінус 4,100 м

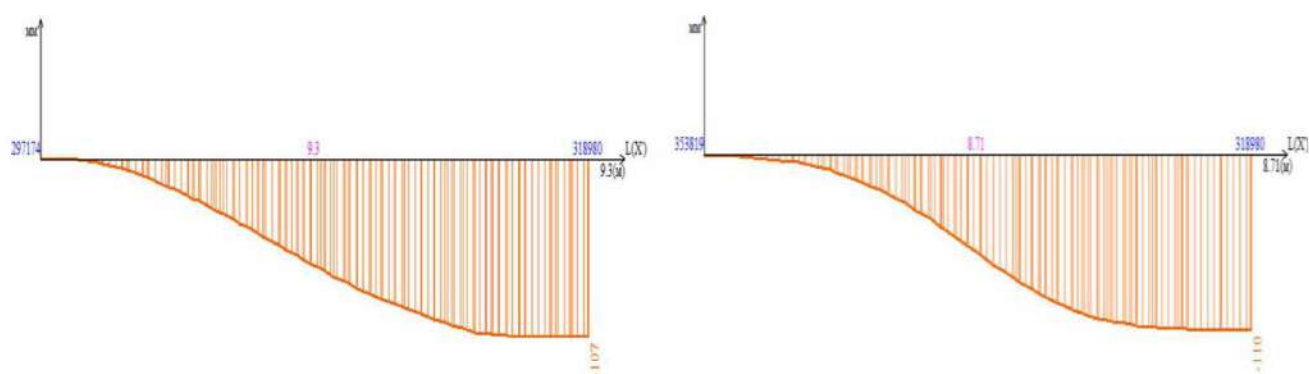


Рисунок Г. 19 — Епюра відносних прогинів: а) між осями 4/А та 5/А; б) між осями 5/Б та 5/А

Розподіл згинальних моментів M_x , M_y у перекритті на позначці мінус 4,100 м за умови нелінійної роботи матеріалів під час розрахунку на прогресуюче (непропорційне) обвалення показано на рисунках Г.20 та Г.21.

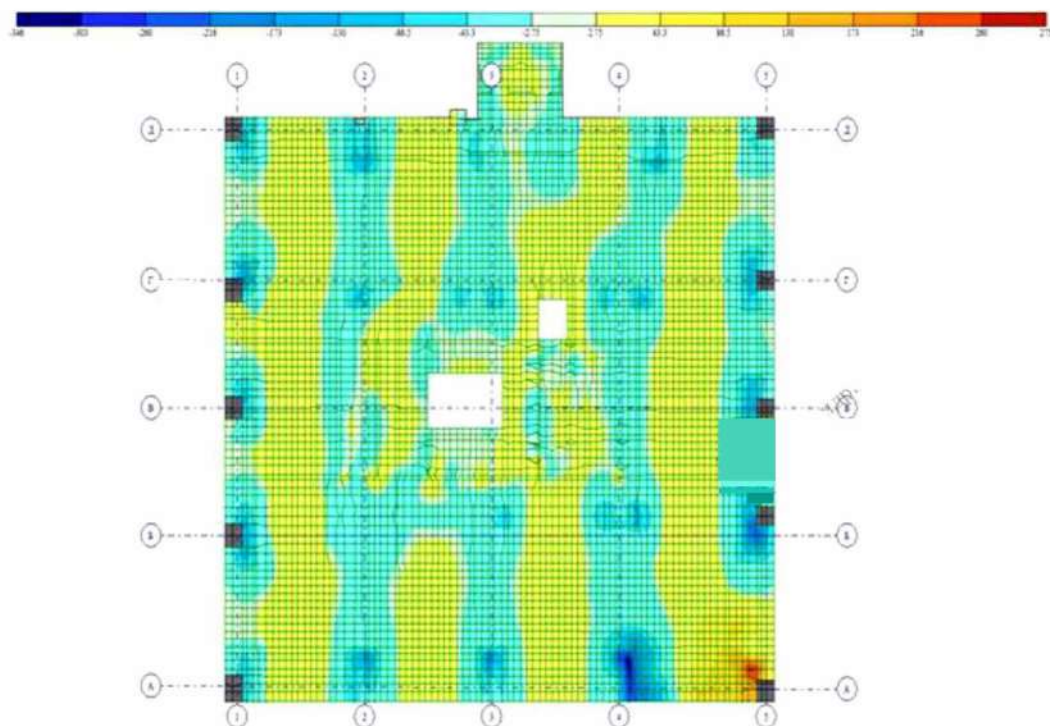


Рисунок Г.20 — Ізополя згинальних моментів M_x (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 4,100 м

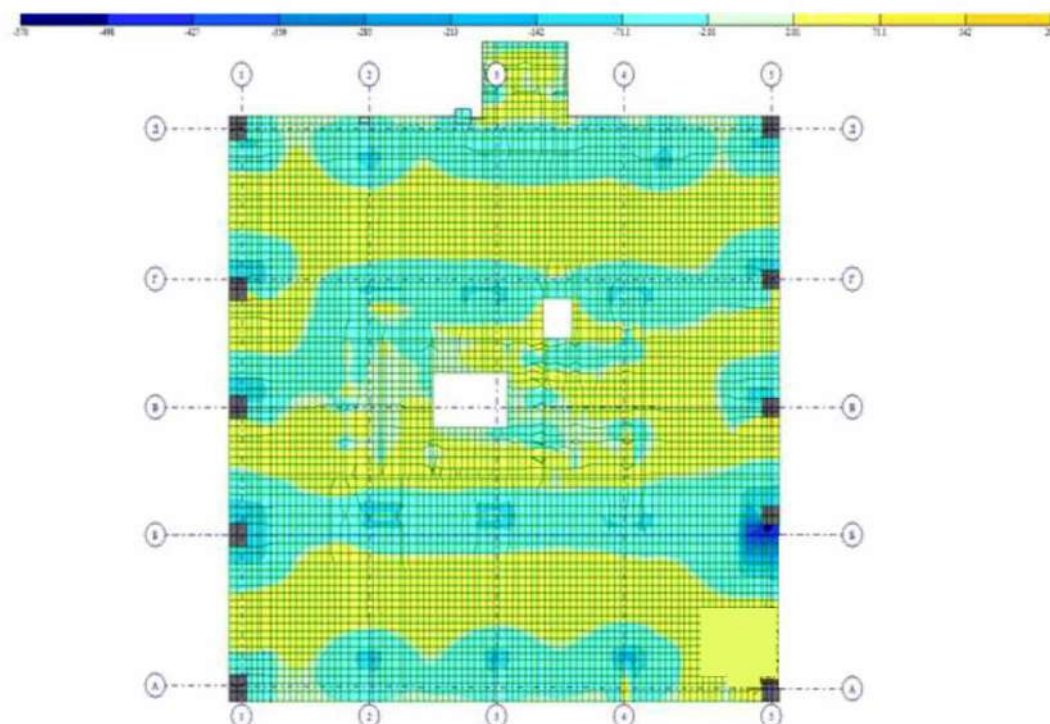


Рисунок Г.21 — Ізополя згинальних моментів M_y (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 4,100 м

Схеми тріщин у плиті на позначці мінус 4,100 м наведено на рисунках Г.22 та Г.23.

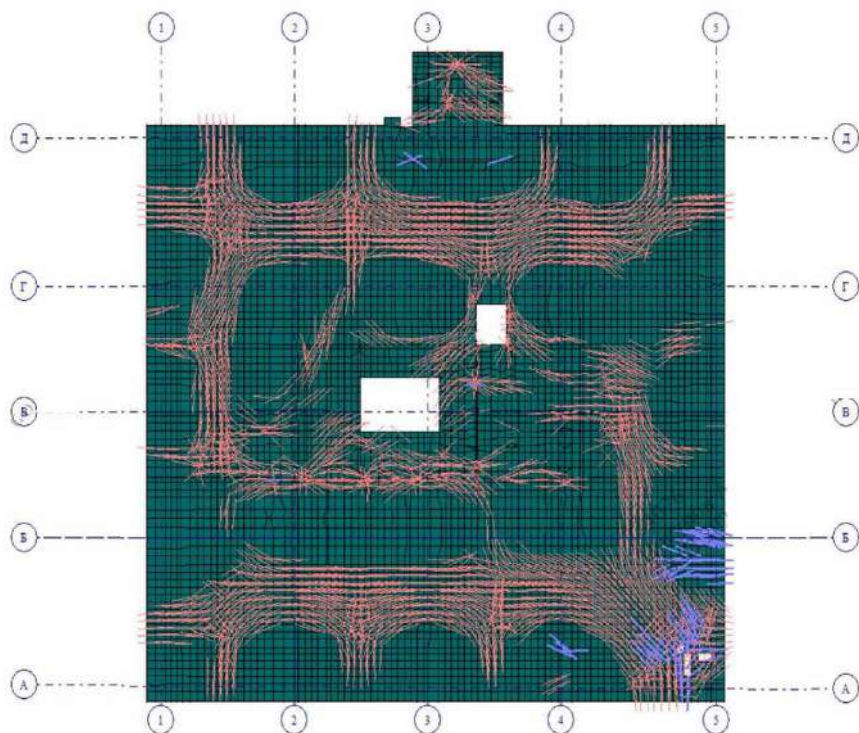


Рисунок Г.22 — Направлення тріщин у нижньому шарі плити

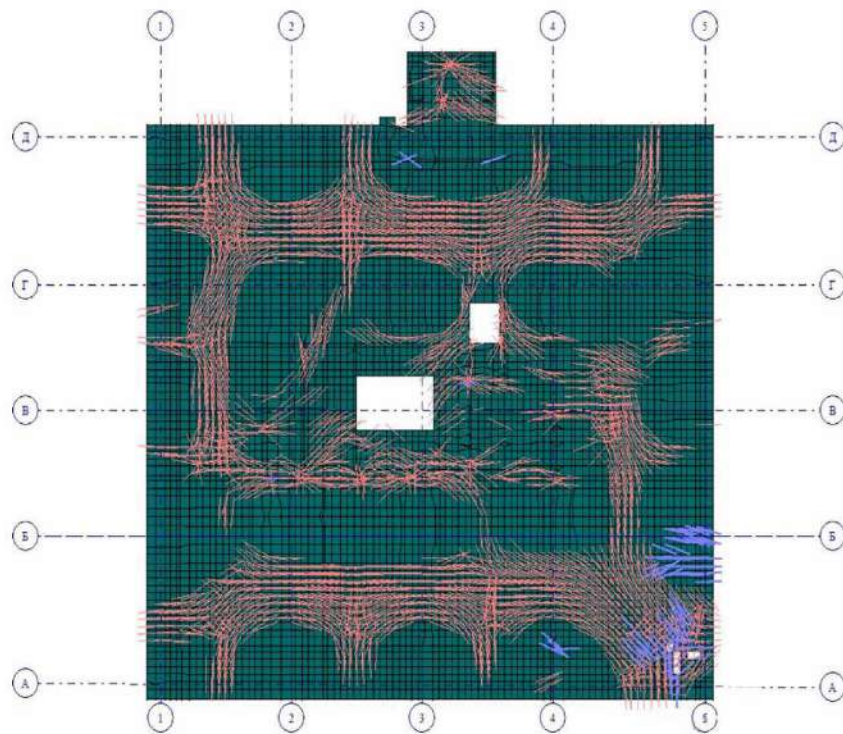


Рисунок Г.23 — Направлення тріщин у верхньому шарі плити

Як видно з наведених рисунків, руйнування перекриття можливе в зоні капітелі в осях 5/Б.

Перевірjuвальні розрахунки несучої здатності капітелі плити перекриття в осях 5/Б на ці мінус 4,100 м виконано згідно з ДБН В.2.6-98 [15] і ДСТУ Б В.2.6-156 на дію нормальної та поперечної сили.

На рисунку Г.24 наведено графік залежності «момент — кривизна» для капітелі в осях 5/Б.

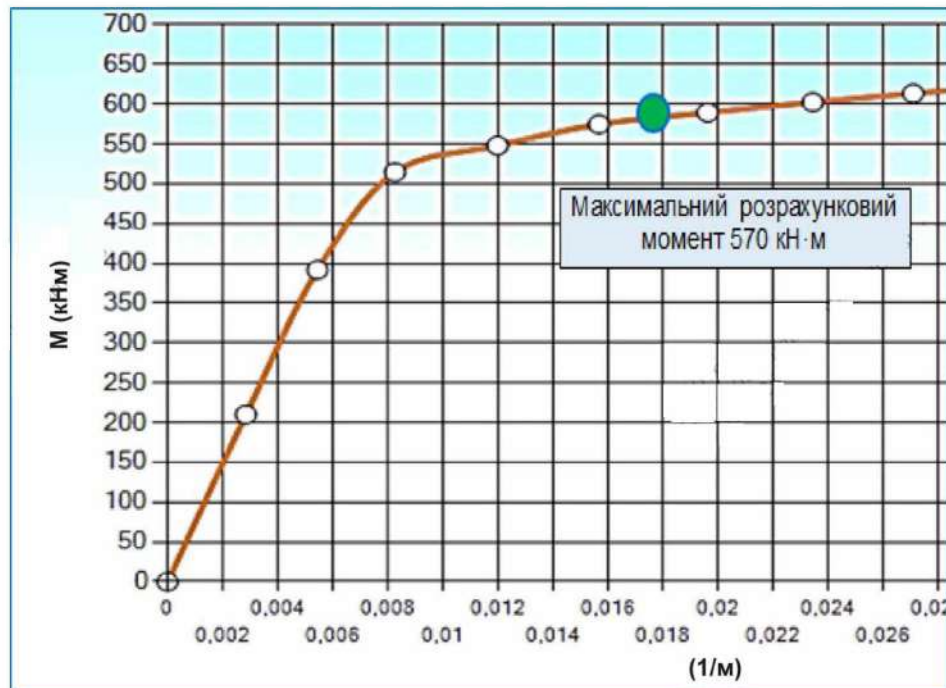


Рисунок Г.24 — Графік залежності «момент — кривизна» для капітелі в осях 5/Б на позначці мінус 4,100 м

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.24), несуча здатність капітелі в напрямку цифрових осей дорівнює 627 кН·м. Момент у цьому напрямку сягає 570 кН·м.

Отже, несучу здатність капітелі в осях 5/Б за умов розрахунку на прогресуюче обвалення забезпечено.

Перевірення розрахункового перерізу на дію поперечної сили показало, що несучу здатність забезпечено.

Розглянемо фрагмент моделі в осях 4-5/А-Б над зруйнованою колоною в межах п'яти поверхів на рисунках Г.25 та Г.26. Результати розрахунків перекриттів, розташованих над видаленою колоною, наведено в таблиці Г.1.

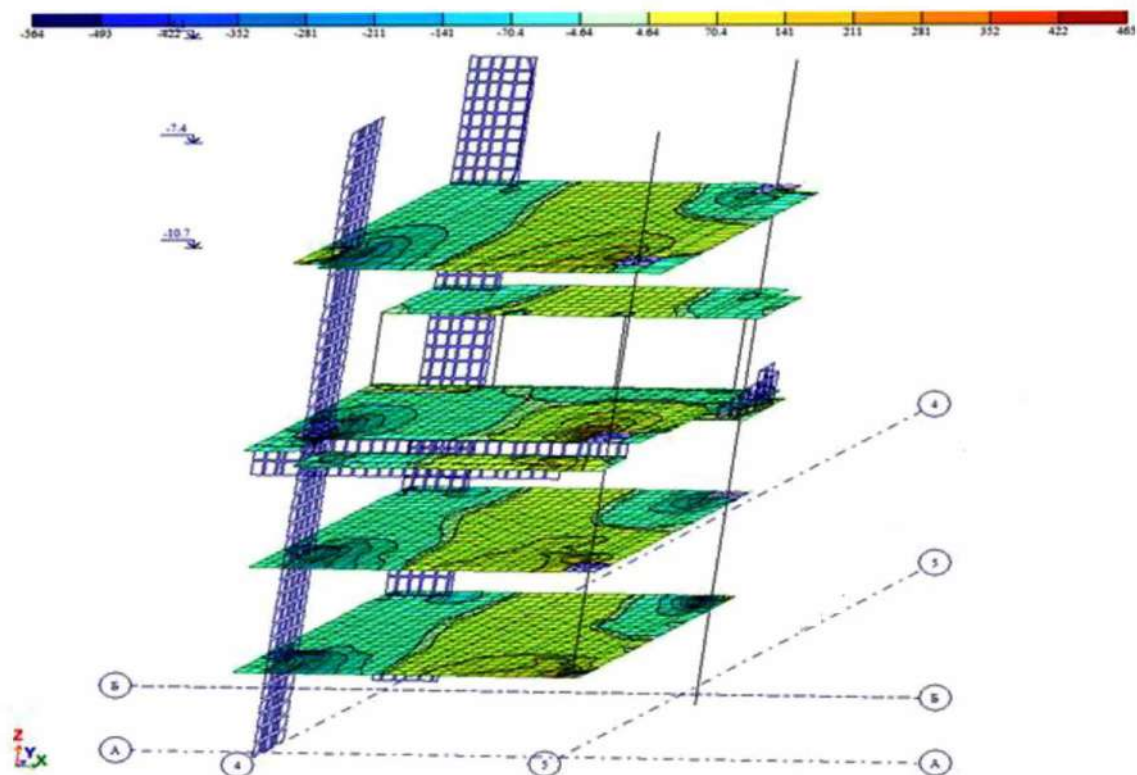


Рисунок Г.25 — Ізополя згинальних моментів M_x (кН·м) у плитах перекриттів

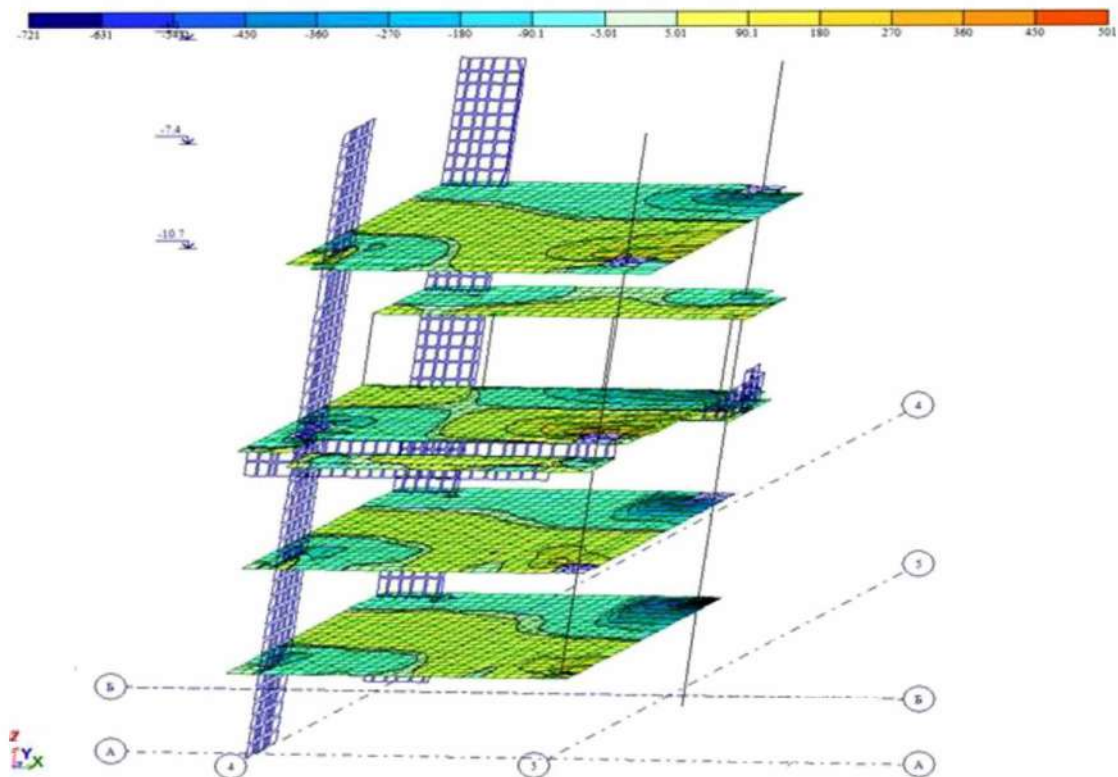


Рисунок Г.26 — Ізополя згинальних моментів M_y (кН·м) у плитах перекриттів

Таблиця Г.1 — Результати розрахунків перекриттів, розташованих над видаленою колоною в межах осей 4-5/А-Б

Місце розташування перекриття	Розтягнена нижня зона плити		Розтягнена верхня зона плити	
	M_x , кН·м	M_y , кН·м	M_x , кН·м	M_y , кН·м
–7,400 м	$\frac{33 \dots 140}{140 \dots 210}$	$\frac{20 \dots 100}{110 \dots 140}$	$\frac{-20 \dots -260}{-160 \dots -500}$	$\frac{-20 \dots -100}{-260 \dots -450}$
–4,100 м	$\frac{40 \dots 200}{140 \dots 370}$	$\frac{20 \dots 130}{110 \dots 220}$	$\frac{-20 \dots -220}{-280 \dots -490}$	$\frac{-40 \dots -120}{-300 \dots -430}$
–0,500...0,000 м	$\frac{50 \dots 150}{150 \dots 370}$	$\frac{40 \dots 80}{120 \dots 240}$	$\frac{-30 \dots -220}{-340 \dots -500}$	$\frac{-20 \dots -100}{-270 \dots -500}$
–2,2500 м	$\frac{40 \dots 200}{150 \dots 370}$	$\frac{70 \dots 160}{160 \dots 220}$	$\frac{-30 \dots -220}{-280 \dots -490}$	$\frac{-40 \dots -220}{-300 \dots -590}$
–5,550 м	$\frac{40 \dots 250}{150 \dots 470}$	$\frac{50 \dots 150}{250 \dots 500}$	$\frac{-30 \dots -220}{-280 \dots -490}$	$\frac{-60 \dots -280}{=}$
Примітка. В чисельнику — значення у плиті, у знаменнику — в капітелі.				

Для перевірення перекриттів розглянемо кілька зон з найбільшими величинами моментів:

- 1 — розтягнена нижня зона плити між осями 4-5/А-Б;
- 2 — розтягнена верхня зона плити поруч з капітелями;
- 3 — розтягнена верхня зона капітелі;
- 4 — розтягнена нижня зона капітелі.

З урахуванням армування у плитах відповідно до робочих креслеників здійснено перевірювальні розрахунки несучої здатності плити перекриття та капітелей згідно з ДБН В.2.6-98 [15] і ДСТУ Б В.2.6-156 на дію нормальної та поперечної сили.

На рисунках Г.27 — Г.30 наведено графіки залежності «момент — кривизна» для зазначених зон:

- 1) у середині між осями 4-5/А-Б моменти мають значення в межах: M_x , $M_y = 50 \dots 70$ кН·м.

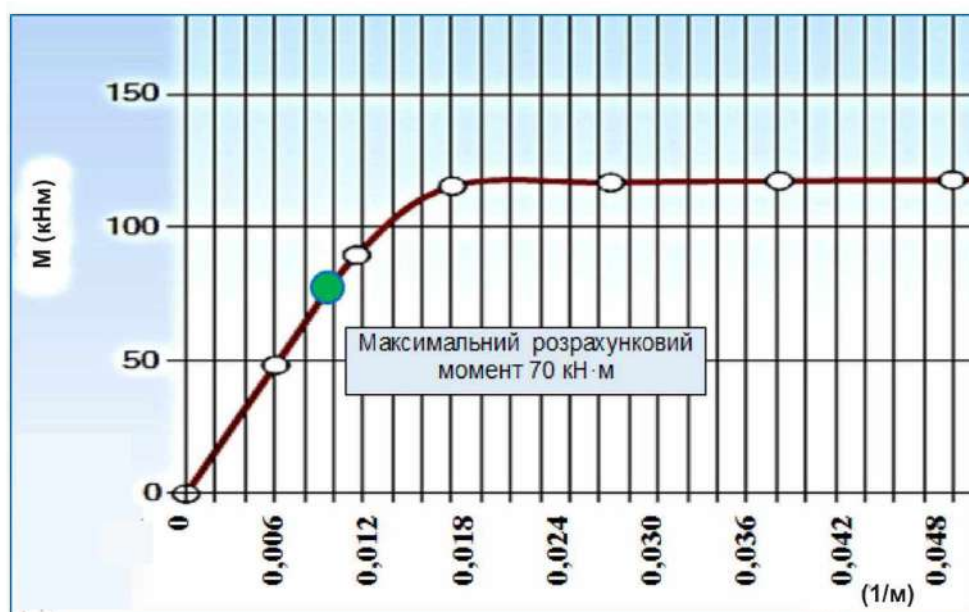


Рисунок Г.27 — Графік залежності «момент — кривизна» для першої зони перекриття (розтягнена нижня зона плити)

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.27), несуча здатність плити в напрямку цифрових осей дорівнює 118 кН·м. Момент у цьому напрямку сягає 70 кН·м;

2) розтягнена верхня зона плити поруч з капітелями.

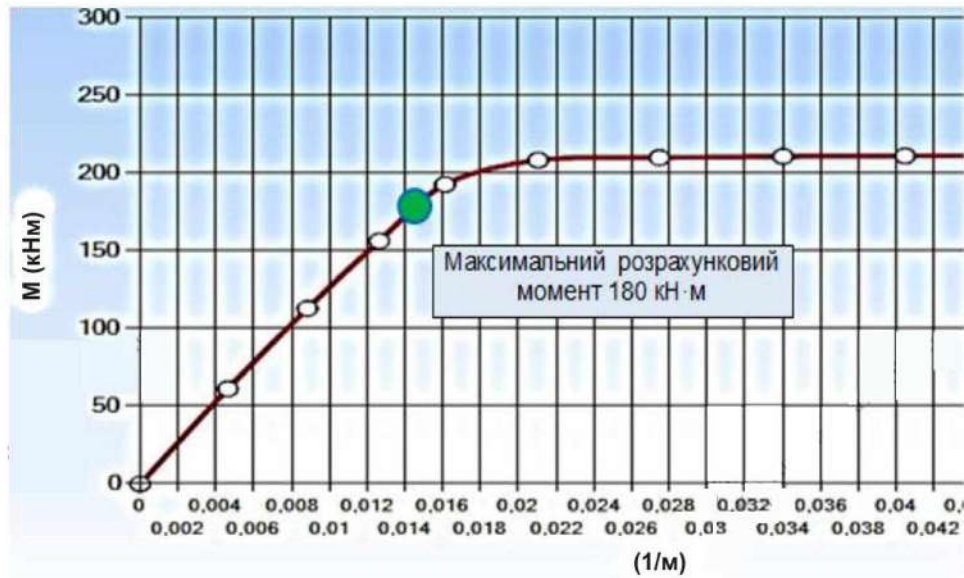


Рисунок Г.28 — Графік залежності «момент — кривизна» для другої зони перекриття

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.28), несуча здатність плити дорівнює 118 кН · м. Моменти мають значення в межах: $M_x, M_y = 90 \dots 180$ кН · м;

3) розтягнена верхня зона капітелі.



Рисунок Г.29 — Графік залежності «момент — кривизна» для третьої зони перекриття

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.29) несуча здатність капітелі дорівнює 627 кН · м. Моменти мають значення в межах: $M_x, M_y = 450 \dots 600$ кН · м ($M_y = 700$ кН · м на позначці мінус 7,400 м);

4) розтягнена нижня зона капітелі.

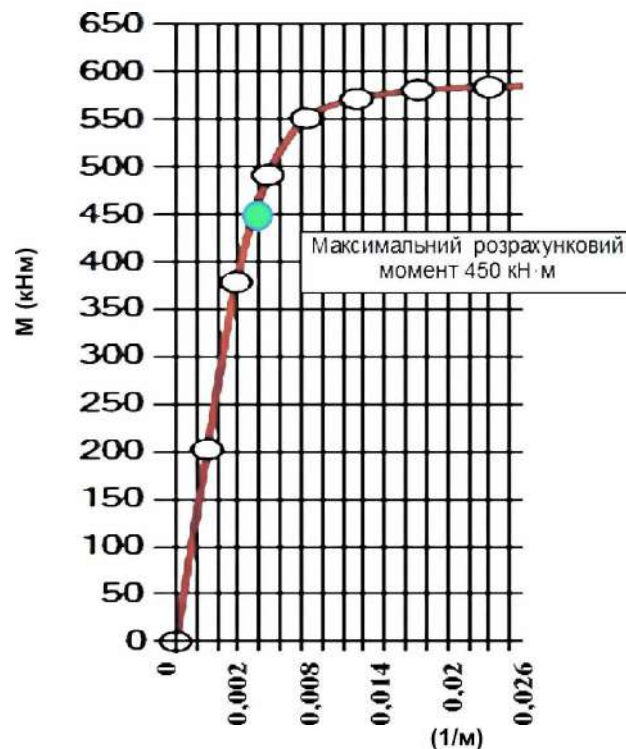


Рисунок Г.30 — Графік залежності «момент — кривизна» для четвертої зони перекриття

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.30), несуча здатність капітелі дорівнює 587 кН·м. Моменти мають значення в межах: $M_x, M_y = 300 \dots 450$ кН·м.

Отже, внаслідок перерозподілу зусиль несуча здатність перерізів плит перекриттів більша за максимальні розрахункові згинальні моменти, які виникають під час розрахунку на прогресуюче обвалення (крім капітелі на позначці мінус 7,400 м).

У разі нелінійного розрахунку плити розривів арматури й лавиноподібного зростання деформацій плити не зафіксовано, тому можна дійти висновку, що повного руйнування плити за прийнятою схемою армування не буде.

Отже, прогресуюче (непропорційне) обвалення висотної будівлі стає неможливим, оскільки зусилля менші, ніж несуча здатність конструкції.

Другий сценарій руйнування

Розглянемо другий сценарій руйнування.

Перекриття висотного будинку повинне бути розраховане на сприйняття ваги ділянки перекриття вищого поверху. Відповідно до 7.2 для аварійної комбінації навантажень враховуємо постійні й тривалі навантаження з коефіцієнтом, що дорівнює 1,5 (7.6).

Моделюємо ситуацію, коли зоною обвалення є ділянка перекриття площею 80 м² на позначці 0,000 м. Визначену частину плити перекриття умовно вважають такою, що втратила свою несучу здатність, внаслідок чого відбувається її падіння на перекриття, розташоване знизу на позначці мінус 4,100 м.

За такого сценарію ключовою є здатність нижнього перекриття витримати додаткові навантаження та не зруйнуватися.

Моделюємо на перекриття додаткове навантаження — 10 кПа на площі локального руйнування 80 м². Для монолітних стін та діафрагм таке навантаження несуттєве, оскільки розрахунки виконано за квазіпостійних значень навантажень. Виконуємо перевірку ділянки перекриття на додаткові навантаження від обваленої ділянки верхнього перекриття

На рисунку Г.31 показано фрагмент перекриття на позначці мінус 4,100 м, до якого прикладено навантаження від зруйнованого перекриття.

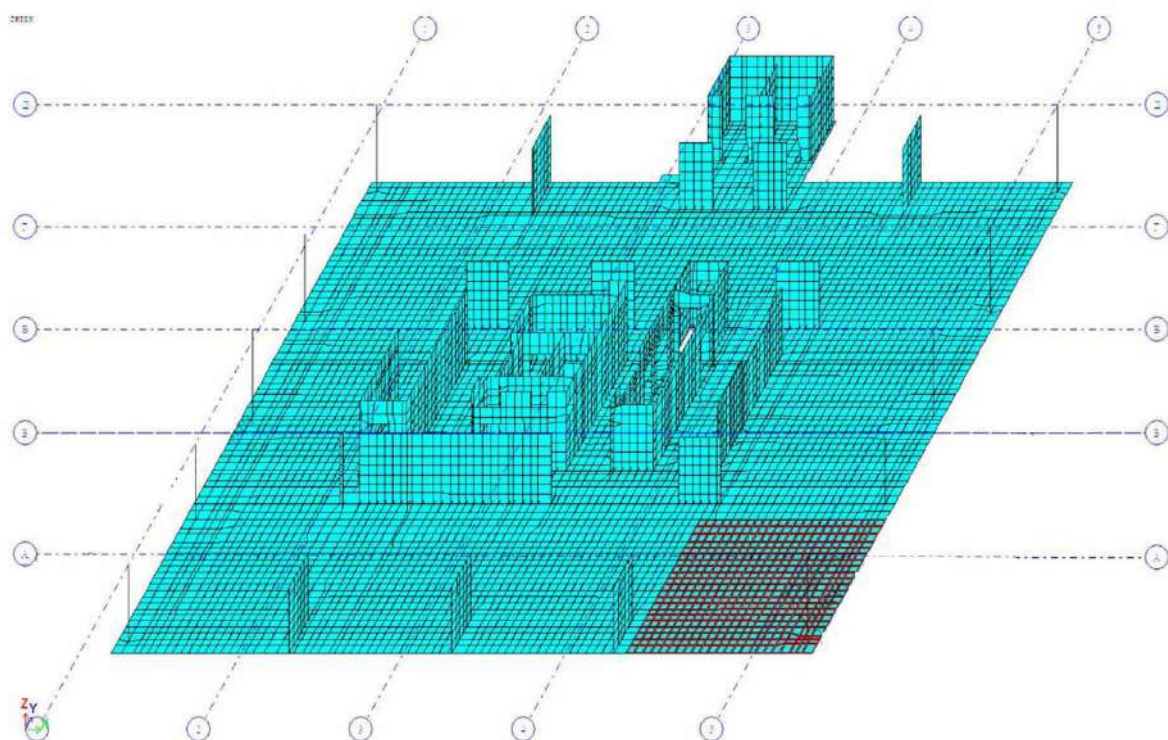


Рисунок Г.31 — Схема прикладання додаткового навантаження на плиту перекриття на позначці мінус 4,100 м

На рисунках Г.32 та Г.33 показано вертикальні переміщення вузлів перекриття та епюру відносних прогинів на позначці мінус 4,100 м у разі моделювання руйнування плити на локальній площі.

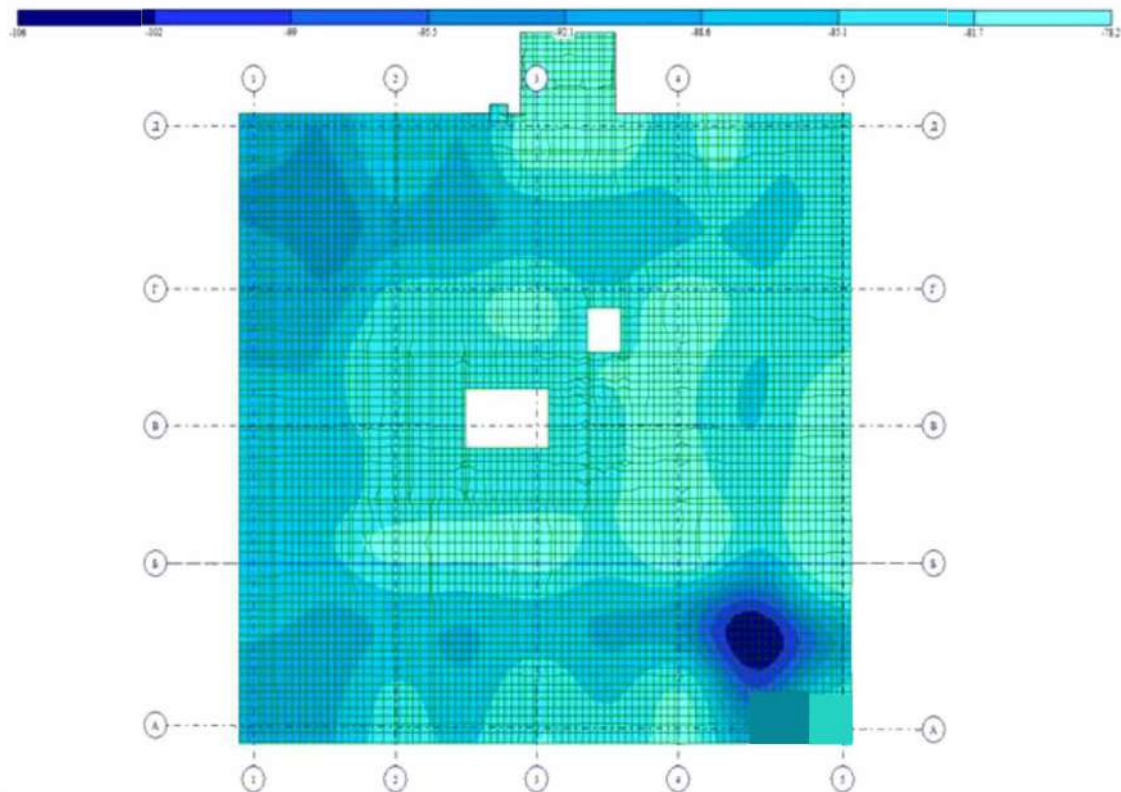


Рисунок Г.32 — Ізополі вертикальних переміщень плити перекриття на позначці мінус 4,100 м з урахуванням додаткового навантаження, мм

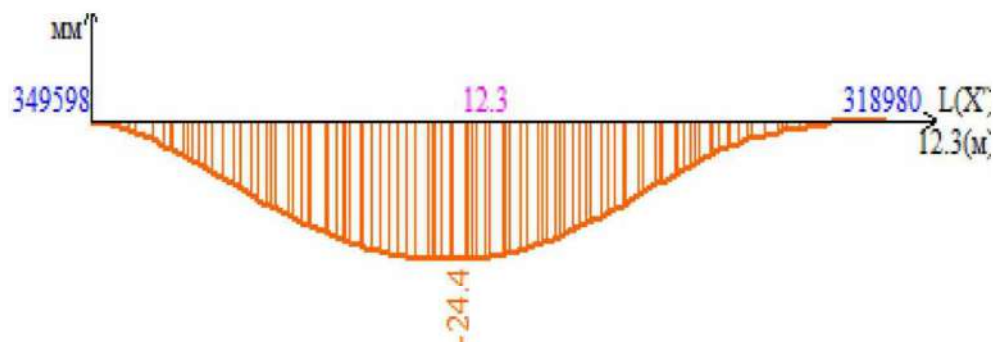


Рисунок Г.33 — Епюра відносних прогинів між вузлами 4/Б та 5/А

Розподіл згинальних моментів M_x , M_y у перекритті на позначці мінус 4,100 м за умови нелінійної роботи матеріалів під час розрахунку на прогресуюче (непропорційне) обвалення показано на рисунках Г.34 та Г.35.

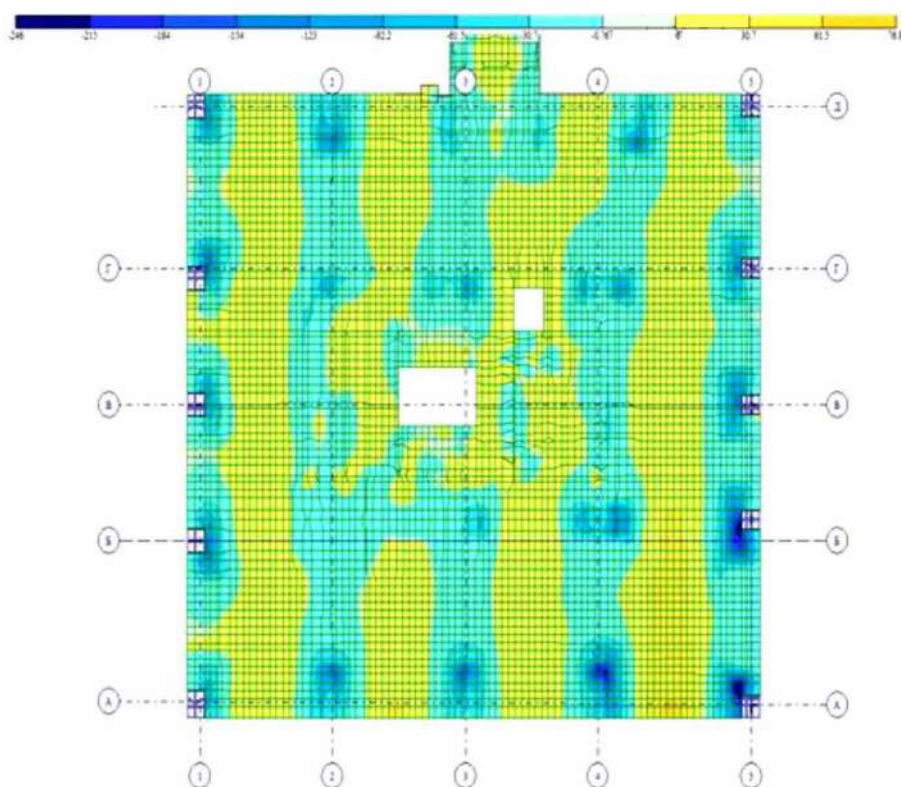


Рисунок Г.34 — Ізополя згинальних моментів M_x (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 4,100 м

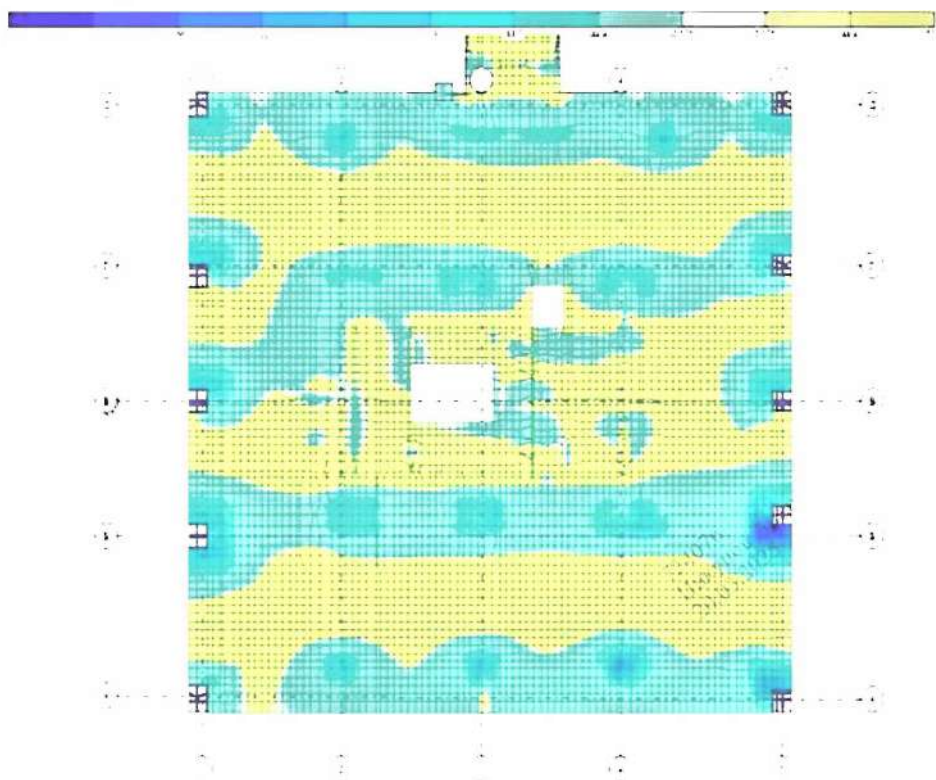


Рисунок Г.35 — Ізополя згинальних моментів M_y (кН·м) у плиті перекриття на позначці мінус 4,100 м

Для перевірення перекриття розглянемо кілька зон з найбільшими величинами моментів:

- 1 — усередині між осями 4-5/А-Б;
- 2 — зона плити поруч з капітелями;
- 3 — розтягнена верхня зона капітелі.

Типи армування плити перекриття в осях 4-5/А-Б наведено в таблиці Г.2.

Таблиця Г.2 — Типи армування плити перекриття (рисунок Г.15)

Типи армування	Нижня арматура фонові	Верхня арматура фонові	Нижня арматура додаткова	Верхня арматура додаткова
1	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø12 A500С, крок 200 мм
2	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø12 A500С, крок 200 мм	—	Ø25 A500С, крок 200 мм
3	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø12 A500С, крок 200 мм	Ø16 A500С, крок 150 мм	Ø20 A500С, крок 200 мм Ø16 A500С, крок 200 мм

На рисунках Г.36—Г.38 наведено графіки залежності «момент — кривизна» для зазначених перерізів перекриття з типами армування за умови характеристичних фізико-механічних характеристик бетону й арматури. На графіках позначено максимальні розрахункові моменти, які виникають на цих ділянках перекриття.

Розглянемо першу зону (між осями 4-5/А-Б). Моменти мають значення в межах: $M_x = 46...48$ кН·м; $M_y = 20...32$ кН·м. Тип армування 1.

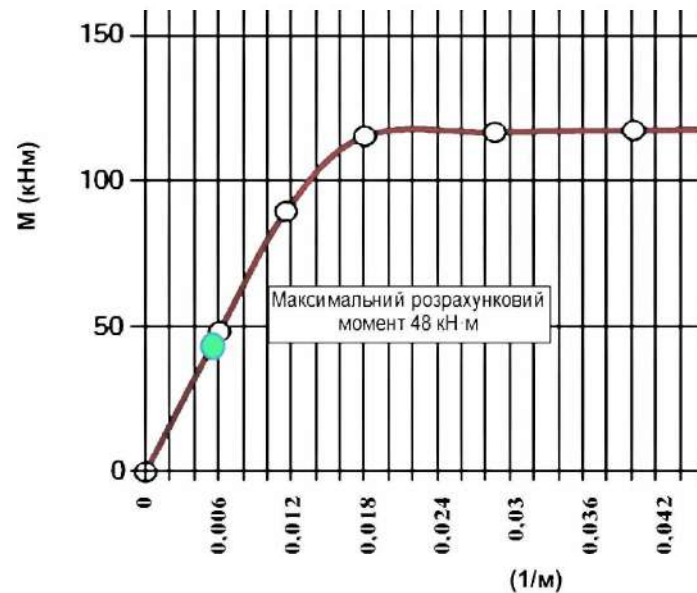


Рисунок Г.36 — Графік залежності «момент — кривизна» для першої зони (розтягнена зона в нижньому шарі плити)

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.36), несуча здатність плити дорівнює 118 кН·м, максимальний розрахунковий момент 48 кН·м.

Для зони 2 моменти сягають значень у межах: $M_x = 130 \dots 150$ кН·м; $M_y = 110 \dots 140$ кН·м. Тип армування 2.



Рисунок Г.37 — Графік залежності «момент — кривизна» для зони перекриття з другим типом армування

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.37), несуча здатність плити дорівнює 211 кН·м, максимальний розрахунковий момент 150 кН·м.

Для зони 3 (капітель) армування за типом 3; наявні моменти мають величину в межах: $M_x = 260 \dots 300$ кН·м; $M_y = 300 \dots 420$ кН·м.

Як бачимо з діаграми (рисунок Г.38), несуча здатність капітелі дорівнює $627 \text{ кН} \cdot \text{м}$, максимальний розрахунковий момент $420 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

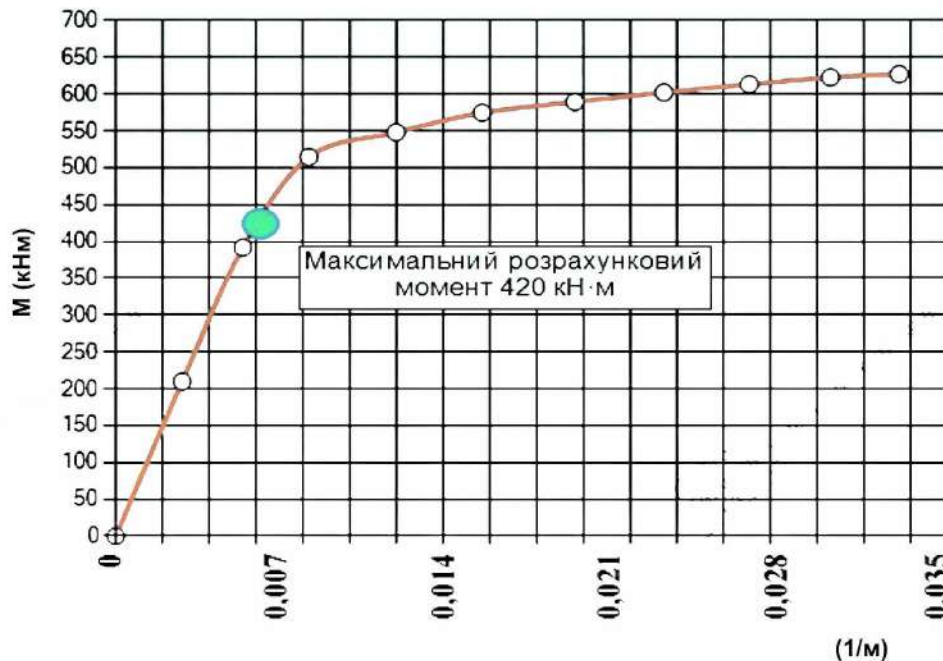


Рисунок Г.38 — Графік залежності «момент — кривизна» для зони капітелі з третім типом армування

Отже, несучу здатність перекриття під час розрахунку з урахуванням додаткового навантаження 10 кПа на площі локального руйнування 80 м^2 забезпечено.

Загальні висновки та рекомендації

Розрахунок висотної будівлі виконували як систему «основа — фундамент — будівля» на аварійні комбінації навантажень і впливів, що охоплює вплив гіпотетичних локальних руйнувань відповідальних конструкцій. Розрахунок будівлі виконано з урахуванням фізичної й геометричної нелінійності. Перевірено два сценарії руйнування конструкцій. На основі аналізу виконаних розрахунків на стійкість до прогресуючого обвалення можна дійти таких висновків:

1. Розрахунок на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення за умови руйнування однієї з колон у підвальній частині будівлі засвідчив, що несучу здатність колон, на які перерозподілиться додаткове навантаження, забезпечено.

2. У фрагменті перекриття, що спиралося на зруйновану вертикальну несучу конструкцію, виникають моменти, які можуть призвести до локального руйнування однієї капітелі на розташованому вище поверсі. Отже, можливі локальні руйнування невеликих ділянок перекриття, а не глобальне прогресуюче (непропорційне) обвалення.

3. У разі докладання додаткового навантаження 10 кПа на площі 80 м^2 (що моделює вплив зруйнованого перекриття) перерізи задовольняють вимоги чинних державних будівельних норм. Несучу здатність перекриття забезпечено.

Виконані розрахунки дають змогу стверджувати, що розглянута висотна будівля здатна опиратися прогресуючому (непропорційному) обваленню.

ДОДАТОК Д
(довідковий)**БІБЛІОГРАФІЯ**

- 1 ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги
- 2 ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення
- 3 ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення
- 4 ДБН В.1.2-2–2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування
- 5 ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів
- 6 ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість
- 7 ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд
- 8 ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві
- 9 ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення
- 10 ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
- 11 ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
- 12 ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення
- 13 ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення
- 14 ДБН В.2.5-76:2014 Автоматизовані системи раннього виявлення загрози виникнення надзвичайних ситуацій та оповіщення населення
- 15 ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
- 16 ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення
- 17 ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення
- 18 ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.

Коди згідно з НК 004: 91.040.01; 91.120.99

Ключові слова: бетон, залізобетон, конструктивна система, несуча здатність, прогресуюче (непропорційне) обвалення, розрахункова модель, сталезалізобетон.
