

Київський національний університет будівництва і архітектури

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ДАУРОВ МИХАЙЛО КОСТЯНТИНОВИЧ

УДК 69.07

ДИСЕРТАЦІЯ

**РОБОТА СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ
ПРИ ПОЖЕЖІ ІЗ ПОСИЛЕННЯМ ЖИВУЧОСТІ**

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело _____ М.К.

Дауров

Науковий керівник – Білик Артем Сергійович, кандидат технічних наук, доцент

Київ – 2023

АНОТАЦІЯ

Дауров М.К. Робота сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі із посиленням живучості. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, галузь знань 19 – Архітектура та будівництво. – Київський національний університет будівництва і архітектури. Міністерство освіти і науки України, Київ, 2023 р.

Основний зміст дисертаційної роботи

Дисертаційна робота спрямована на збільшення конструктивної безпеки багатоповерхових будівель шляхом посилення живучості їхніх несучих конструкцій в час стрімкого розвитку будівель як систем та воєнних дій на території України.

За результатами виконаних оглядів, аналізів, скінченно-елементних досліджень:

- у вітчизняних та закордонних нормативних документах встановлено, що рекомендації чи методики розрахунку сталевих каркасів багатоповерхових будівель (СКББ) на живучість при пожежі відсутні, а розглянуті заходи до цього часу в наукових дослідженнях потребують більш детальних досліджень та вдосконалення;
- визначене найбільш несприятливе розташування джерела пожежі в СКББ;
- визначені найбільш розтягнуті у часі механізми руйнування СКББ при пожежі;
- встановлені різні заходи посилення живучості СКББ при пожежі;
- в розвиток положень нормативних документів та стандартів з надійності та живучості сталевих конструкцій розроблена методика посилення живучості при пожежі СКББ.

З погляду філософії науки в сучасному світі відбувається науково-технічних прогрес все більшими темпами. Людство створює складні системи для задоволення власних потреб, таких як створення середовища для комфортного проживання та різних видів життєдіяльності. Але по мірі зростання складності цих систем зростає

їхня чутливість до непередбачуваних загроз різної природи. Наукові дослідження в галузі проектування будівель мають бути спрямовані на збільшення безпеки людської життєдіяльності, конструктивної безпеки екологічності, енергоефективності.

В першому розділі проаналізовано випадки прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель, зокрема і внаслідок пожежі. Встановлено, що багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом можуть як повністю руйнуватися при пожежі, так і може не відбуватися жодного руйнування. У вітчизняних нормативних документах є вимога будівлі класу наслідків ССЗ розраховувати на живучість при пожежі, але в жодному закордонному чи вітчизняному документів не наведено ані відповідних методик, ані рекомендацій. Раніше досліджені рішення з посилення живучості при пожежі СКББ потребують більш детального вивчення і вдосконалення.

У другому розділі розглянуті різні стратегії забезпечення живучості СКББ шляхом недопущення локального руйнування внаслідок пожежі. Сценарії пожежі прийняті на різних поверхах та з різним розташуванням в плані окремо. Дія пожежі змодельована з урахуванням вогнезахисту сталевих конструкцій, вогнестійкості сталевих конструкцій, планування приміщень. Стратегії порівняно з точки зору вартості металоємності і вартості.

В третьому розділі досліджено роботу різних елементів каркасу до першого настання граничного стану за різного розташування джерела пожежі. Встановлено, що час настання першого граничного стану за сценарію пожежі в середньому прольоті більший, ніж у крайньому. За пожежі на вищому поверсі граничний стан відбувається пізніше, ніж на нижчому. Розташування джерела пожежі в крайньому прольоті на нижньому поверсі найменш сприятливе з точки зору потенційного механізму руйнування. Визначено, що в каркасах з шарнірними вузлами примикання балок до колон перший граничний стан настає пізніше, ніж в каркасах із жорсткими вузлами. Для збільшення вогнестійкості та живучості при

пожежі переріз елементів сталевих каркасів необхідно проектувати таким, в якому може утворюватися повний шарнір пластичності без втрати місцевої стійкості.

В четвертому розділі визначені заходи посилення живучості при пожежі СКББ. Критерієм живучості при пожежі прийнято час живучості: час від першого руйнування до втрати живучості каркасу. Проведено порівняння різних механізмів руйнування та доведено, що у випадку, якщо першого руйнування балки руйнування буде більш розтягнутим у часі. Доведено вплив різниці коефіцієнтів використання несучої здатності (КВНЗ) в балці та колоні на живучість СКББ при пожежі. Встановлена залежність необхідної різниці в КВНЗ балки та колони для найбільш розтягнутого у часі механізму руйнування від геометричних розмірів СКББ. Виявлено, що на живучість СКББ при пожежі впливає форма перерізу. Визначені умови для використання аутригерних систем в СКББ як заходу посилення живучості при пожежі. Сформована методика посилення живучості СКББ при пожежі. Проведено порівняння живучості при пожежі СКББ з шарнірними та жорсткими вузлами примиканнями балок до колон. Виявлено, що в СКББ з жорсткими вузлами при пожежі може відбутися руйнування ненагрітих елементів. Встановлено, що сформована методика загалом посилює живучість при пожежі і в СКББ з жорсткими вузлами, але потребує більш глибоких досліджень в цьому випадку.

В п'ятому розділі проведено апробацію сформованої методики посилення живучості при пожежі СКББ на конкретному об'єкті. Встановлено, що використання заходів, рекомендованих в сформованій методиці збільшує живучість при пожежі сталевих каркасу розлянутої будівлі за критерієм часу від першого руйнування до втрати живучості в 48 разів при збільшенні вартості каркасу в ділі на 24%. Було виявлено, що в просторовій моделі більша живучість, ніж в аналогічних плоских моделях. Вертикальні в'язі є елементами, через які зусилля переходять з нагрітих в ненагріті та руйнуються першими. Так само, як і в аналогічних плоских моделях, в просторовій моделі в каркасі з жорсткими вузлами

примикання балок та колон можуть відбуватися руйнування в ненагрітих елементах. Встановлено, що розроблена в даній роботі методика, що досліджувалася на плоских моделях СКББ, дійсна і для просторових.

Виконані дослідження дозволили створити нову методику посилення живучості СКББ при пожежі. Розроблена методика дозволить будівельним інженерам-конструкторам розраховувати СКББ на живучість при пожежі без трудомісткого моделювання пожежі і виконувати відповідні вимоги чинних нормативних документів. Дана методика та термінологія для внесення в нормативні документи, де для сталевих конструкцій відсутні вказівки щодо посилення живучості.

Ключові слова: живучість, пожежа, вогнестійкість, сталеві конструкції, багатоповерхові будівлі, прогресуюче руйнування, метод скінчених елементів, чисельне моделювання, фізична нелінійність, геометрична нелінійність, нелінійна деформаційна модель.

ABSTRACT

Daurov M. Multi-story buildings steel frames operation in the fire with vitality increasing – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The thesis on conferment of a scientific degree of the Doctor of philosophy on a specialty 192 – Building and civil engineering, area of knowledge 19 – Architecture and building. – Kyiv National University of Construction and Architecture. Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2023.

The main content of the thesis.

The dissertation is aimed at increasing the structural safety of multi-story buildings by increasing the vitality of their bearing structures during the rapid development of buildings as systems and warfare hazards on the Ukraine territory.

According to the results of the performed reviews, analyses, and finite element research:

- in domestic and foreign normative documents, it is established that there are no recommendations or techniques for calculating the multi-story buildings' steel frames (MBSF) for vitality in the fire, and the measures considered so far in scientific research need more detailed research and improvement;
- determined the most unfavorable fire source location in the MBSF;
- the collapse mechanisms of MBSF during a fire, which are most extended in time, are determined;
- various measures of MBSF vitality in the fire increase have been established;
- in the development of the provisions of normative documents and standards on the steel structures' reliability and vitality, the MBSF vitality in the fire-increasing technique was developed.

From the philosophy of science view point in the modern world, scientific and technical progress is taking place at an increasingly rapid pace. Humanity creates complex systems to meet its own needs, such as creating an environment for comfortable living and various types of life activities. But as the complexity of these systems increases, so

does their sensitivity to unpredictable threats of various nature. Scientific research in the field of building design should be aimed at increasing the safety of human activities, structural safety, environmental friendliness, and energy efficiency.

In the *section 1*, a multi-story buildings progressive collapse cases are analyzed, in particular due to fire. It has been established that multi-story buildings with a steel frame can either completely collapse in a fire or not at all. In the domestic normative documents, there is a requirement for a building of the CC3 consequences class to count on vitality in the event of a fire, but no relevant techniques or recommendations are given in any foreign or domestic documents. Previously researched measures to increase MBSF vitality in case of fire need more detailed study and improvement.

The *section 2* deals with the various strategies for ensuring the MBSF vitality by preventing local destruction as a result of a fire. Fire scenarios are accepted on different floors and with different locations in the plan separately. The fire is modeled on the steel structures fire protection, fire resistance of steel structures and planning of premises. Strategies compared to the point of view of the cost of metal capacity and value.

In the *section 3*, the steel frame various elements operation before the first limit state onset under different fire source locations is investigated. It was established that the first limit state onset time under the fire scenario is longer in the internal span than in the external one. In case of fire on the upper floor, the limit state occurs later than on the lower one. The fire source location in the external span on the lower floor is the least favorable from the point of view of the potential collapse mechanism. It has been determined that in frames with hinged joints connecting beams to columns, the first limit state occurs later than in frames with rigid joints. To increase fire resistance and vitality in case of fire, the steel frame elements cross-section must be designed in such a way that a full hinge plastic can be formed without buckling.

In the *section 4*, measures to increase vitality in the fire of MBSF are defined. The criterion of vitality in the fire is the vitality time: the time from the first destruction to the vitality loss. A comparison of various collapse mechanisms was carried out and it was

proved that during the beam first destruction, the collapse will be more extended in time. The effect of the difference in the load capacity ratio (LCR) in the beam and the column on the MBSF vitality in the fire is proven. The dependence of the required difference in the LCR of beams and columns for the most time-stretched collapse mechanism on the MBSF geometric dimensions is established. It was found that the element's cross-sectional shape affects the MBSF vitality in the fire. The conditions for the use of outrigger systems in the MBSF as a measure to increase vitality in the fire are defined. A technique of MBSF vitality in the fire increasing has been developed. A comparison of vitality in the fire of MBSF with hinged and rigid nodes abutting beams to columns was carried out. It was found that in the MBSF with rigid nodes, the destruction of unheated elements may occur during a fire. It has been established that the developed technique generally increases MBSF with rigid nodes vitality in the fire too, but requires more in-depth research in this case.

In the *section 5*, the approbation of the developed technique for MBSF vitality in the fire increasing at a specific object was carried out. It was established that the use of the measures recommended in the developed methodology increases the vitality steel frame in the fire of a spilled building by the criterion of time from the first destruction to the vitality loss by 48 times while increasing the frame cost in practice by 24%. It was found that the 3d model has greater vitality in the fire than similar 2d models. Vertical ties are elements through which forces pass from heated to unheated and are destroyed first. Just as in similar 2d models, in a 3d model in a frame with rigid nodes connecting beams and columns, destruction can occur in unheated elements. It has been established that the technique developed in this dissertation, which was studied on 2d models of MBSF, is also valid for 3d models.

The conducted research made it possible to create a new technique of increasing the MBSF vitality in the fire. The developed technique will allow civil engineers to calculate MBSF vitality in the fire without time-consuming fire modeling and to fulfill the relevant requirements of current normative documents. This technique and terminology is

for inclusion in normative documents, where there are no instructions for steel structures vitality increasing.

Key words: vitality, fire, fire resistance, steel structures, multi-story buildings, progressive collapse, finite element method, numerical modeling, physical nonlinear, geometrical nonlinear, nonlinear deformation model.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у науковому виданні, включеному до переліку наукових фахових видань України категорії «А», яке цитується у реферативній базі Web of Science

1. Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific–and–technical collected articles*. 2019. № 102. P. 62-68. doi: 10.32347/2410-2547.2019.102. *Особисто автором змодельовано дію пожежі на сталевий каркас багатоповерхової будівлі, проаналізовано напружений стан несучих конструкцій, визначено найбільш економічну стратегію забезпечення вогнестійкості та живучості каркасу (Web of Science).*

2. Daurov M.K., Bilyk A.S. Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles*. 2022. № 108. P. 325-336. doi: 10.32347/2410-2547.2022.108.325-336. *Особисто автором проведено порівняння напружено-деформованого стану та потенційних механізмів руйнування сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі з різним розташуванням джерела пожежі (Web of Science).*

Статті у науковому виданні, включеному до переліку наукових фахових видань України категорії «Б»

3. Дауров М. К., Білик А.С. Огляд вимог сучасних нормативних документів із розрахунку сталевих каркасів багатоповерхових будівель на опір прогресуючому руйнуванню. *Містобудування та територіальне планування*. 2019. №70. С. 175-186. http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2019_70_18. *Особисто автором проведених аналіз вимог та рекомендацій вітчизняних і закордонних нормативних документів щодо розрахунку сталевих каркасів багатоповерхових будівель на живучість при пожежі.*

4. Дауров М. К., Білик А.С. Порівняння роботи багатоповерхових сталевих каркасів при пожежі за різних початкових умов та їх вплив на живучість. *Сучасне*

будівництво та архітектура. 2022. №1. С. 27-43. doi: 10.31650/2786-6696-2022-1-27-43. *Особисто автором проведено порівняння роботи багатопверхових сталевих каркасів при пожежі за різних початкових умов та визначені її потенційний вплив на живучість каркасів.*

5. Daurov M.K., Bilyk A.S. The multi-story buildings steel frames vitality in the fire increasing. *Modern construction and architecture*. 2023. №4. P. 14-22. doi: 10.31650/2786-6696-2023-4-14-22. *Особисто автором визначені заходи посилення живучості сталевих каркасів багатопверхових будівель, порівняні різні та визначені найбільш безпечні механізми їх руйнування.*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

6. Дауров М.К. Напружений стан сталевих каркасів багатопверхових будівель під час пожежі та його вплив на живучість // Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем (КЗЯТПС – 2022) : матеріали тез доповідей XII Міжнародної науково-практичної конференції (м. Чернігів, 26–27 травня 2022 р.) // відпов. за випуск Єрошенко А.М. [та ін.]. Чернігів, 2022. – Т. 2. – С. 108-109.

7. Daurov M.K. The fire location influence on multi-story buildings steel frames stress state and its vitality // *Modern science: innovations and prospects: proceedings of ix international scientific and practical conference (Stockholm, Sweden, 29-31 May 2022)*. Stockholm, 2022. P.208-211.

8. Дауров М.К. Робота сталевих каркасів багатопверхових будівель при пожежі з урахуванням пластичних деформацій та її вплив на живучість // BUILD-MASTER-CLASS-2022: conference proceedings international scientific – practical conference of young scientists (Kyiv, 30 November-2 December 2022). Kyiv, 2022. P.181-182.

9. Daurov M.K. The technique of multi-story buildings steel frames vitality in the fire increasing // *Diversity and inclusion in scientific area: proceedings of the 3rd international scientific and practical conference (Warsaw, Poland, 6-8.08.2023)*. Warsaw, 2023. P.171-174.

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ ТА ПОЗНАЧЕНЬ.....	14
ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ІСНУЮЧИХ ПІДХОДІВ ДО ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ.....	20
1.1 Багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом як об’єкт дослідження.....	20
1.2 Пожежі в багатоповерхових будівлях та руйнування внаслідок пожеж як предмет дослідження.....	31
1.3 Огляд вимог нормативних документів щодо забезпечення живучості.....	42
1.4 Ретроспективний огляд попередніх досліджень	53
1.5 Висновки до розділу 1.....	59
РОЗДІЛ 2. РОБОТА СТАЛЕВОГО КАРКАСУ БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ ПРИ ПОЖЕЖІ.....	61
2.1 Посилення живучості багатоповерхової будівлі з недопущенням руйнування при пожежі.....	61
2.2 Висновки до розділу 2.....	89
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ.....	91
3.1 Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель за різного розташування джерела пожежі.....	91
3.2 Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель за різних вузлів з’єднання балок та колон.....	118
3.3 Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель за різних початкових КВНЗ.....	128

3.4 Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель залежно від допущення/недопущення обмежених пластичних деформацій в балкових елементах.....	133
3.5 Висновки до розділу 3.....	138
РОЗДІЛ 4. ФОРМУВАННЯ МЕТОДИКИ ПОСИЛЕННЯ ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ.....	140
4.1 Дослідження живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель з шарнірними вузлами примикання балок до колон.....	140
4.2 Дослідження живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель з жорсткими вузлами примикання балок до колон.....	171
4.3 Робота вузлів СКББ при пожежі.....	176
4.4 Висновки по 4 главі.....	187
РОЗДІЛ 5. ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДИКИ ПОСИЛЕННЯ ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ НА КОНКРЕТНОМУ ОБ'ЄКТІ.....	188
5.1. Розрахунок на живучість при пожежі каркасу конкретної будівлі.....	188
5.2. Висновки до розділу 5.....	202
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	203
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	206

ПЕРЕЛІК ПРИЙНЯТИХ СКОРОЧЕНЬ ТА ПОЗНАЧЕНЬ

СКББ – сталеві каркаси багатопверхових будівель;

КВНЗ – коефіцієнт використання несучої здатності (за першим граничним станом);

КВНЗ_б – коефіцієнт використання несучої здатності;

КВНЗ_к – коефіцієнт використання несучої здатності;

Θ_g – температура газового середовища у протипожежному відсіку, °C;

$\Theta_{a,t}$ – температура сталі в момент часу t , °C;

A_p/V – коефіцієнт перерізу сталевих конструкцій, що вкриті вогнезахисним матеріалом;

A_p – відповідна площа вогнезахисного матеріалу на одиницю довжини конструкції, м²/м;

V – Об'єм конструкції на одиницю довжини, м³/м;

$[A_m/V]_{sh}$ – коефіцієнт перерізу незахищених сталевих конструкцій з урахуванням тіньового ефекту;

$[A_m/V]_{sh,b}$ – коефіцієнт перерізу незахищених сталевих конструкцій з урахуванням тіньового ефекту балки каркасу;

$[A_m/V]_{sh,k}$ – коефіцієнт перерізу незахищених сталевих конструкцій з урахуванням тіньового ефекту колони.

ВСТУП

Актуальність теми дослідження: Нестача земельних ділянок в містах в умовах щільної забудови все більше зумовлює багатоповерхове будівництво. Багатоповерхові будівлі є найпоширенішим типом міської забудови в світі та в Україні. В силу науково-технічного прогресу збільшується поверховість та складність будівель як систем, але не завжди відповідно зростає їх надійність та живучість. Через це різні загрози можуть спричинити повне або значне руйнування будівель: удари і вибухи внаслідок воєнних дій, пожежі, землетруси і т.д. Розрахувати несучі конструкції будівлі таким чином, щоб вони гарантовано витримували дію всіх вірогідних загроз, неможливо, через їх невизначеність. Проте можливо дослідити різні способи посилення живучості несучих конструкцій будівлі, щоб локальне руйнування не призводило до прогресуючого руйнування (або втрати живучості).

Багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом поширені в Україні. Застосування сталевих каркасів є перспективним при післявоєнній відбудові внаслідок таких переваг, як час зведення, гнучкість планування, оборотність життєвого циклу. Також сталеві каркаси доцільно використовувати як несучі конструкції для реконструкції існуючих будівель, зокрема для надбудови. Регулярні каркаси є одним із найпоширеніх видів сталевих каркасів.

Вони потенційно можуть зазнавати різних загроз, що можуть призвести до їх прогресуючого руйнування. Після початку повномасштабної війни РФ проти України також набули актуальності пожежі внаслідок ударів ракет або БПЛА або падіння уламків після їх збиття системами протиповітряної оборони. Пожежа є досить складним фактором з точки зору врахування його в проектуванні несучих конструкцій будівель, так як залежить від багатьох параметрів: поширення пожежі, зміна температури в часі, вплив температури на навантаження, зусилля, жорсткості, деформації, напружений стан конструкцій, механізм руйнування. Моделювання впливу пожежі на несучі конструкції будівель та посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель є не лише інженерною, а й науковою задачею.

У чинних вітчизняних нормативних документах є вимога: всі об'єкти класу наслідків ССЗ розраховувати на живучість, зокрема і на живучість при пожежі проте ні у вітчизняних, ні у закордонних нормативних документах немає ні методик, ні рекомендацій щодо посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі. Загалом у вітчизняних номативних документах рекомендації щодо посилення живучості в цілому присвячені здебільшого залізобетонним констукціям.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Основні дослідження теоретичного і прикладного характеру пов'язані з напрямом наукових досліджень, що виконуються науково-педагогічними працівниками кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) в межах науково-дослідної теми: «Розвиток теорії вибору раціональних ресурсозберігаючих конструкцій сталевих рам з використанням ефективних двотаврових профілів енергоекономічних будівель» (номер держреєстрації: 0121U111715), що виконується на підставі наказу КНУБА від 03.06.2021 № 243.

Метою роботи є розробити методику із посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель.

Об'єкт дослідження: ортогональні сталеві каркаси багатоповерхових будівель в яких вертикальними несучими конструкціями є колони, а горизонтальними – балки; мінімальна кількість поверхів - 3 та мінімальна висота - 9м; максимальна висота – 73,5м; максимальне співвідношення прольоту балки до висоти колони – 4; перерізи елементів суцільні двотаврові, в перерізах елементів може утворюватися повний шарнір пластичності без втрати місцевої стійкості; межа вогнестійкості в балках не більша, ніж в колонах; несуча здатність всіх вузлових з'єднань більша, ніж несуча здатність відповідних елементів каркасу; залізобетонна плита опирається на верхній пояс балок.

Предмет дослідження: живучість сталевих каркасів багатопверхових будівель при пожежі.

Методи дослідження: аналіз, узагальнення, чисельний метод скінченних елементів, метод чисельного експерименту.

Основні завдання дослідження:

- визначити можливі відомі заходи посилення живучості СКББ при пожежі та наявність/відсутність таких в нормативних документах;
- визначити залежності роботи елементів СКББ при пожежі від розташування джерела пожежі, типу вузлів з'єднання балок з колонами;
- визначити найбільш безпечні механізми руйнування каркасів;
- сформувані методіку посилення живучості сталевих каркасів багатопверхових будівель, за якого при пожежі механізм руйнування каркасу буде довший та безпечніший;
- виконати практичне застосування методіки на прикладі існуючого об'єкту.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у такому:

Вперше:

- визначена залежність необхідних коефіцієнтів використання несучої здатності в елементах СКББ для посилення живучості від геометричних розмірів каркасу;
- доведена залежність живучості СКББ при пожежі від форми перерізів балок і колон;
- визначені рішення вузлів кріплення аутригерних систем в СКББ для посилення живучості.

Практичне значення одержаних результатів полягає у тому, що розроблена методіка розрахунків живучості СКББ при пожежі та розроблені практичні рекомендації з її посилення, які можуть бути застосовані у практиці проектування.

Публікації. За темою дисертації опубліковано 9 робіт. Основні результати дослідження викладені у 2-х статтях у науковому виданні, включеному до переліку

наукових фахових видань України категорії «А», яке цитується у реферативній базі Web of Science, 3 статті у науковому виданні, включеному до переліку наукових фахових видань України категорії «Б». 4 роботи представлені як тези доповідей у національних та міжнародних науково-технічних конференціях.

Особистий внесок здобувача. Основні результати та розробки, які відображають суть дисертації, виконані здобувачем самостійно. Вибір теми та формування основних завдань дослідження виконані спільно з науковим керівником. Особистий внесок здобувача полягає у формуванні задач дослідження, генерування ідей щодо їх виконання, проведення чисельних розрахунків, аналіз їх результатів.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідались та обговорювались на національних та міжнародних науково-технічних конференціях, а саме:

- XII Міжнародна науково-практична конференція «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (м. Чернігів, 26–27 травня 2022 р.);
- IX international scientific and practical conference «Modern science: innovations and prospects: proceedings» (Stockholm, Sweden, 29-31 May 2022);
- International scientific-practical conference of young scientists «BUILD-MASTER-CLASS» (Kyiv, 30.11-02.12 2022);
- 3rd international scientific and practical conference «Diversity and inclusion in scientific area» (Warsaw, Poland, 6-8.08.2023).

Публічна презентація наукових результатів дисертації, а також її обговорення відбувались на засіданнях кафедри металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА (м. Київ, 2023 рік).

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із переліку скорочень та позначень, вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел. Загальний обсяг роботи становить 216 сторінок, у тому числі

основна частина складає 205 сторінки, список використаних джерел – 11 сторінок. Основна частина, крім тексту, включає таблиці, рисунки та формули.

Подяка. Висловлюю глибоку подяку науковому керівнику – кандидату технічних наук, доценту Білику Артему Сергійовичу. Також завдячую керівництву науково-дослідного приватного підприємства «Вартість» за сприяння та моральну підтримку під час написання дисертаційної роботи.

РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ІСНУЮЧИХ ПІДХОДІВ ДО ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ

1.1. Багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом як об'єкт дослідження

В чинних українських нормативних документах класифікація будівель за поверховістю та визначення поняття «багатоповерхова будівля» відсутня. Тому в якості багатоповерхових будівель в даній роботі слід розуміти будівлі висотою від 9м до 73,5м. Верхнє обмеження обумовлене тим, що згідно [1] будівлі з умовною висотою понад 73,5м називаються висотними будівлями. Нижнє обмеження обумовлене тим, що будівлі висотою менше за 9м заведено називати малоповерховими [2].

В силу урбанізації, зростання населення та території міст, нестачі земельних ділянок в світі збільшується поверховість будівель. Багатоповерхові будівлі є найпоширенішим типом міської забудови в Україні та світі [3-5]. Отже, безпека багатоповерхових будівель – це безпека значної частини населення.

Внаслідок науково-технічного прогресу зростає складність багатоповерхових будівель як систем. Але не завжди відповідно зростає властивість конструкцій багатоповерхової будівлі протистояти таким подіям, як пожежа, вибух, удар або результат людських помилок, без виникнення пошкоджень, непропорційних по відношенню до причини, що викликала пошкодження. Така властивість згідно [6] називається **живучістю**. Непропорційне, або **прогресуюче руйнування** вітчизняними нормами визначається як процес глобального руйнування будівлі або споруди внаслідок локального пошкодження [6].

Термін «прогресуюче обвалення» і формулювання проблеми захисту від нього панельних будинків з'явилися в 1968 р. у доповіді комісії, що розслідувала причини аварії 22-поверхового панельного житлового будинку «Ronan Point» в Лондоні. Часткове прогресуюче обвалення будинку сталося 16 травня 1968 року. Руйнування було результатом вибуху газу, викликаного витоком в квартирі № 90, розташованій на 18-му поверсі. Сила вибуху знесла в протилежному куті несучі

стіни квартири, які були єдиним джерелом опирання для розташованих вище поверхів. Перший етап прогресуючого руйнування характеризувався обваленням південно-східної кутової стіни з 19 по 22 поверх. Другий етап - перенавантаження 18-го поверху в результаті зруйнованих вище поверхів. Як наслідок - обвалення кутової стіни на 17-й поверх, і так далі до першого поверху [7] (див. рисунок 1.1).



Рис. 1.1. Пошкодження житлового будинку «Ronan Point» 16 травня 1968р.

Руйнування будівель внаслідок вибуху побутового газу також актуальні і для України. В Дніпровському районі м. Києва в 2020 році відбулося руйнування 4-х поверхів у 9-поверховій житловій будівлі з панельного залізобетону (див. рисунок 1.2). В даному випадку не відбулося руйнування до самого низу, як в аналогічному випадку, але масштаб руйнування все одно був неспівмірний початковому пошкодженню (див рисунок 1.2).



Рис.1.2. Пошкодження житлового будинку в Києві внаслідок вибуху газу 2020р.

Також вибухом газу може бути спричинена пожежа, що є ще одною потенційною причиною прогресуючого руйнування будівель. Такий випадок відбувся в Дніпровському районі м. Києва в червні 2023 року (див. рисунок 1.3). Внаслідок вибуху газу і потім пожежі, було зруйновано панелі перекриття та стінові панелі 16-поверхової будівлі з панельного залізобетону на 3-х поверхах. В будівлі вчасно були згодом влаштовані тимчасові кріплення, що упередили подальше руйнування.



Рис 1.3. Пошкодження житлового будинку в Києві в 2023 році

Альтернативою поняттю «прогресуюче руйнування» є «втрата живучості». Прогресуюче руйнування в багатоповерхових будівлях з несучими конструкціями з різних матеріалів в світі відбувалося з різних причин: помилки під час будівництва, зовнішні запроектні впливи під час експлуатації будівлі. Найвідоміші випадки прогресуючого руйнування були занесені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1. Найвідоміші випадки прогресуючого руйнування від різних факторів

Будівля, місце знаходження	Рік	Джерело	Матеріал несучих конструкцій	Причина руйнування

«Ronan Point» в Лондоні	1968	[7]	Панельний залізобетон	Вибух газу
Commonwealth Avenue в Бостоні, штат Массачусетс, США	1971	[8]	Монолітний залізобетон	Неправильна опалубка поверхів та низьку міцність бетону внаслідок використання сумішей не належної якості
Skyline Plaza, в місті Bailey's Crossroads, штат Вірджинія, США	1973	[9]	Монолітний залізобетон	Ранній демонтаж опалубки та тимчасових стійок
Будівля L' Ambiance Plaza, Коннектикут (США)	1987	[10]	Монолітний залізобетон	Недоліки тимчасового з'єднання плит перекриття з колонами та недостатня стійкість будівлі у горизонтальному напрямку
Alfred P. Murrah Federal Building Оклахома-Сіті, столиці американського штату Оклахома	1995	[11]	Монолітний залізобетон	Терористичний акт
Khobar Towers (м. Dhahran, Саудівська Аравія)	1996	[12]	Панельний залізобетон	Терористичний акт
Руйнування веж Всесвітнього торгового центру (ВТЦ), Нью-Йорк, США	2001	[13]	Сталь	Вибухи літаків
Казино Тropicana в Атлантик-Сіті, Нью-Джерсі	2003	[14]	Монолітний залізобетон	Недостатньої міцності тимчасових опор
Житловий будинок в Києві	2020	-	Панельний залізобетон	Вибух газу
Житловий будинок в Києві	2023	-	Панельний залізобетон	Вибух газу та пожежа

З вище наведених даних в таблиці можна побачити, що проблема прогресуючого руйнування стоїть не для конкретного матеріалу несучих конструкцій багатопверхових будівель, а для будівель з різних матеріалів, зокрема і зі сталі.

Після початку повномасштабної війни РФ проти України до вищеперелічених загроз додалися ще удари і вибухи внаслідок прямих влучань ракет або безпілотних літальних апаратів, падіння їх уламків, що складає небезпеку для багатоповерхових будівель. Станом на кінець травня 2023 року кількість зруйнованих та пошкоджених багатоквартирних будинків в Україні 18,6 тисяч: 13,2 тисячі — пошкоджено, 5,4 тисячі — повністю зруйновані [15].

Існуючі багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом знаходяться під загрозою. Багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом складають близько 39% в сегменті нежитлового багатоповерхового будівництва в Україні [5]. Застосування сталевих каркасів є перспективним при післявоєнній відбудові внаслідок таких переваг, як час зведення, гнучкість планування, оборотність життєвого циклу [16]. Також сталеві каркаси доцільно використовувати як несучі конструкції для реконструкції існуючих будівель [17], зокрема для надбудови. Прикладами таких будівель є: будівля Міністерства інфраструктури України (див. рисунок 1.4), Головний офіс Державної фіскальної служби України (див. рисунок 1.5), готель «Київ» (див. рисунок 1.6), меморіального комплексу «Національний музей історії України у Другій світовій війні» (див. рисунок 1.7), інженерний корпус інститут електрозварювання Патона (див. рисунок 1.8).



Рис. 1.4. Будівля Міністерства інфраструктури України



Рис. 1.5. Головний офіс Державної фіскальної служби України

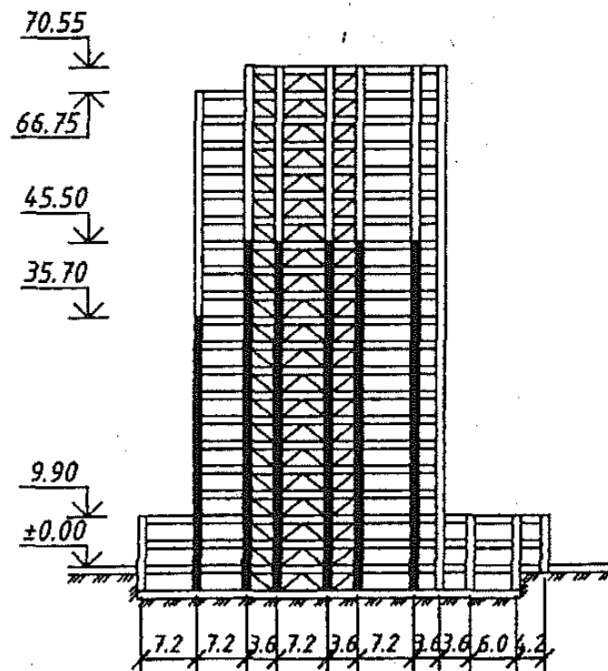


Рис. 1.6. Схема каркасу готелю «Київ» у м. Києві

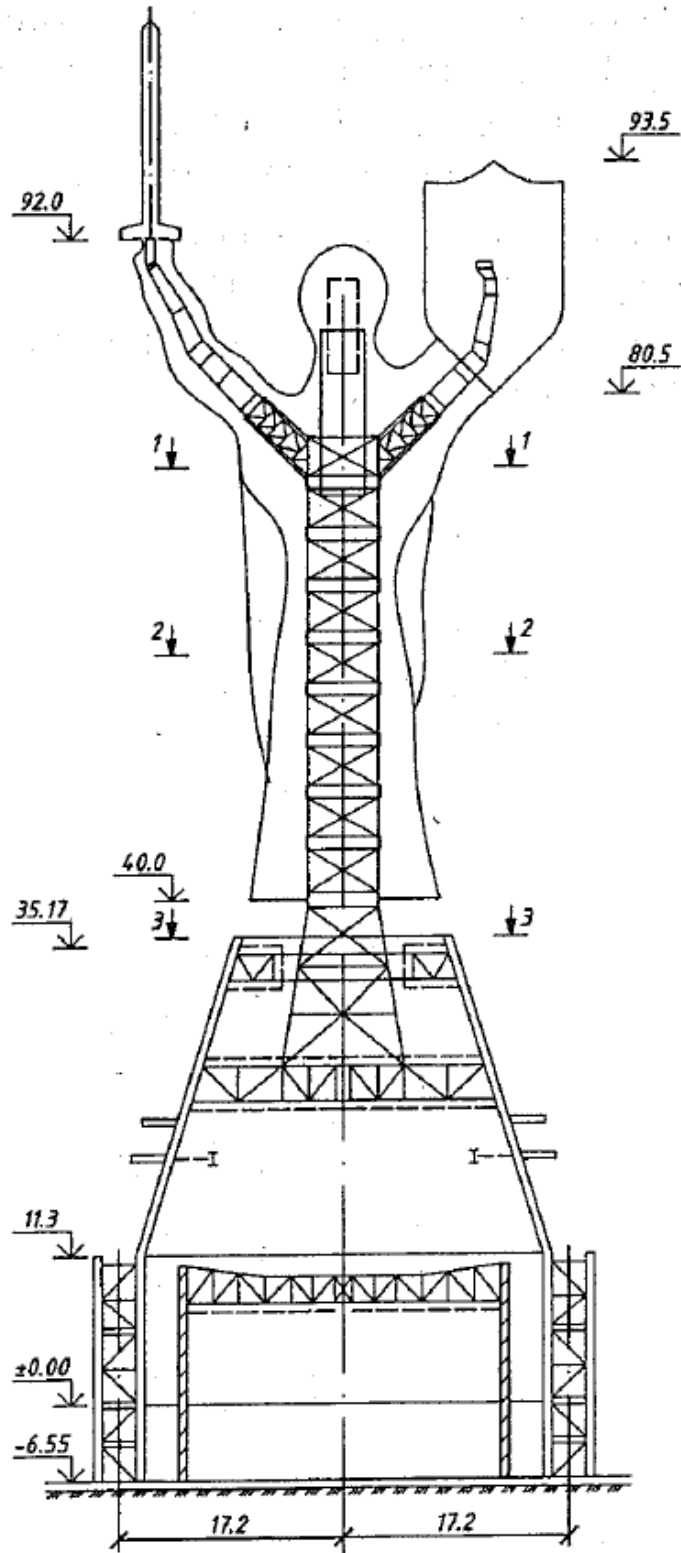


Рис. 1.7. Схема несучого каркасу будівлі та скульптури меморіального комплексу «Національний музей історії України у Другій світовій війні» в м. Києві



Рис. 1.8. Інженерний корпус інститут електрозварювання Патона

На рисунку 1.9. показано конструктивні схеми сталевих каркасів багатоповерхових будівель. Вузли примикання ригелів до колон показані на рис. 1.10, 1.11.

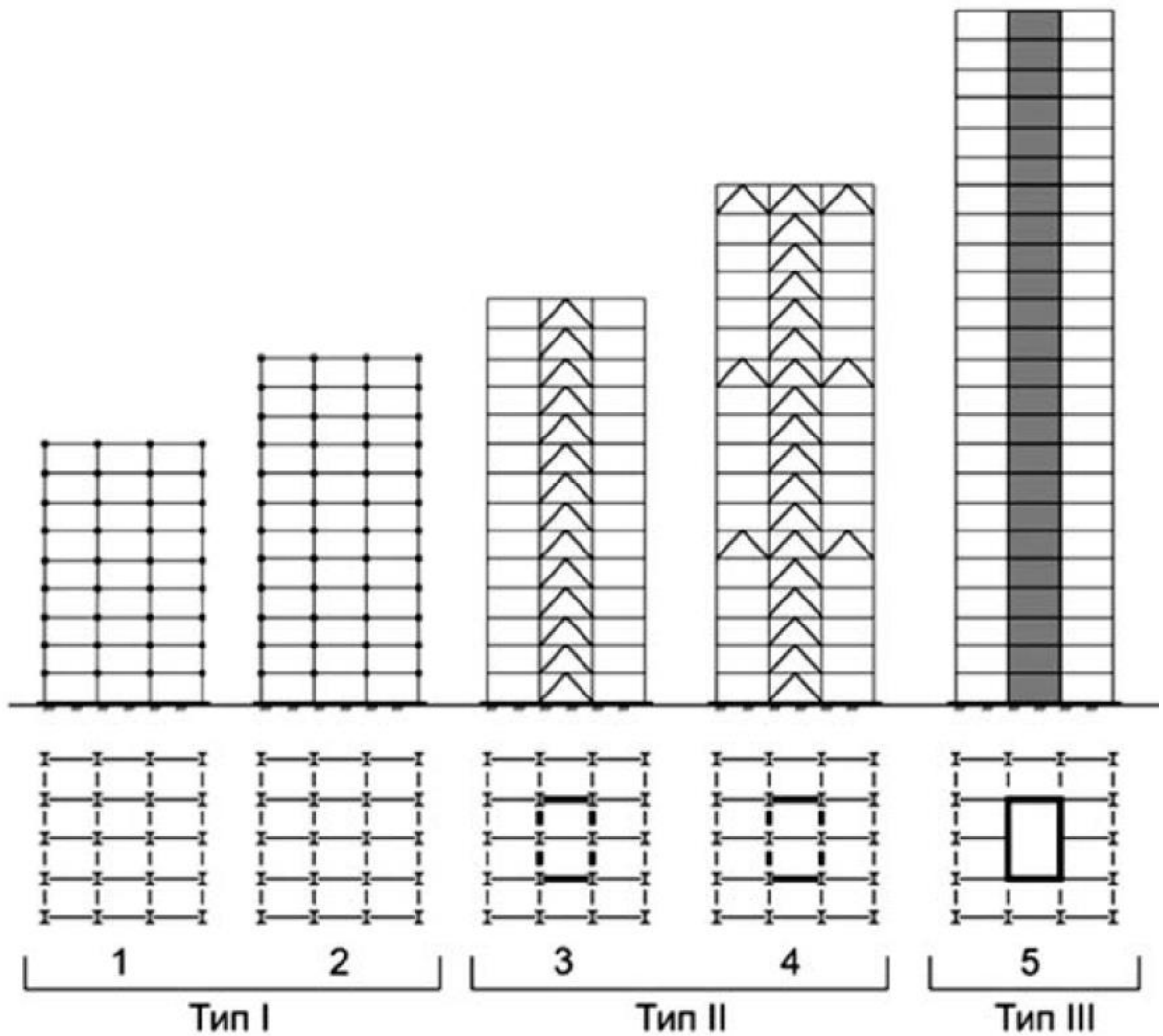


Рис. 1.9. Конструктивні схеми сталевих каркасів багатоповерхових будівель (висотою менш, ніж 73,5м): 1 – рамна, із напівжорсткими вузлами; 2 – рамна, із жорсткими вузлами; 3 – в’язева, із вертикальним стовбуром; 4 - в’язева, із вертикальним стовбуром і аутригерами; 5 – в’язева, із ядром жорсткості

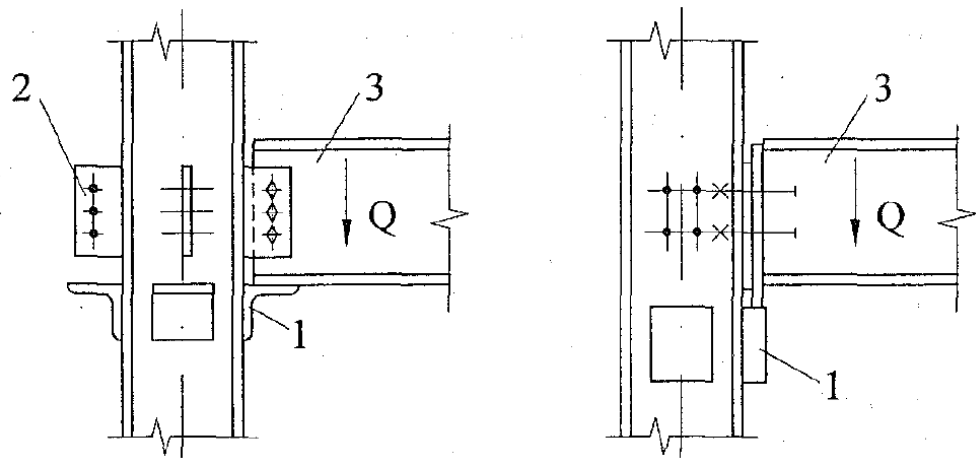


Рис. 1.10. Рішення шарнірних вузлів примикання балок каркасу до колон: 1 – опорний столик; 2 – ребро колони; 3 – балка

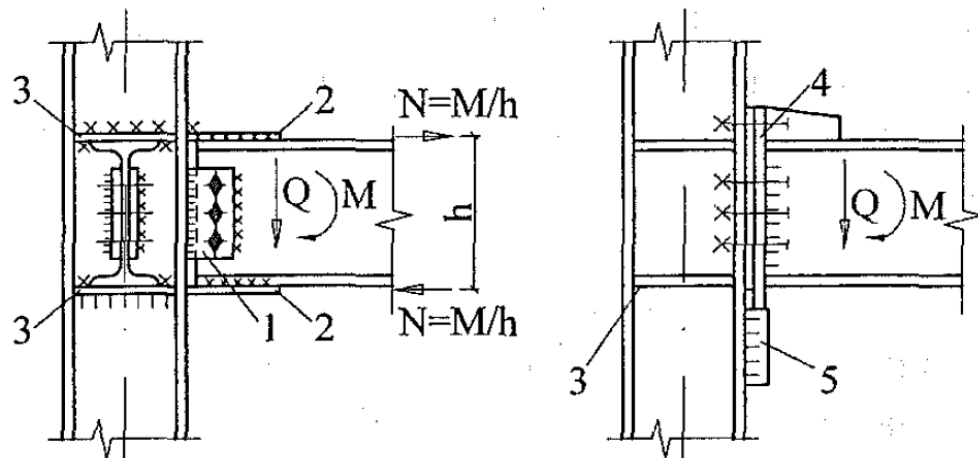


Рис. 1.11. Рішення жорстких вузлів примикання балок каркасу до колон: 1 - ребро; 2 – поясні накладки; 3 – зустрічні ребра жорсткості; 4 – товстий фланець; 5 – опорний столик

Визначено актуальність об'єкта роботи. Рамні каркаси визначені як найбільш поширені серед існуючих каркасів і більш економічні за інші [18]. Також рамні каркаси за конструктивною схемою в попередніх дослідженнях інших вчених [19-22] визначені як найбільш живучі з точки зору загрози від невизначеного фактору (див. підрозділ 1.3). Отже, для дослідження в даній роботі обрано рамні ортогональні багатоповерхові сталеві каркаси.

1.2. Пожежі в багатоповерхових будівлях та руйнування внаслідок пожеж як предмет дослідження

Окремої уваги заслуговують випадки прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель **при пожежі**. Кількість пожеж в міських житлових будівлях в Україні згідно даних Державної служби з надзвичайних ситуацій, що за 7 місяців 2023 року спричинили загибель людей складає 302. Серед причин виникнення пожеж можна виділити:

- підпал;
- несправність виробничого обладнання;
- порушення правил пб при влаштуванні та експлуатації електроустановок;
- порушення правил пб при влаштуванні та експлуатації печей, тт агрегатів та установок;
- необережне поводження з вогнем;
- пустощі дітей з вогнем;
- порушення технології виробництва та правил експлуатації транспортних засобів;
- вибухи побутового газу;
- вибухи, внаслідок бойових дій [23].

З початком повномасштабної війни рф проти України стали актуальними випадки пожежі в будівлях внаслідок влучання ракет та БПЛА. Прикладом руйнування сталевого каркасу внаслідок пожежі в Україні є повне руйнування будівлі ТРЦ в м. Кременчук в червні 2022 року. Пожежа виникла після влучання ракети в будівлю. Наслідки руйнування показані див. рис. 1.12.



Рис. 1.12. Наслідок прогресуючого руйнування будівель від удару ракетою та пожежі по ТРЦ в Кременчузі

Пожежу можуть спричинити не лише прямі влучання ракет та безпілотних літальних апаратів, а й падіння їх уламків після збиття системами протиповітряної оборони. Прикладами таких пожеж в Україні є випадок внаслідок падіння уламку збитого ворожого безпілотного літального апарату на житловий будинок в Києві в травні 2023 року (див. рисунок 1.13).



Рис.1.13. Пожежа внаслідок влучання уламків безпілотного літального апарату

Прогресуюче руйнування може бути спричинене багатьма факторами, зокрема пожежею. В світі є неодноразові випадки прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель зі сталевим каркасом внаслідок пожежі. В Україні пожежі стали відбуватися частіше через воєнні дії внаслідок війни, розв'язаної росією у 2014 році і повномасштабного вторгнення росії у 2022 році.

В світі мали місце прогресуючі руйнування багатоповерхових будівель зі сталевим каркасом в різні часи. Дані по цим руйнуванням занесені в таблицю 1.2.

Таблиця 1.2. Найвідоміші випадки прогресуючого руйнування сталевих каркасів багатоповерхових будівель в світі

Будівля	Місце знаходження	Поверховість	Рік аварії	Ступінь руйнування
One New York Plaza	Нью-Йорк, США	50	1970	Руйнування балок на 33-34-х поверхах
Alexis Nihon Plaza	Монреаль, Канада	15	1986	Часткове руйнування перекриття на 11-му поверсі
One Meridian Plaza	Філадельфія, США	38	1991	Пошкодження перекриття на 9 поверсі
The Windsor tower	Мадрид, Іспанія	32	2005	Руйнування з 22 по 32 поверх
26-storey building	Сан-Паулу, Бразилія	24	2018	Повне руйнування
CCTV tower	Пекін, Китай	54	2009	Обгорання конструкцій

З таблиці 1.2 можна побачити, що внаслідок пожежі може відбутися, як повне руйнування будівлі (див. рис. 1.14), часткове руйнування (див. рис. 1.15), так і жодного руйнування (див. рис. 1.16). Це говорить про те, що вогнестійкість та живучість при пожежі сталевих каркасів багатоповерхових будівель необхідно досліджувати та визначати конструктивні рішення, що будуть щонайменше затягувати в часі процес руйнування, щоб дати можливість людям евакуюватися, а щонайбільше взагалі не допускати руйнування внаслідок пожежі.



Рис 1.14. Наслідки прогресуючого руйнування багатоповерхової будівлі зі сталевим каркасом від пожежі в Сан-Паулу в 2018 р.



Рис 1.15. Наслідки прогресуючого руйнування багатоповерхової будівлі зі сталевим каркасом від пожежі в Мадриді в 2005 р.



Рис 1.16. Наслідки руйнування будівлі зі сталевим каркасом від пожежі в Пекіні в 2009 р.

Під час дії пожежі на сталеві конструкції знижуються міцнісні та деформативні характеристики сталі. Зокрема модуль пружності сталі E та межа пропорційності вуглецевої сталі f_p починає знижуватися після досягнення значення температури 100°C . Межа текучості сталі починає знижуватися при досягненні значення температури 400°C . На скільки знижуються ці характеристики вуглецевої сталі, можна побачити в таблиці 1.3 та рисунку 1.17. Зміна діаграми «напруження-деформація» для вуглецевої сталі показана на рисунку 1.18.

Таблиця 1.3. Коефіцієнти зниження для вуглецевої сталі за підвищеної температури [24]

Температура сталі Steel Temperature θ_a	Коефіцієнти зниження за температури θ_a відносно значення f_y або E_a для 20 °C Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_a at 20 °C		
	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) для розрахункової границі текучості Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно f_y) для границі пропорційності Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	Коефіцієнт зниження (відносно E_a) для нахилу лінійної пружної ділянки Reduction factor (relative to E_a) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

Примітка. Для проміжних значень температури сталі може бути застосована лінійна інтерполяція.
Note: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

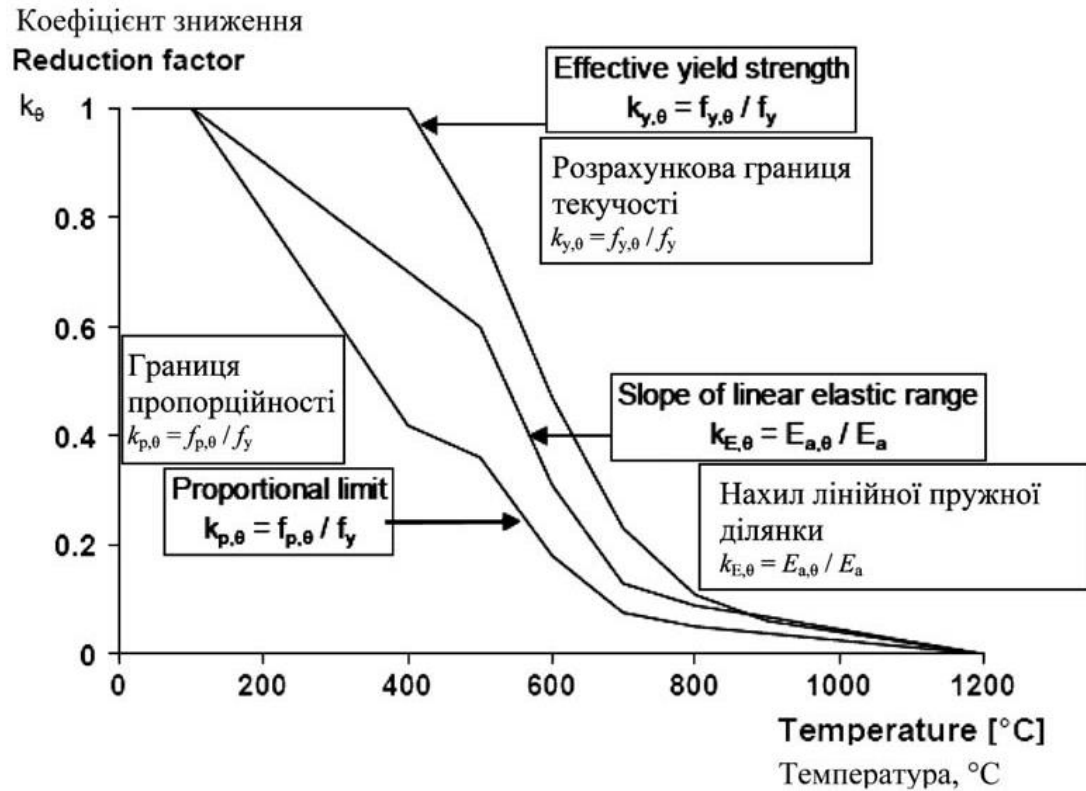


Рис. 1.17. Коефіцієнти зниження для вуглецевої сталі за підвищеної температури [24]

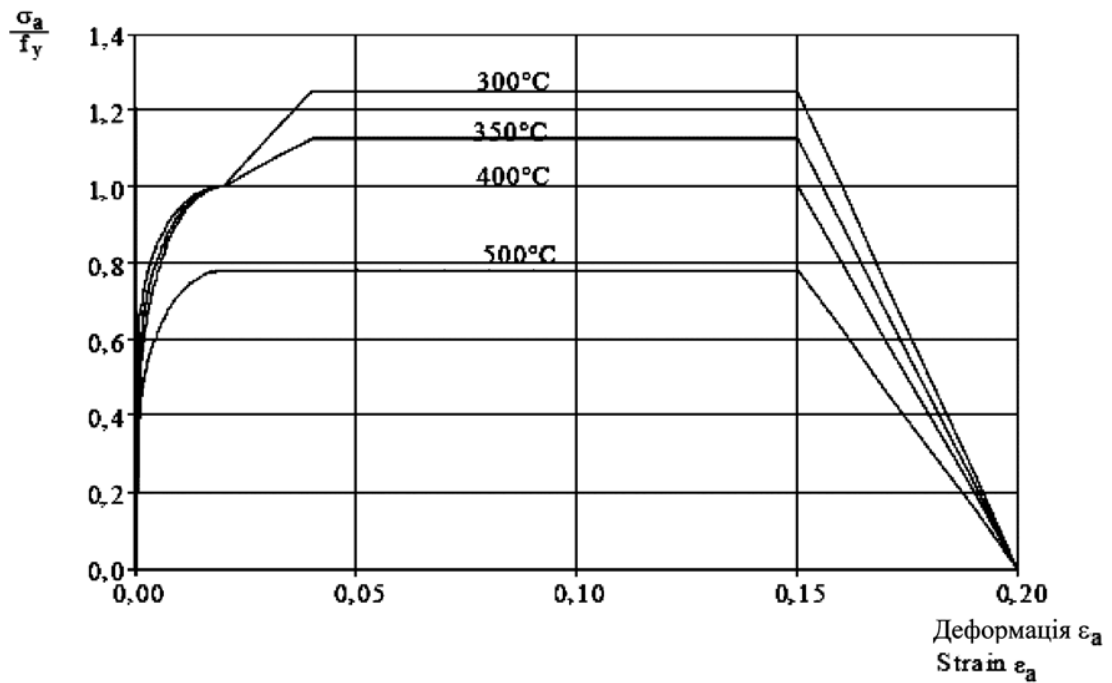


Рис. 1.18. Альтернативна діаграма «напруження-деформація» для сталі за підвищених температур, що враховує деформаційне зміцнення [24]

Одним із основних критеріїв для розрахунку вогнестійкості будь-якої будівельної конструкції є визначення температуро-часової залежності розвитку пожежі, яка повинна відноситись тільки до одного протипожежного відсіку будівлі, якщо в проектному сценарії розвитку пожежі не вказано інше. Розрізняють номінальні та параметричні температурні режими. Серед номінальних виділяють: стандартний температурний режим, температурний режим зовнішньої пожежі, вуглеводневий режим пожежі [25].

Стандартний температурний режим пожежі – температуро-часова залежність для представлення сценарію пожежі, що повністю розвивається в протипожежному відсіку (див. рисунок 1.19). Стандартний температурний режим визначається за формулою [25]:

$$\theta_g = 20 + 345 \lg(8t + 1), \quad (1.1)$$

де θ_g — температура газового середовища у протипожежному відсіку, °C; t — час розвитку пожежі, хв.

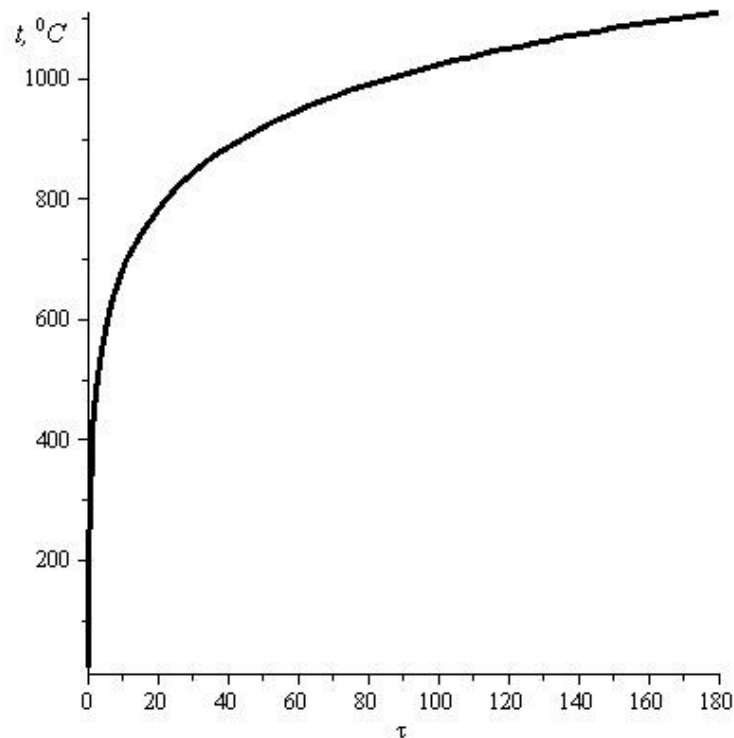


Рис. 1.19. Графік стандартної кривої пожежі

Температурний режим зовнішньої пожежі створює умови менш жорсткі, ніж при випробуваннях у стандартному температурному режимі. Дану температуро-часову залежність використовують при визначенні межі вогнестійкості зовнішніх стін будівель (див. рисунок 1.20). Температурний режим зовнішньої пожежі визначається за формулою [25]:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (1.2)$$

де θ_g — температура газового середовища у протипожежному відсіку, °C; t — час розвитку пожежі, хв.

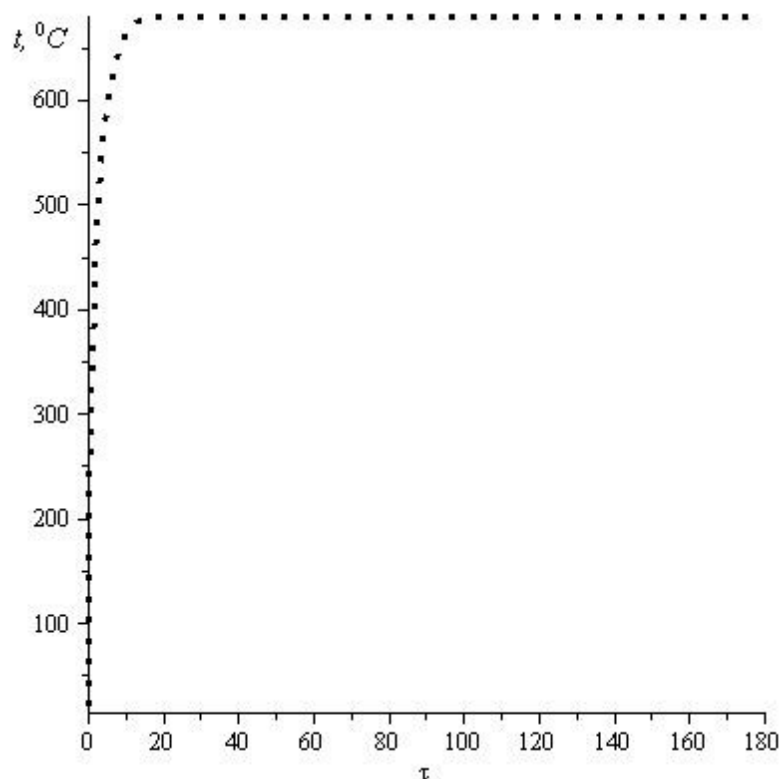


Рис. 1.20. Графік температурного режиму зовнішньої пожежі

Вуглеводневий температурний режим відноситься до більш жорстких режимів, ніж режим стандартної пожежі. Даний режим необхідно використовувати при визначенні межі вогнестійкості будівельних конструкцій, що застосовуються на об'єктах нафтової промисловості, температура горіння яких зростає значно швидше та має більші значення, ніж при горінні будь-яких інших будівельних та

облицювальних матеріалів (див. рисунок 1.21). Температурний режим вуглеводневої пожежі визначається за формулою [25]:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (1.3)$$

де θ_g — температура газового середовища у протипожежному відсіку, °C; t — час розвитку пожежі, хв.

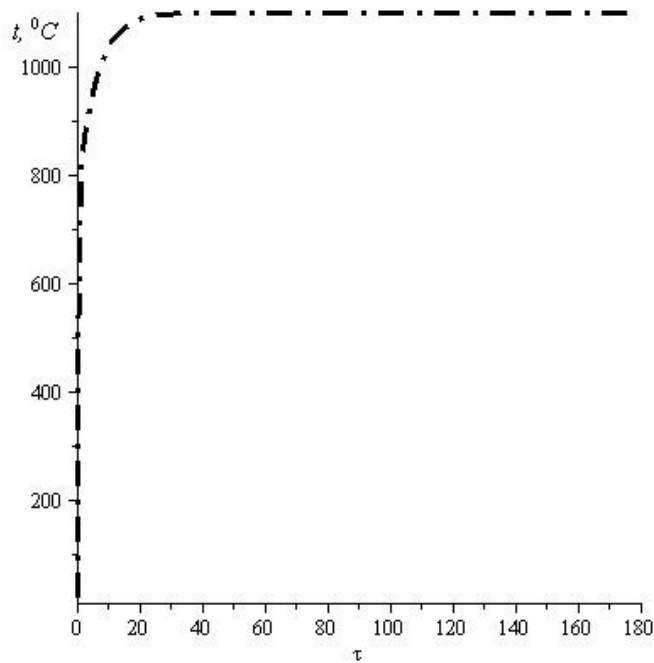


Рис. 1.21. Графік вуглеводневого температурного режиму

Параметрична температурні режими пожежі - це температуро-часові залежності, які встановлені на базі моделей пожежі та спеціальних фізичних параметрів, що визначають стан газового середовища у приміщенні при пожежі.

Температурний режим на стадії нагріву визначається за формулою [25]:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}), \quad (1.4)$$

де: θ_g - температура навколишнього газового середовища в протипожежному відсіку, °C;

$$t^* = t \cdot \Gamma(\text{год}),$$

де: t – час розвитку пожежі (год);

Γ - коефіцієнт, що включає в себе параметри протипожежного відсіку – теплопоглинальну здатність, питому теплоємність, теплопровідність, густину

огороджувальних конструкцій, їх площу та площу вертикальних прорізів, висоту вікон, а також розрахункове питома пожежне навантаження.

Температурний режим на стадії охолодження визначається за формулами [25]:

$$\theta_g = \theta_{max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* X) \text{ для } t_{max}^* \leq 0,5; \quad (1.5)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}^* X) \cdot (t^* - t_{max}^* X) \text{ для } 0,5 \leq t_{max}^* < 2; \quad (1.6)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (t^* - t_{max}^* X) \text{ для } t_{max}^* \geq 2, \quad (1.7)$$

де: θ_g - температура навколишнього газового середовища в протипожежному відсіку, °С;

θ_{max} - максимальна температура, °С;

$$t^* = t \cdot \Gamma(\text{год}),$$

де: t - час розвитку пожежі (год);

Γ - коефіцієнт, що включає в себе параметри протипожежного відсіку - теплопоглинальну здатність, питому теплоємність, теплопровідність, густину огороджувальних конструкцій, їх площу та площу вертикальних прорізів, висоту вікон, а також розрахункове питома пожежне навантаження;

$$t_{max}^* = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d}/O) \cdot \Gamma, \text{ °С};$$

$q_{t,d}$ - розрахункове пожежне навантаження, віднесене до площі поверхні (МДж/м²);

$x=1,0$, якщо $t_{max} > t_{lim}$ або $x = t_{lim} \cdot \Gamma / t_{max}^*$, якщо $t_{max} = t_{lim}$;

t_{lim} - час досягнення максимальної температури параметричної пожежі, що визначається пожежним навантаженням (год).

Приклади графіків деяких параметричних температурних режимів пожежі показано на рисунку 1.22.

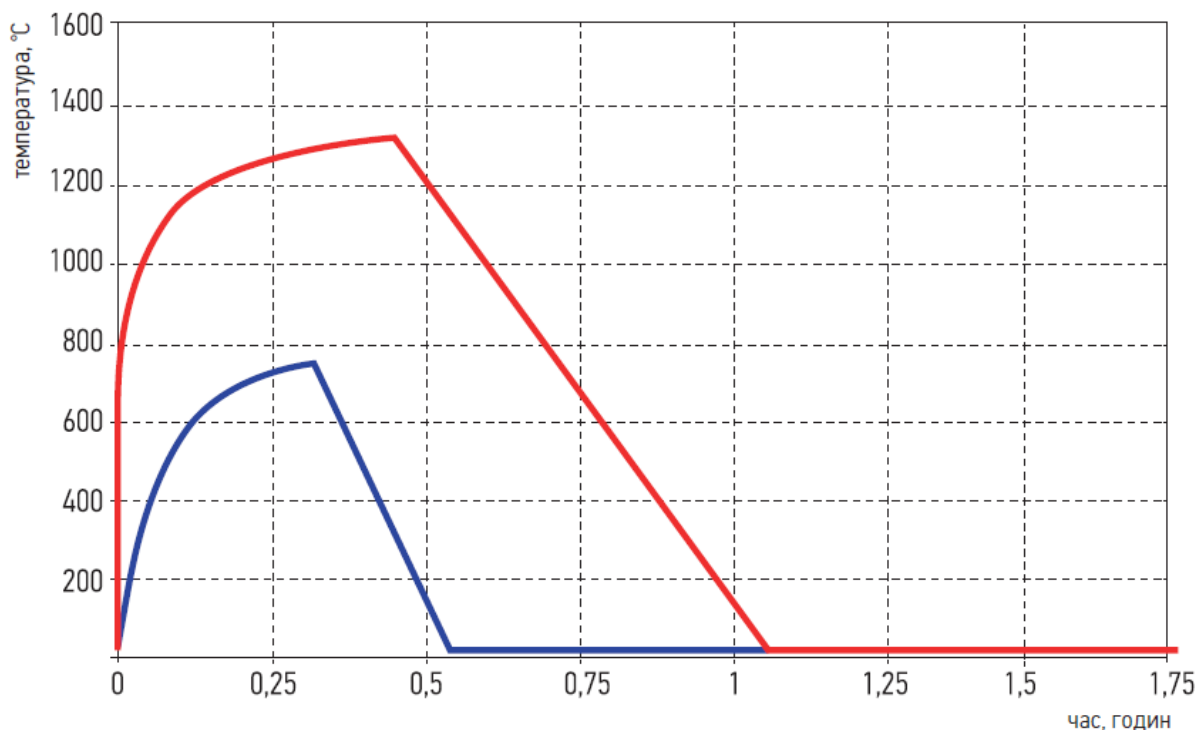


Рис. 1.22. Приклад графіку параметричного режиму пожежі

Отже, в результаті огляду визначено актуальність питання предмету роботи. Найнебезпечнішими факторами впливу пожежі на СКББ, які здатні призводити до прогресуючого руйнування, можна назвати:

- зниження міцності елементів при дії вогню;
- значне видовження елементів від дії температури;
- нерівномірні складно прогнозовані зміни напружено-деформованого стану конструкцій, перерозподіл зусиль у статично-невизначуваних системах;
- перезагартування сталі елементів;
- приховані, складно-діагностовані залишкові ефекти і пошкодження;
- ускладнення використання будівель внаслідок кіптяви;
- комплексна дія разом із попередніми (вибух, удар і т.д.) або пост факторами (вибухи, падіння конструкцій, повзучість тощо).

1.3 Огляд вимог нормативних документів щодо забезпечення живучості

Після огляду випадків прогресуючого руйнування багатоповерхових будівель було проаналізовано вимоги та рекомендації чинних нормативних документів щодо

посилення чи забезпечення живучості, зокрема живучості при пожежі. До 2019 року необхідність розрахунку на живучість регламентував тільки вітчизняний ДБН В.2.2-24:2009 [1] для висотних будівель: «Конструктивна система повинна забезпечити міцність і стійкість несучих конструкцій та елементів висотного будинку під дією розрахункових навантажень та впливів, а також опір прогресуючому обваленню при виникненні надзвичайних ситуацій». Також в [1] була наведена методика розрахунку висотного будинку на опір прогресуючому обваленню (дод. Е) для залізобетонних конструкцій, наведено схеми локального руйнування:

- 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 на сумарній довжині не більше 10 м, що відповідає руйнуванню конструкцій у колі площею 80 м² (площа локального руйнування);
- руйнування (видалення) окремої колони (пілону) або колони (пілону) з прилеглими до них ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального руйнування;
- обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

Для сталевих каркасів така методика відсутня. Щодо них у [1] зазначено: «Схеми руйнування слід задавати за спеціальним сценарієм (з визначенням зон руйнування, послідовності тощо), який необхідно розробляти з урахуванням особливостей конструктивної схеми та за оцінкою ризиків. При цьому найбільш небезпечною схемою локального руйнування слід вважати руйнування (видалення) окремої колони в нижніх поверхах висотного будинку». Слід зазначити, що обвалення перекриття у радіусі, яке може бути при монолітних безбалкових каркасах, для сталевих каркасів – не характерне. Таким чином, рекомендації [1] як для залізобетонних, так і для сталевих каркасів при моделюванні для унебезпечення від руйнування за прогресуючим сценарієм передбачають видалення поодинокого і

тільки одного елементу (одинична живучість). Проте при цьому не враховується специфіка фактору, що спричиняє це руйнування. Невизначеність і відсутність практичної методики є стримуючим фактором для проектування висотних будівель зі сталевим каркасом, породжує складнощі при експертизі проектів, питання до надійності каркасів, особливо в умовах війни.

Новий ДБН В.1.2-14:2018 [6], що набрав чинності з 1 січня 2019 року, регламентує: «Розрахунок на непропорційне руйнування під дією аварійних навантажень проводиться для об'єктів класів наслідків «СС3» та «СС2» (житлові та громадські висотні будинки, торговельні комплекси), підтрибунних конструкцій стадіонів та інших спортивних та видовищних споруд класів «СС3» та «СС2», якщо не передбачені інші заходи, які виключають їх непропорційне обвалення». Проте «інші заходи» в ДБН не розкриваються, що породжує поле для експертних варіантних рішень, які не завжди рівнонадійні і ефективні.

Європейські норми [26], які із 2014 року імплементовані в Україні, передбачають наступні стратегії проектування будівель на опір прогресуючому руйнуванню залежно від класу наслідків відповідальності:

а) для будівель класу наслідків «СС1» (окремі будинки не більше 4 поверхів, сільськогосподарські будівлі, будинки, рідко зайняті людьми тощо): немає конкретної необхідної процедури проектування, крім тих, що стосуються проектування та будівництва будинків відповідно до правил всіх пов'язаних Єврокодів;

б) для будівель класу наслідків «СС2а» (будинки до 5-ти поверхів, готелі, квартири, апартаменти, будинки, інші житлові будинки, приміщення, що за висотою не перевищують чотири поверхи тощо): додаткова процедура включає застосування ефективних горизонтальних в'язей або ефективні кріплення підвісних стін;

в) для будівель класу наслідків «СС2б» (готелі, квартири, квартири та інші житлові будинки вище 4 поверхів, але менше 15 поверхів і т. д.):

- повинні бути передбачені горизонтальні та вертикальні в'язі;
- будівля повинна бути проаналізована, щоб перевірити, чи видалення кожної колони і кожної балки, що примикає до колони, або будь-який номінальний розділ несучої стіни – не призведе до локального пошкодження, більшого за обмежене, і не викличе повного руйнування. У місцях, де умовне видалення таких колон та секцій стін призведуть до перевищення встановлених лімітів для місцевого пошкодження, ці елементи повинні бути перероблені або запроектовані як "ключові";

г) для будівель класу наслідків «СС3» (всі будівлі, визначені для класів «СС2а» та «СС2б», які перевищують ліміти площі або кількості поверхів, всі будинки, займані людьми у значних кількостях, стадіони для більш ніж 5000 глядачів, будівлі, що містять небезпечні речовини і процеси тощо): повинна бути виконана системна оцінка ризиків з урахуванням прогнозованих і непрогнозованих загроз відповідно до Додатка В [26].

За [26] для врахування непрогнозованих загроз (помилки в проєкті або при зведенні, непередбачений знос тощо) мають бути розроблені стратегії проєктування з допустимим рівнем пошкоджень, наприклад врахування вимог до забезпечення необхідної піддатливості та влаштування в'язей. Спеціальний підхід полягає в розгляді ситуації, коли конструктивний елемент (балка, колона) незалежно від причини і обсягу пошкодження, розглядається як такий, що вийшов із ладу. У такому разі до решти частини конструкції висувається вимога, щоби вона протягом відносно короткого проміжку часу (визначеного як період відновлення «Т») могла витримувати звичайні навантаження з деяким заданим цільовим рівнем надійності.

Цільова надійність залежить від стандартного рівня безпеки будівлі, періоду часу «Т» (години, дні або місяці) і вірогідності, що даний елемент буде видалений (через причини, не враховані в проєкті).

Вірогідність і ефекти від усіх особливих і екстремальних дій (наприклад, навантаження від пожежі, землетрусу, удару, вибуху, екстремальні кліматичні

навантаження – прогнозовані загрози) слід розглядати відносно відповідного набору можливих сценаріїв небезпеки. Наслідки руйнування в цьому випадку оцінюють кількістю жертв і економічними втратами.

Для будівель класу наслідків «СС3» документ [26] вимагає оцінку ризику для будівлі. Аналіз ризиків будівель, що піддаються випадковим діям, передбачає наступні кроки:

1. Оцінка ймовірності виникнення різних небезпек з їх інтенсивністю.
2. Оцінка ймовірності різних станів пошкодження та відповідних наслідків для даної небезпеки.
3. Оцінка ймовірності невідповідної вимогам роботи пошкодженої будівлі разом із відповідними наслідками.

Також в [26] наведені методики розрахунку будівель на дію удару (додаток С) та внутрішнього вибуху (додаток D).

Стандарт США ASCE 7-16 [27] визначає прямі та непрямі підходи проектування для зменшення можливості прогресуючого руйнування.

Прямі підходи проектування розглядають опір прогресуючому руйнуванню впродовж етапу проектування та включають такі методи:

- метод альтернативного шляху (Alternate Path), який допускає виникнення місцевого руйнування, але вимагає забезпечити альтернативні шляхи розподілу навантаження таким чином, щоб нівелювати пошкодження та відвернути повне обвалення;

- метод особливого місцевого опору (Specific Local Resistance), який вимагає забезпечити достатню міцність, щоб чинити опір руйнуванню внаслідок аварії.

Непрямі підходи проектування розглядають стійкість до прогресуючого руйнування через забезпечення мінімальних рівнів міцності, неперервності та пластичності. Основним є застосування ланцюгового ефекту (Tie Forces), який розглядає будівлю механічно зв'язаною воєдино, збільшуючи таким чином неперервність, пластичність та розвиток альтернативних шляхів навантаження.

В'язеві зусилля зазвичай забезпечують існуючі конструкції та з'єднання, які запроектовані згідно з чинними нормами розрахунку для сприйняття навантажень, що діють на будівлю за нормальних умов експлуатації.

При проектуванні висотних будівель слід розглядати систему в'язевих елементів, яка включає:

- горизонтальні в'язі (периметральні, внутрішні елементи; елементи, що зв'язують крайні і кутові колони або стіни - з іншими елементами конструктивної системи);
- вертикальні в'язі, створювані колонами і несучими стінами;
- периметральні в'язі повинні забезпечувати замкнутий контур навколо плану будівлі.

Основні положення щодо розрахунку на прогресуюче руйнування і методів захисту від нього, а також особливості і приклади окремо щодо металевих, залізобетонних, кам'яних, дерев'яних конструкцій, а також ЛСТК - наведені в стандарті США UFC 4-023-03 [28].

Загальна інформація про те, як проектувати конструкції з метою запобігання прогресуючому руйнуванню за нормативними документами Великої Британії, наведена в стандарті BS 6399 [29], а специфічні положення для сталевих, бетонних і кам'яних конструкцій - наведені в стандартах BS 5950, BS 8110 та BS 5628 відповідно. У стандарті BS 5950 [30] регламентуються наступні способи забезпечення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель:

1) Застосування горизонтальних в'язей. Сталеві елементи розробляються як горизонтальні в'язі, і їх з'єднання повинні мати несучу здатність на розтяг за зусиллями, визначеними із розрахунку каркасу в цілому, або регламентованими мінімальними зусиллями.

2) Застосування вертикальних в'язей. Вертикальні в'язі повинні забезпечувати безперервне зв'язування конструкції від найнижчого до найвищого рівня. Колона або стіна, як вертикальні елементи, повинні мати несучу здатність на розтяг за

зусиллями, які визначаються за сполученням максимальних граничних постійних та тимчасових навантажень.

3) Проектування «аутригерних» елементів (альтернативний шлях передачі зусиль) для сталевих конструкцій. Якщо умови для зв'язуючих зусиль не можуть бути виконані, будівля повинна бути перевірена на здатність протистояти непропорційному руйнуванню після видалення колони (на кожному поверсі окремо).

4) Ключові елементи в сталевих конструкціях. Якщо умови для зв'язуючих зусиль не виконуються і після видалення колони будинок руйнується в повному обсязі або площа руйнування є більше 15% або 70 м², тоді ця колона повинна бути запроектована, як ключовий елемент. Колона вважається ключовим елементом, якщо вона може протистояти навантаженню, прикладеному в кожному можливому напрямку, характеристичне значення якого дорівнює 34 кН/м². Також наведено еквівалентні значення цього навантаження у вигляді розподіленого навантаження на стержень та зосередженого навантаження в залежності від призначення будівлі в [29]. Дане навантаження прикладається тільки до несучих конструкцій, без урахування площі огороження та ін.

Живучість при пожежі. Вітчизняний ДБН В.1.1-7-2016 [31] із 2017 року регламентує необхідність розраховувати будинки класів наслідків «СС3» на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі, як конкретного фактору: «Будинки, що мають клас наслідків (відповідальності) «СС3» відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.2-16, слід розраховувати на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі». Проте у жодному вітчизняному чи закордонному нормативному документі не виявлено ані методик, ані рекомендацій щодо розрахунку будинків на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі, як конкретного фактору. Вогонь діє більше на горизонтальні конструкції – балки і плити (зазвичай перпендикулярно знизу), ніж на колони і стіни (зазвичай дотично збоку). Тому

моделювати вплив дії вогню видаленням колони каркасу не буде відповідати реальній фізиці процесів.

Для моделювання пожежі необхідно визначити режим пожежі - температуро-часові залежності, про які було зазначено в розділі 1.2.

Також необхідно врахувати тип, властивості та товщину вогнезахисного матеріалу сталевих конструкцій. Імплементований ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 [24] надає вираз (4.27), що визначає приріст температури $\Delta\theta_{a,t}$ за проміжок часу Δt для рівномірного розподілу температури в поперечному перерізі захищеної сталеві конструкції:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \frac{A_p}{V} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \Phi/3)} \Delta t - (e^{\Phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t}, \quad (1.8)$$

де: A_p/V – коефіцієнт перерізу сталевих конструкцій, що вкриті вогнезахисним матеріалом;

A_p – відповідна площа вогнезахисного матеріалу на одиницю довжини конструкції, m^2/m ;

V – об'єм конструкції на одиницю довжини, m^3/m ;

c_a – питома теплоємність сталі, що залежить від температури, Дж/кгК;

c_p – питома теплоємність вогнезахисного матеріалу, що не залежить від температури, Дж/кгК;

d_p – товщина вогнезахисного матеріалу, м;

Δt – інтервал часу, с;

$\theta_{a,t}$ – температура сталі в момент часу t , °С;

$\theta_{g,t}$ – температура навколишнього середовища в момент часу t , °С;

$\Delta\theta_{g,t}$ – приріст температури навколишнього середовища за проміжок часу момент часу Δt , К;

λ_p – теплопровідність системи вогнезахисту, Вт/м²;

ρ_a – густина сталі, кг/м³.

Враховуючи велику кількість змінних та схильність пожежі до поширення, необхідно враховувати специфіку фактору пожежі, як прогнозованого фактору. З огляду на вимоги чинних норм забезпечувати каркасам будівлі класів наслідків «СС3» стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі, необхідно розробити відповідні заходи із забезпечення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель. Якщо моделювання дії пожежі шляхом «видалення» колони із розрахункової схеми не є правильним, однією із актуальних наукових задач є аналіз механізму руйнування сталевих каркасів багатоповерхових будівель із метою визначення альтернативи «видалення» колони для випадку пожежі - таке «локальне руйнування», яке можна допускати при розрахунку на прогресуюче руйнування при пожежі.

Порівняння вимог вітчизняних нормативних документів щодо розрахунку конструкцій багатоповерхових будівель на живучість до і після введення нових вимог, наведене у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3. Порівняння основних вимог вітчизняних нормативних документів

Вимоги	Попередні	Сучасні
Вимоги із забезпечення «одиночної» живучості	Для будівель класу СС3[32]	Для будівель класів СС3 та СС2 [6]
Вимоги із забезпечення живучості при пожежі	Відсутні	Для будівель класу СС3 [17]
Моделювання локального руйнування	Вилучення колони з розрахункової схеми [32]	Вилучення колони з розрахункової схеми для розрахунку на «одиночну» живучість [6], відсутнє для розрахунку на живучість при пожежі
Методики по розрахунку на живучість багатоповерхових будівель	Є для залізобетонних каркасів [1]	Є для залізобетонних каркасів [1]

Методики по розрахунку на живучість сталевих каркасів багатоповерхових будівель	Відсутні	Відсутні
---	----------	----------

Порівняння вимог сучасних вітчизняних нормативних документів із закордонними наведене в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4. Порівняння основних вимог вітчизняних нормативних документів із закордонними

Норми	Моделювання локального руйнування	Основні заходи забезпечення живучості	Заходи із забезпечення «одиночної» живучості для різних конструкцій	Заходи із забезпечення живучості при пожежі
Європейські [26]	Виключення однієї балки або колони, удар, вибух	В'язі, метод мосту, проектування ключових елементів	Окремого розподілу немає	Відсутні
Американські [27-28]	Виключення вертикального елемента (колони, стіни)	В'язі, метод мосту, проектування ключових елементів	Для сталевих, залізобетонних, кам'яних, дерев'яних, ЛСТК	Відсутні
Британські [29-30]	Виключення горизонтального чи вертикального елемента	В'язі, метод мосту, проектування ключових елементів	Для сталевих, залізобетонних, кам'яних	Відсутні
Українські	Виключення горизонтального чи вертикального елемента	Розрахувати з'єднання на зусилля, яке в 1,5 рази перевищує	Для залізобетонних [1]	Відсутні

		несучу здатність елементів [1]		
--	--	-----------------------------------	--	--

Вимоги вітчизняних нормативних документів щодо розрахунку багатоповерхових будівель зі сталевим каркасом на стійкість від прогресуючого руйнування віднедавна змінилися. Раніше розрахунок на стійкість від прогресуючого руйнування чітко вимагався лише для висотних будівель понад 73,5м, а методика розрахунку була наведена лише для залізобетонних каркасів. Із 2019 року вітчизняні норми вбачають можливим розрахунок на прогресуюче руйнування для всіх будівель з класом наслідків «СС3» та навіть «СС2». На нашу думку і згідно аналізу закордонного досвіду вимоги щодо розрахунку на прогресуюче руйнування для «СС2» є надлишковими. Також із 2017 року обов'язковим є розрахунок на стійкість будівель класу наслідків «СС3» до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. Втім, жоден вітчизняний чи закордонний нормативний документ не надає ані точних методик розрахунку, ані рекомендацій щодо убезпечення прогресуючого обвалення внаслідок пожежі для сталевих каркасів. За розрахунком на одиничну живучість локальне руйнування моделюється «видаленням» колони із розрахункової схеми, але пожежа таким чином змодельована бути не може, так як характер дії вогню на конструкції є поступовим, супроводжується розширенням матеріалу, змінами його характеристик в часі, та нерівномірно діє по площі насамперед перекриття. Вбачається, що вітчизняні норми мають містити конкретні вимоги і методики із забезпечення стійкості до прогресуючого руйнування будівель, в тому числі зі сталевим каркасом, що дозволить уникнути невизначеності і покращити проектну галузь, надійність об'єктів і безпеку громадян нашої країни.

1.4. Ретроспективний огляд попередніх досліджень

Враховуючи той факт, що конкретних методик чи рекомендацій щодо посилення сталевих каркасів багатопверхових будівель в чинних нормативних документах немає, було виконано огляд наукових досліджень на цю тему.

Прогресуюче руйнування від невизначеного фактору та від пожежі мають абсолютно різний характер та потребують окремої уваги до кожного при розрахунку будівель зі сталевим каркасом на живучість [34]. Також дослідження [35-39] показують, що під час пожежі першою може руйнуватися перекриття каркасу, а не колона, як при розрахунку на одиничну живучість від невизначеного фактору. В [39] виділяється два механізми руйнування сталевих каркасів залежно від міцності перекриття:

- з відносно меншою несучою здатністю перекриття: перекриття руйнується та колона втрачає стійкість від збільшення розрахункової довжини;

- з відносно більшою несучою здатністю перекриття: колона руйнується від згину внаслідок розширення в балках.

В [37] наголошується, що якщо балка спроектована із більшим резервом несучої здатності, ніж колона, то руйнуватиметься спершу колона, а якщо навпаки, балка. Визначення умов виникнення того чи іншого випадку і є однією із цілей даної дисертації. Перше – втрата стійкості колони від розширення балки, друге – утворення пластичних шарнірів на кінцях балки. Залишається питання, який механізм руйнування є найменш небезпечним з точки зору людських та економічних втрат. Пожежа, як визначений фактор, що може призвести до втрати живучості каркасу, може вражати як один конструктивний елемент каркасу, так і одразу декілька. Необхідно дослідити сумісну роботу елементів колон та балок при пожежі з урахуванням їхньої початкової завантаженості.

В дисертаційній роботі вченого Дробота В.Ю. [40] проаналізовано концепцію живучості. В [40] зазначається, що було б доцільним включити поняття сейсмостійкість, вогнестійкість, витривалість у поняття живучості в силу схожості

визначень цих понять. «Прогресуюче руйнування» - це відгук конструкції, неспівмірно більший, ніж початкове збурення, що ініціює вивільнення запасеної енергії, що призводить до розпаду в'язей у системі. Таким чином, «прогресуюче руйнування» - це втрата живучості, а рішення із уникнення прогресуючого руйнування - це забезпечення живучості. Оскільки, як правило, забезпечити гарантовану живучість каркасів будівель на 100% неможливо в силу істотної невизначеності як критичних навантажень, так і поведінки конструкцій при їх дії, то доцільно ввести термін «посилення живучості» як «часткове забезпечення живучості». Кратність живучості як її вимірник – «одинична», «подвійна», «нульова» тощо – характеризує кількість найкритичніших елементів каркасу, при виключенні яких із роботи відбувається прогресуюче руйнування.

У дослідженнях, проведених вітчизняними вченими Фесенком О.А та Немчиновим Ю.І., живучість при пожежі проаналізована лише залізобетонних каркасів [41-42]. В даному випадку була досліджена дія пожежі, що спричинена землетрусом. Дослідження живучості сталевих каркасів при пожежі в публікаціях вітчизняних вчених не зустрічається. Дослідження живучості безкаркасних будівель з цегляними несучими стінами після вибуху газу та моделювання цієї аварії проведено вітчизняними вченими Барабаш М.С. та Ромашкіною М.А.[43].

В дослідженнях японських вчених Вада А., Охі К., Судзукі Г., Сакумото Й., Фушимі М., Камура Г., Мураками Й., Сасакі М., Фуджівара К. [20] досліджується коефіцієнт завантаженості в колонах, і наголошується, що він має бути 0,25, щоб запобігти прогресуючому руйнуванню. Як захід посилення живучості розглядаються комбіновані аутригерні системи (superframe), що поєднують вертикальні та горизонтальні аутригери. Вертикальні аутригери збільшують бічну жорсткість каркасу. Такі каркаси є сейсмостійкими та збільшують температуру руйнування при пожежі [44]. В дослідженнях вітчизняних вчених Білика А.С. та Коваленка А. [19-22] різні варіанти аутригерних систем розглядалися як засіб посилення одиничної живучості. Було встановлено, що хрестові аутригери на

останньому поверсі є найбільш ефективними. Під час досліджень впливу роботи аутригерів на останньому поверсі на живучість каркасу під час пожежі було встановлено, що може бути 2 механізми руйнування: руйнування елементу аутригера та подальше руйнування; застосування більш жорстких профілів, за якого збільшується температура руйнування, але виникають більші поздовжні зусилля в сусідній колоні, що призводять до втрати її стійкості [45]. Збільшення бічної жорсткості каркасу необхідне з огляду на те, що аутригери на останньому поверсі (горизонтальні) не можуть протистояти бічному зміщенню колон, коли каркас руйнується внаслідок недостатньої просторової жорсткості [46-47]. Але в інших дослідженнях [48] наголошується на тому, що руйнування каркасу та втрата живучості не залежить від бічної жорсткості, а спричинене втратою стійкості колон. Вченими Барабаш М.С. та Першаковим В.М.. Було описане комп'ютерне моделювання аварійних ситуацій в сучасних вітчизняних програмних комплексах [3].

У [37-38, 49] досліджуються коефіцієнти запасу елементів сталевих каркасів та їх вплив на живучість каркасу. Проте запобігти прогресуючому руйнуванню на 100% неможливо, але скоригувати коефіцієнти завантаженості в різних конструктивних елементах таким чином, щоб забезпечити найменш небезпечний механізм руйнування при пожежі .

Згідно [37, 49-50] руйнування при пожежі сталевого каркасу настає раніше у випадку пожежі в крайньому прольоті, аніж у внутрішньому. Але за високого коефіцієнта використання несучої здатності пожежа в середньому прольоті може бути більш небезпечна [37]. Колони нижніх поверхів більш чутливі до пожежі, ніж верхні, так як більш завантажені, проте колони на верхніх поверхах теж варто перевіряти на пожежу, так як вони мають менший переріз [37, 49].

В дослідженнях британських вчених Сан Р., Бургес Я., Хуан Ж., Дон Г. [35] внутрішні сили в з'єднаннях балки та колони змінюються в три етапи: моменту і зрізу при звичайній температурі; момент, зріз і стиск за рахунок стримування

термічного розширення балки на початкових стадіях пожежі; зріз і розтяг при високій температурі. В [35] зазначається, що в майбутніх дослідженнях варто приділити увагу покращенню пластичності вузлів при дії пожежі та розробці спрощених методів розрахунку сталевих каркасів на живучість при пожежі. В [36] наголошується на тому, що руйнування балки настає після настання граничного прогину ($l_{pr}/20$). Це відносно сприятлива форма руйнування, якщо балка руйнуватиметься по перерізу. Необхідно розглянути питання збільшення несучої здатності колон в сталевих каркасах багатоповерхових будівель. В дослідженнях [51] показано, що балки можуть сильно прогинатися без руйнування ($1/8-1/6$ прольоту). В [52] було виявлено, що колони з шарнірною базою більш вразливі до пожежі, ніж із жорсткою. Це логічно з точки зору того, що колони з жорсткою базою розраховані на сприйняття згинального моменту, а під час стиску або розтягу в балці в колоні виникають саме згинальні моменти.

Проведено багато досліджень про роботу самих вузлів, але досліджень про вплив роботи вузла на роботу цілої конструктивної схеми недостатньо [53]. За найбільш сприятливого руйнування елементи повинні раніше руйнуватися, ніж вузли. Згідно [61] температура у вузлі між сталевією балкою та колоною дорівнює 62-88% від температури нижнього поясу балки в середині прольоту (за температури 1000°C на 200°C менше). В [49] було здійснено вогневі випробування 8-поверхової будівлі. Було виявлено, що у вузлах виникають більші поздовжні зусилля, ніж при розрахунку за Єврокодом [61]. З'єднувальні елементи вузлів (пластини, болти) примикання балки до колони можуть руйнуватися раніше за балки [35].

Механізм руйнування сталевіого каркасу залежить від поширення вогню в будівлі. У працях [55-56] був досліджений вплив пожежі, що поширюється (англ. мовою - travelling fire). Також проведені дослідження впливу локалізованої пожежі на живучість сталевіих каркасів показують, що навіть у випадку локалізованої пожежі можуть бути різні сценарії руйнування: у випадку пожежі в малому відсіці рама руйнується всередину внаслідок мембранної дії балок: колони руйнуються від

згину; коли вогонь локалізований на колоні, то колона буде руйнуватись назовні від розтягу в балці [46]. Встановлено, що механізм руйнування каркасу при поширенні пожежі з одного прольоту в інший, буде гіршим, ніж при одночасній дії пожежі в усіх прольотах [33].

В [53] зазначається, що більшість попередніх досліджень щодо живучості при пожежі зосереджені на моделюванні вогню, що поширюється або його впливі на конструкції. Робота конструкцій за «подорожуючої» пожежі мало вивчена [57]. Але заходи щодо посилення живучості, що будуть спрямовані на досягнення найменш небезпечного механізму руйнування, не досліджені навіть для локалізованої пожежі.

Безумовно, вогнезахист сталевих конструкцій впливає на живучість сталевих каркасів. Були проведені дослідження живучості сталевих каркасів при пожежі при різному вогнезахисті [58]: незахищений каркас був зруйнований за 10хв; у випадку захищених балок відбулося руйнування колон за 30хв; у випадку захищених балок і колон R60 каркас протримався 1,5 год. Також було встановлено, що при незахищених балках першими в каркасі завжди руйнуються балки, а якщо балка захищена, то механізм руйнування та час залежить від розташування та типу пожежі [59]. Зазначається, що вогнезахист може призвести до зниження живучості внаслідок усунення термічного розширення, яке підвищує несучу здатність на згин та пластичність вузла [60]. При дослідженні найменш небезпечного механізму руйнування сталевих каркасів потрібно враховувати не лише конструктивні запаси, а й вогнезахист.

Багато сучасних наукових досліджень присвячено оптимізації, визначенню резервів несучої здатності будівельних конструкцій. Зокрема в наукових публікаціях Юрченко В.В. проведено дослідження з оптимального проектування сталевих конструкцій [61-65].

В наукових роботах Вабіщевича М.О. досліджено нелінійні констактні задачі деформування вузлових з'єднань сталевих конструкцій, фізичну та геометричну

нелінійну роботу, динаміку в методі скінченних елементів [66-69]. Також досліджено підходи щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель і споруд [70].

Надійність конструкцій є близькою темою до живучості або стійкості до прогресуючого руйнування. Зокрема надійність сталевих конструкцій є актуальною темою для досліджень внаслідок того, що значна кількість сталевих конструкцій в промислових будівлях експлуатується під впливом корозійного середовища та динамічних навантажень. В роботах Колесніченка С.В. [71-75] досліджено індекс надійності, технологічну безпеку сталевих конструкцій.

В [53] узагальнено такі режими руйнування сталевих каркасів для локалізованої пожежі:

- вертикальне або загальне руйнування (англ. мовою *general collapse*), що спричинене втратою стійкості сусідніх (по відношенню до вогню) колон, які згинаються від мембранної дії балок;

- руйнування каркасу внаслідок втрати стійкості положення, коли є значний розтяг в балках, високий коефіцієнт використання несучої здатності колон, горизонтальні аутригери на верхньому поверсі;

- руйнування вертикально вниз, коли балки жорсткі, коли бічна жорсткість каркасу забезпечена вертикальними аутригерами, коли бічна жорсткість забезпечена комбінованими аутригерами (горизонтальні на верхньому поверсі та вертикальні на всіх поверхах в крайніх прольотах).

Задачі геометричної та фізичної нелінійності, динаміки в методі скінченних елементів досліджені в роботах Максим'юка Ю.В [76-77]. Також проведено аналіз термов'язкопружнопластичного деформування, пошкодженості матеріалу [78-80]. Такі задачі суміжні з посиленням живучості конструкцій за таких термічних впливів, як пожежа, та роботою сталевих конструкцій на стадії пластичних деформацій при нагріванні.

Питання моделювання таких явищ як прогресуюче руйнування, пошкодження конструкцій, вилучення їх з роботи розрахункової схеми, визначення вогнестійкості є не менш складним, ніж дослідження самого явища живучості. В роботах Барабаш М.С. досліджено задачі моделювання прогресуючого руйнування [81], розрахункове оцінювання вогнестійкості конструкцій [82], розрахунок конструкцій на сейсмостійкість [83], розрахунки з урахуванням нелінійності та динаміки [84-85], термоповзучості [86] інструментами ЛІРА-САПР.

1.5. Висновки до розділу 1

В результаті огляду існуючих підходів до живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі зроблені наступні висновки:

- багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом є поширеними в Україні та світі, є перспективними для повоєнної відбудови України, а існуючі є під загрозою;
- з огляду на наявні випадки прогресуючого руйнування СКББ при пожежі та збільшення пожеж внаслідок воєнних дій тема дослідження є дуже актуальною;
- чинні нормативні документи України вимагають забезпечення живучості при пожежі СКББ, проте жодні чинні норми не надають ані методик, ані рекомендацій щодо розрахунку, тому необхідно винаходити їх в наукових дослідженнях;
- раніше була досліджена живучість сталевих каркасів багатоповерхових будівель і для локалізованої, і для пожежі, що поширюється, винайдені заходи посилення живучості при пожежі, проте є необхідність у дослідженні більш економічних заходів;
- в раніше проведених дослідженнях недостатньо розкриті питання впливу резервів несучої здатності в елементах і колонах, вплив форми перерізів елементів на живучість каркасів і це потрібно досліджувати, починаючи з локалізованої пожежі;
- із раніше проведених досліджень Х-подібні аутригерні системи на останньому поверсі визначені як засіб посилення одиничної живучості і це потрібно враховувати при дослідженні живучості при пожежі;

- вогнезахист, тип пожежі, зміна характеристик матеріалу при нагріванні і т.д. впливають на живучість конструкцій при пожежі, тому важливим завданням цієї роботи є врахування якомога більшої кількості явищ, пов'язаних із пожежею при спрощеннях, необхідних задля зменшення трудомісткості і часу числових розрахунків.

РОЗДІЛ 2. РОБОТА СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ

2.1 Посилення живучості багатоповерхових будівель з недопущенням руйнування при пожежі

Розглянуті різні стратегії посилення живучості СКББ шляхом недопущення локального руйнування внаслідок пожежі. В якості моделі дослідження прийнято рамний ортогональний сталевий каркас офісної багатоповерхової будівлі, так як такі існуючі будівлі знаходяться під загрозою (див. розділ 1.1). Дія пожежі змодельована з урахуванням вогнезахисту сталевих конструкцій, вогнестійкості сталевих конструкцій, планування приміщень. Сценарії пожежі прийняті на різних поверхах та з різним розташуванням в плані окремо.

Дослідження були виконані **за наступним алгоритмом:**

- 1) проектування каркасу з урахуванням розрахункових навантажень для усталеної розрахункової ситуації без врахування пожежі;
- 2) визначення сценаріїв пожежі;
- 3) визначення конструкцій, на які діють температурні навантаження від пожежі;
- 4) визначення параметричних температуро-часових залежностей для пожежі в кожному прийнятому приміщенні;
- 5) проектування вогнезахисту сталевих конструкцій з урахуванням резерву їх несучої здатності;
- 6) визначення температурних навантажень на елементи каркасу з урахуванням їх вогнезахисту;
- 7) розрахунок каркасу на дію температурних навантажень для кожного сценарію та інших навантажень, що приймаються характеристичні для аварійної розрахункової ситуації;
- 8) перевірка перерізів каркасу;
- 9) проектування каркасу різними способами так, щоб в ньому не відбувалося локального руйнування.

Сталевий каркас змодельований просторовою стержневою скінченно-елементною моделлю. Багатоповерхова будівля заввишки 70,2м (18 поверхів) та розмірами в плані 45х45м із центральною частиною з розмірами в плані 15х15м, крок колон 7,5м у обох напрямках (див. рисунок 2.1). Прийнята висота каркасу обумовлена тим, щоб вона була близькою до верхнього обмеження об'єкту дослідження та були враховані наступні фактори: зміна перерізів колон по висоті; різний вогнезахист колон по висоті; сценарії пожежі на різних поверхах, і приміщеннях з різними розмірами, з різним розташуванням в плані; різні температурні навантаження та різний ефект від них на конструкції всього каркасу. Каркас будівлі запроектовано згідно діючих будівельних норм [87-88]. Сталь несучих конструкцій прийнято С345. Розрахунок каркасу за європейськими нормами обумовлений наявністю розрахунку вогнестійкості сталевих конструкцій лише в Eurocode 3 [87]. Такий розрахунок потрібен для проектування економічних рішень з вогнезахисту за реалізованим в [87] диференційованим підходом, згідно з яким при проектуванні вогнезахисту сталевих конструкцій враховується їх вогнестійкість залежно від резерву несучої здатності.

Межа вогнестійкості несучих конструкцій прийнята R180. Саме таке рішення вогнестійкості обумовлене тим, щоб максимально зменшити металоємність і вартість каркасу, в якому не розрахунком не допускається руйнування при пожежі.

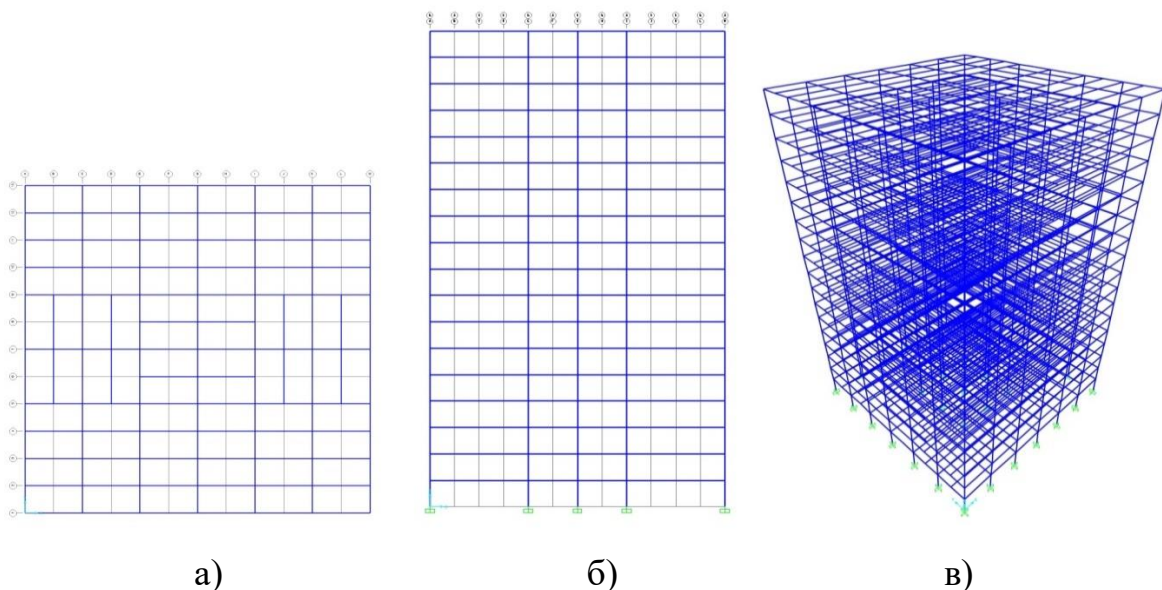


Рис. 2.1. Загальний вигляд розрахункової моделі: а) план будівлі; б) поперечний розріз; в) просторовий вигляд

Було розглянуто шість найбільш імовірних та найгірших сценаріїв виникнення та поширення пожежі в будівлі на першому поверсі в плані (див. рисунок 2.2). Вибір таких сценаріїв обмовлений тим, щоб розглянути випадки пожежі в приміщеннях з різними розмірами та формою.

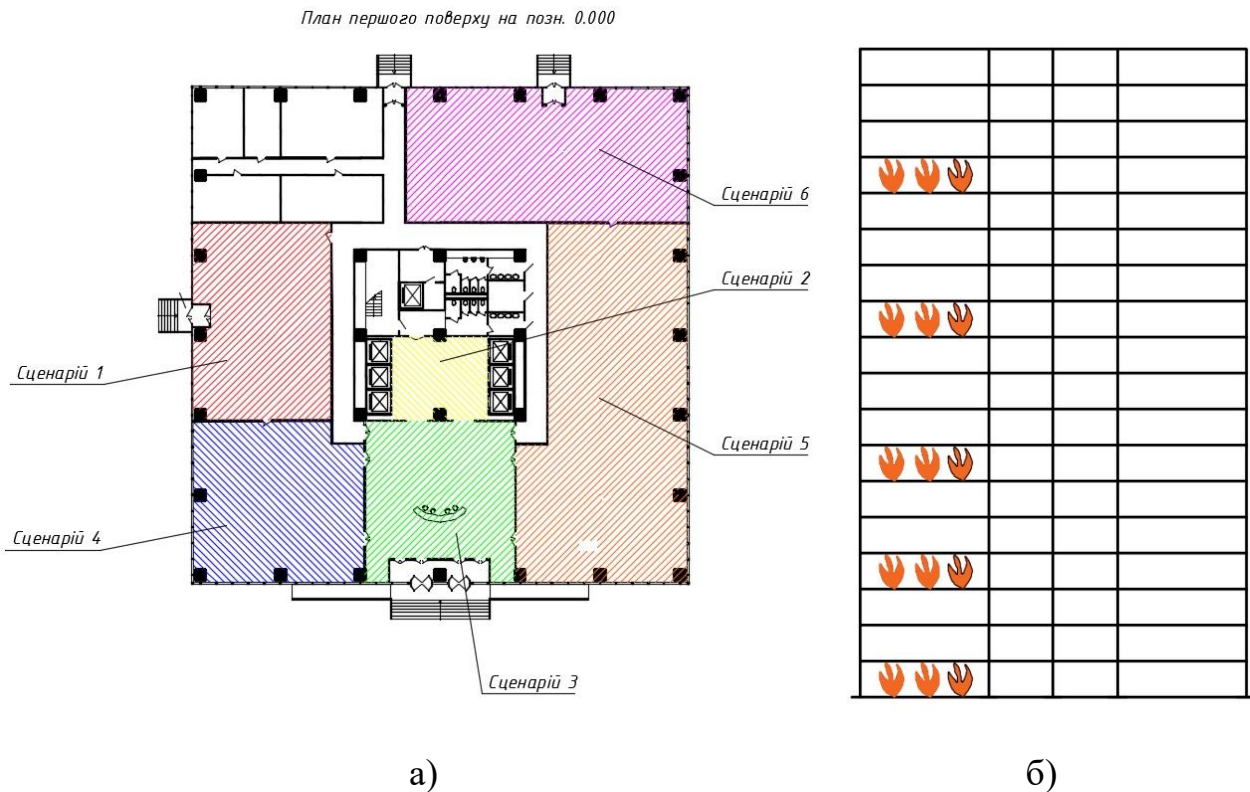


Рис. 2.2. Сценарії виникнення та поширення пожежі:

а) – в межах поверху, б) - по висоті будівлі

Було введено спрощення, що планування приміщень на всіх поверхах ідентичне. Сценарії пожежі було розглянуто на 1-му, 4-му, 7-му, 11-му, 15-му поверхах окремо (на кожному поверсі по 6 сценаріїв окремо). Вибір таких поверхів обумовлений тим, що на ці поверхи є нижчими для кожного відправного елемента колони (в цих перерізах елемент колони будуть найбільші коефіцієнти використання несучої здатності). Для кожного сценарію були визначені параметричні температуро-часові залежності пожежі згідно Єврокоду 1 [25].

Визначені сценарії виникнення пожежі в різних протипожежних відсіках будівлі (див. рисунки 2.3-2.5).

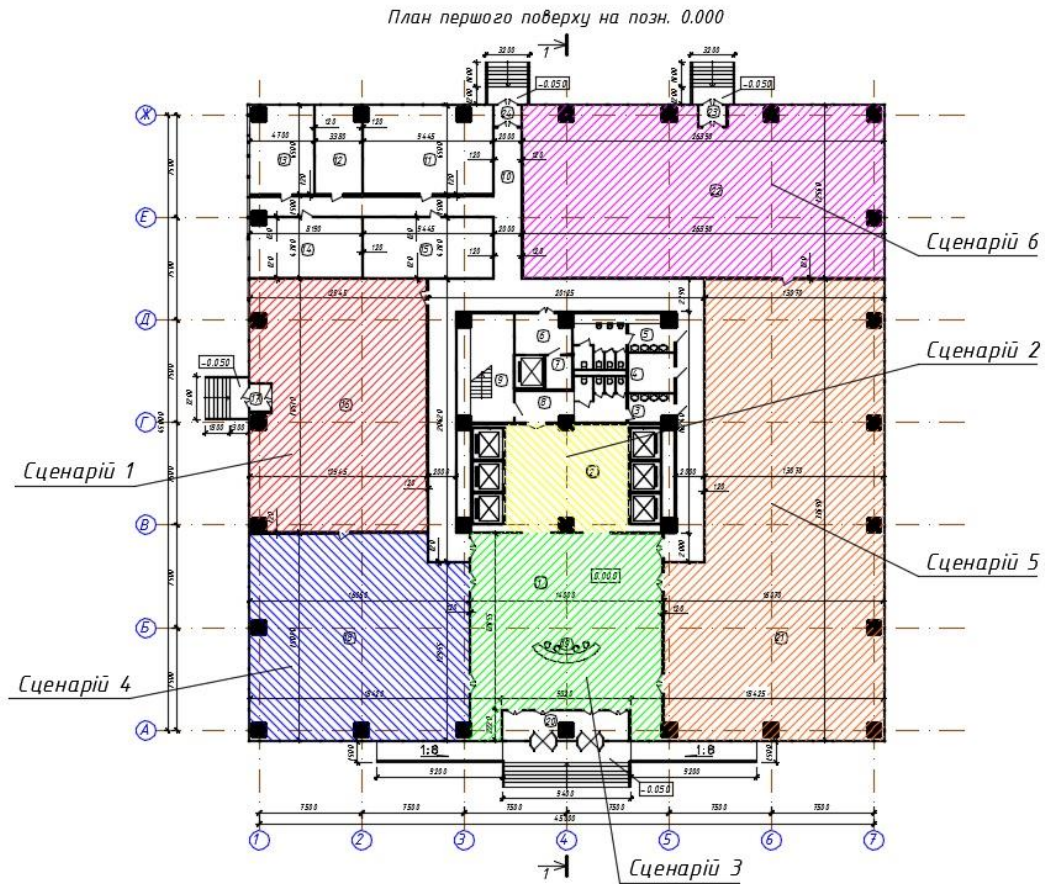


Рис. 2.3. Поширення пожежі в межах огорожувальних конструкцій

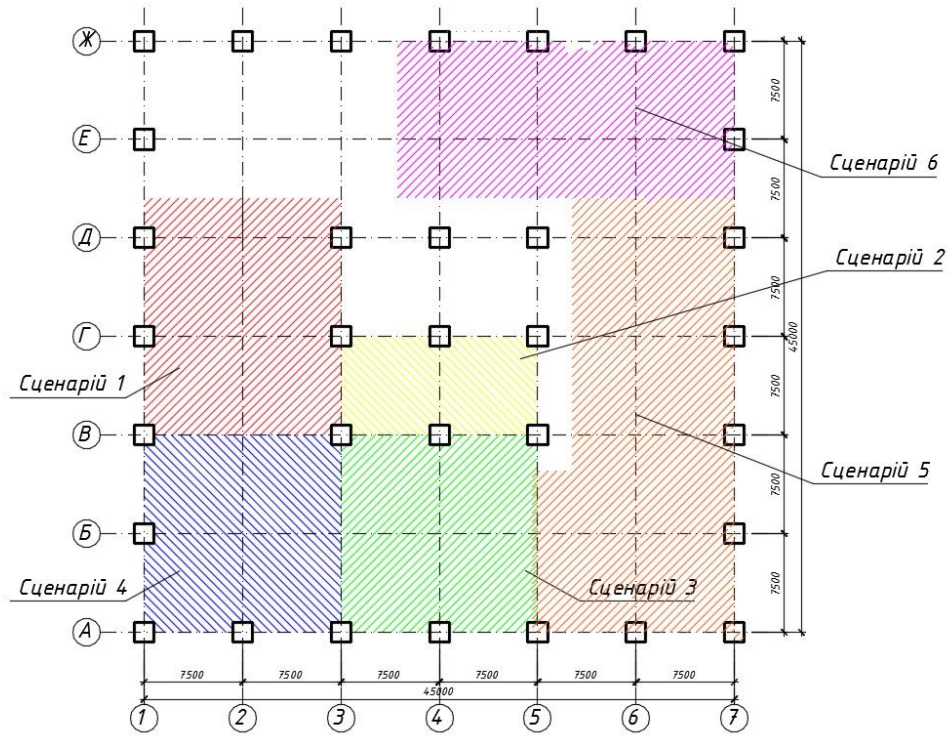


Рис. 2.4. Колони, що зазнають впливу пожежі

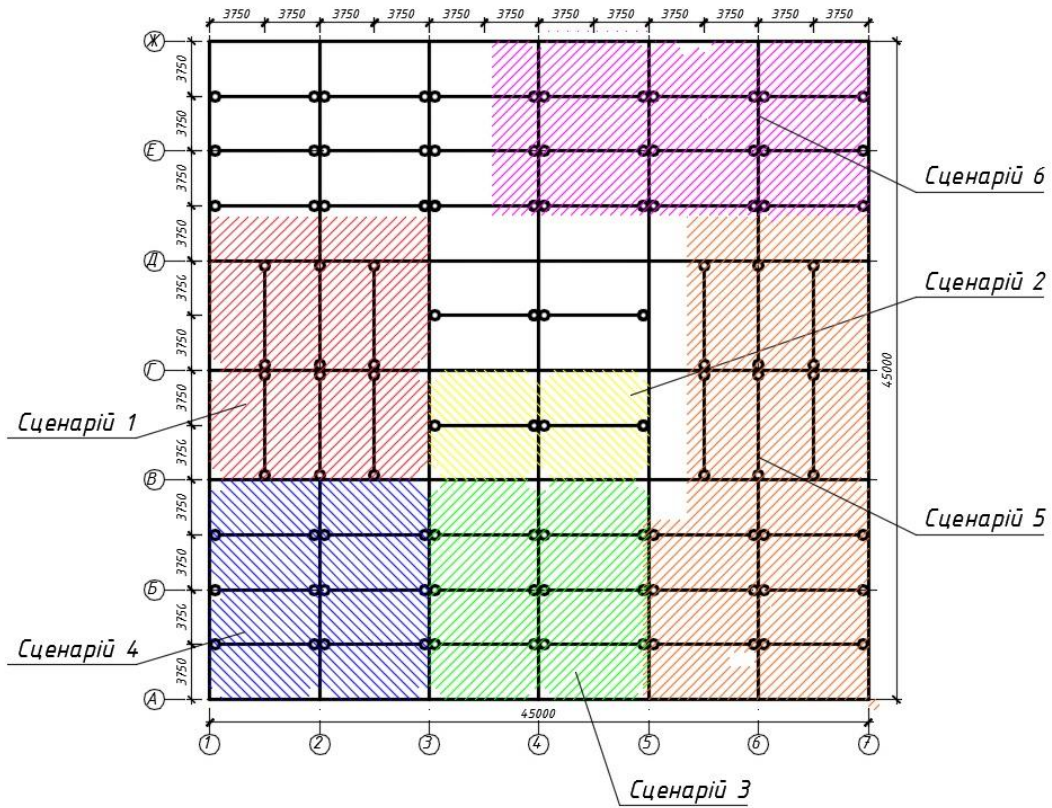


Рис. 2.5. Балки, що зазнають впливу пожежі

Розрахунок параметричних температуро-часових залежностей залежить від матеріалів огороджувачих конструкцій. Для отримання даних про матеріали огороджувачі конструкції використано архітектурно-планувальні рішення (див. рисунок 2.6).

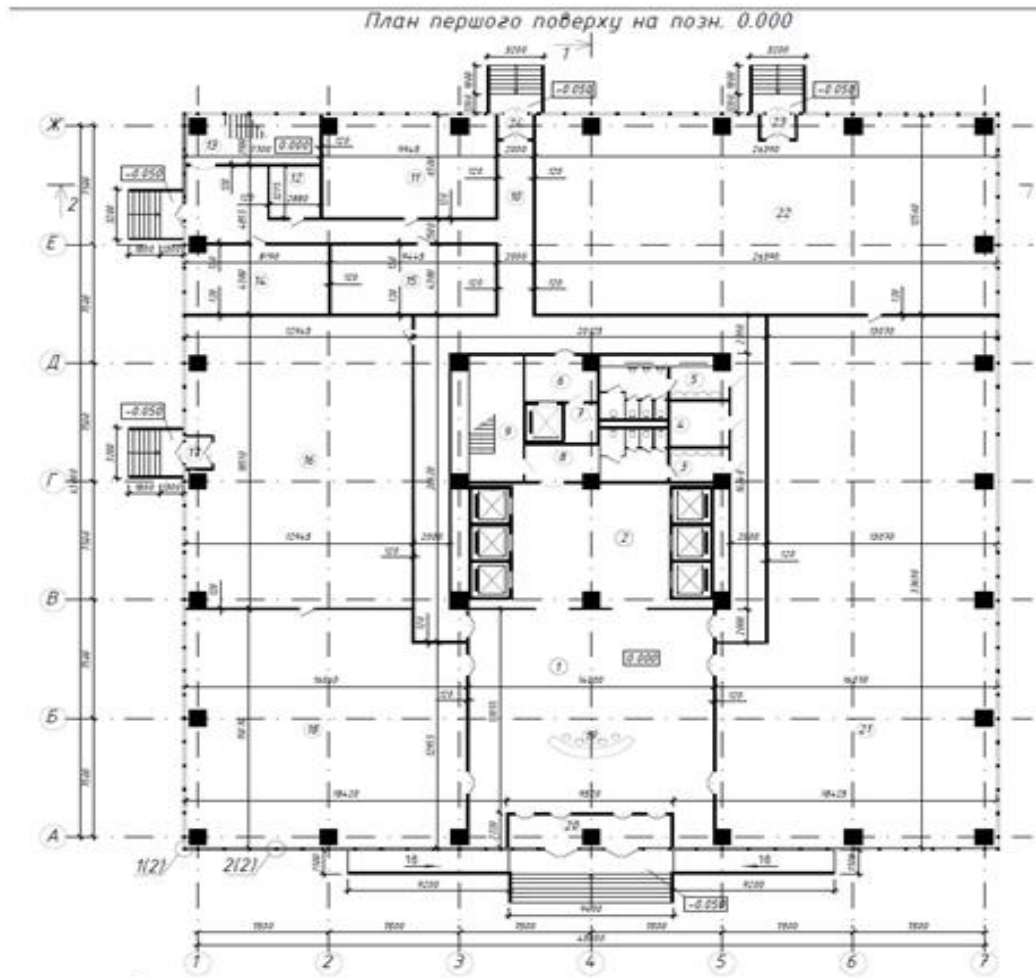


Рис. 2.6. План 1-го поверху на позн. 0,000

Схема типового протипожежного відсіку показана на рисунку 2.7.

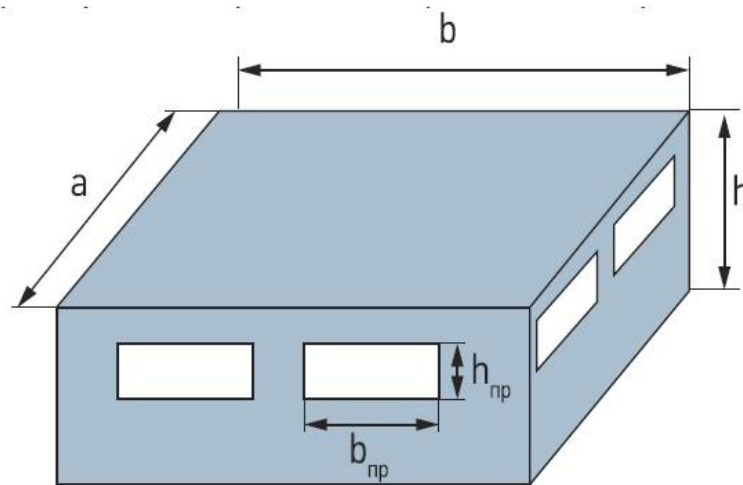


Рис. 2.7. Протипожежний відсік

Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 1 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g ($^{\circ}\text{C}$) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1345°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-32,83t} - 0,204e^{-279,1t} - 0,472e^{-3119,2t}); \quad (2.1)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 15012 - 41042t \quad (2.2)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.1 та рисунок 2.8.

Таблиця 2.1. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 1

Стадія нагрівання		Стадія охолодження	
t , хв	Θ_g , $^{\circ}\text{C}$	t , хв	Θ_g , $^{\circ}\text{C}$
0	20	20,5	989,3
4	1296,9	21	647,3
8	1339,6	21,5	305,3

12	1344,4	21,9	20
16	1344,9		
20	1345		

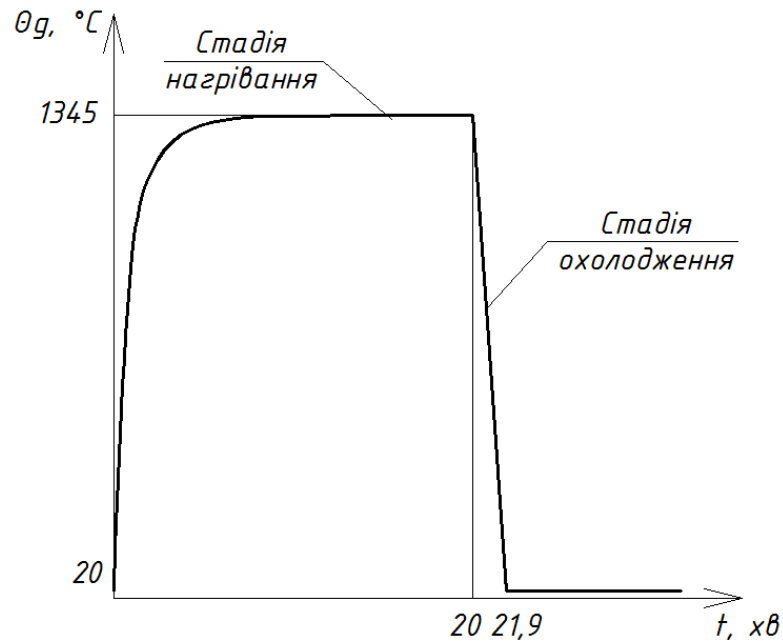


Рис. 2.8. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 1

Аналогічні розрахунки були виконані і для інших сценаріїв. Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 2 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g (°C) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1342°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-5,7t} - 0,204e^{-48,3t} - 0,472e^{-540,3t}); \quad (2.3)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 7199 - 17774t. \quad (2.4)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.2 та рисунок 2.9.

Таблиця 2.2. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 2

Стадія нагрівання		Стадія охолодження	
t , хв	Θ_g , °C	t , хв	Θ_g , °C
0	20	21	978,2
4	1040,4	22	682,0
8	1143,5	23	385,8
12	1207,3	24	89,6
16	1250,8	24,23	20
20	1281		

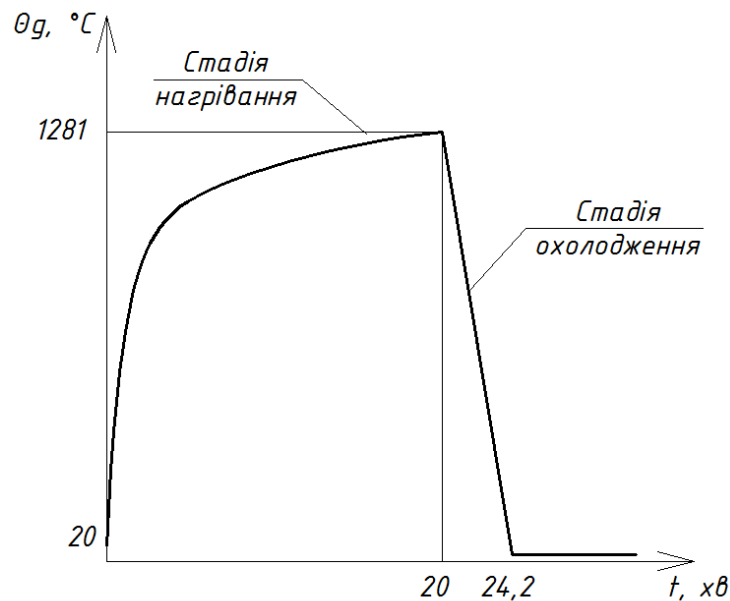


Рис. 2.9. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 2

Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 3 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g (°C) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1342°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-14,6t} - 0,204e^{-124,2t} - 0,472e^{-1388,5t}); \quad (2.5)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 7425 - 18269t. \quad (2.6)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.3 та рисунок 2.10.

Таблиця 2.3. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 3

Стадія нагрівання		Стадія охолодження	
t , хв	Θ_g , °C	t , хв	Θ_g , °C
0	20	21	1030,1
4	1182,9	22	726,6
8	1283,8	23	422,1
12	1321,9	24	117,7
16	1336,3	24,32	20
20	1342		

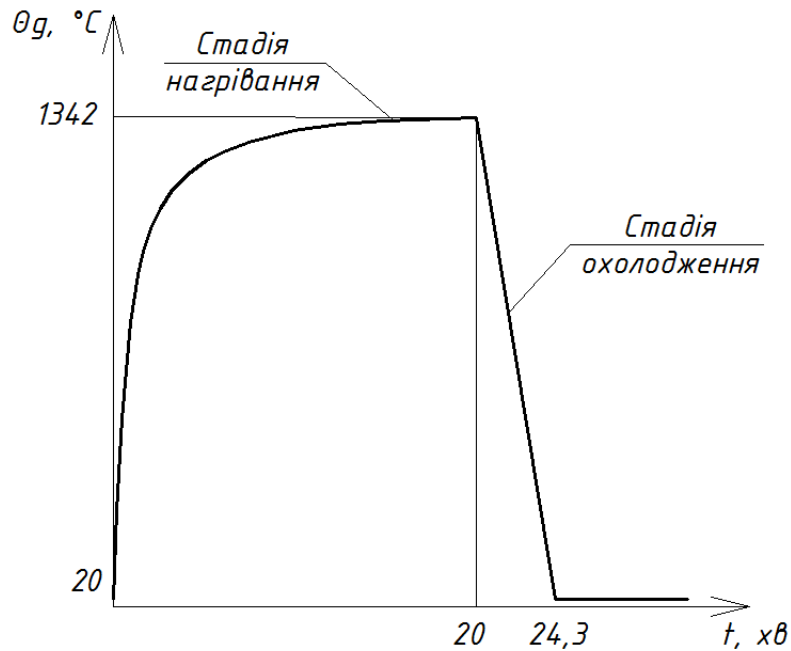


Рис. 2.10. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 3

Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 4 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g (°C) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1345°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-26,1t} - 0,204e^{-221,6t} - 0,472e^{-2476,3t}); \quad (2.7)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 12195 - 32583t. \quad (2.8)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.4 та рисунок 2.11.

Таблиця 2.4. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 4

Стадія нагрівання	Стадія охолодження
-------------------	--------------------

t, хв	$\Theta_g, ^\circ\text{C}$	t, хв	$\Theta_g, ^\circ\text{C}$
0	20	20,5	1062,5
4	1269,5	21	791,0
8	1331,7	21,5	519,5
12	1342,7	22	248,0
16	1344,6	22,42	20
20	1345		

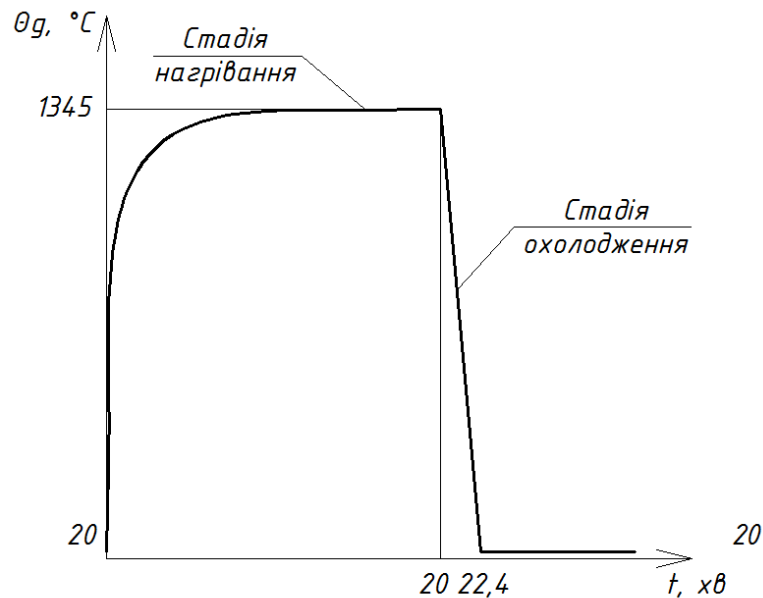


Рис. 2.11. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 4

Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 5 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g ($^\circ\text{C}$) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1344°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-19,3t} - 0,204e^{-164,1t} - 0,472e^{-1833,9t}); \quad (2.9)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 9380 - 24130t. \quad (2.10)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.5 та рисунок 2.12.

Таблиця 2.5. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 5

Стадія нагрівання		Стадія охолодження	
t , хв	Θ_g , °C	t , хв	Θ_g , °C
0	20	20,5	1135,2
4	1226,5	21	934,1
8	1312,3	21,5	733,0
12	1336,0	22	531,9
16	1342,5	23,27	20
20	1344		

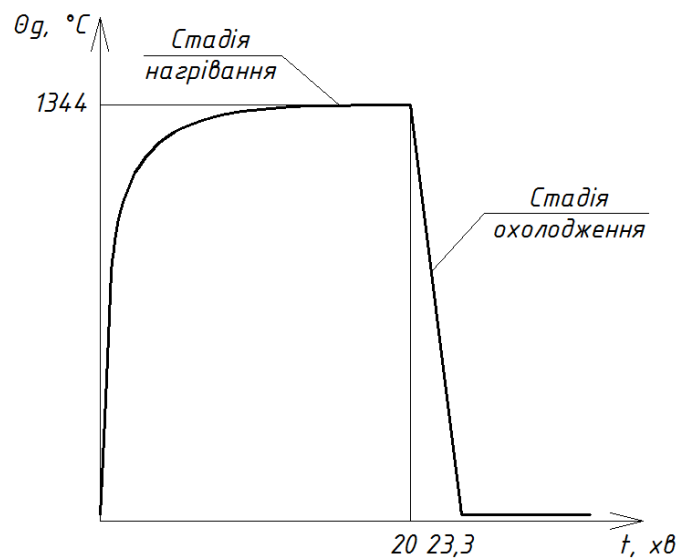


Рис. 2.12. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 5

Температурний режим параметричної пожежі у відповідності зі сценарієм 6 буде визначатися залежностями температури в протипожежному відсіку Θ_g (°C) в момент часу t (годин):

- у фазі нагріву (фаза нагріву триватиме 20 хвилини, при цьому температура досягне 1345°C):

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324e^{-22,0t} - 0,204e^{-186,9t} - 0,472e^{-2088,8t}); \quad (2.11)$$

- у фазі охолодження (фаза охолодження розпочнеться з 21-ої хвилини та буде продовжуватися до повного охолодження):

$$\Theta_g = 10497 - 27484t. \quad (2.12)$$

Проміжні значення занесені в таблицю 2.6 та рисунок 2.13.

Таблиця 2.6. Залежність температури в протипожежному відсіку Θ_g в момент часу t для сценарію 6

Стадія нагрівання		Стадія охолодження	
t, хв	Θ_g , °C	t, хв	Θ_g , °C
0	20	20,5	1106,5
4	1245,9	21	877,5
8	1322,1	21,5	648,4
12	1339,7	22	419,4
16	1343,8	22,87	20
20	1345		

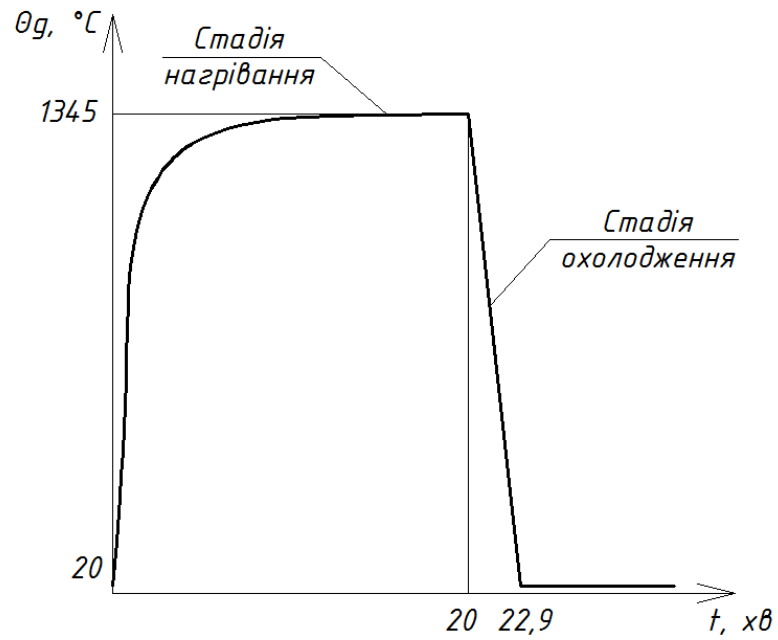
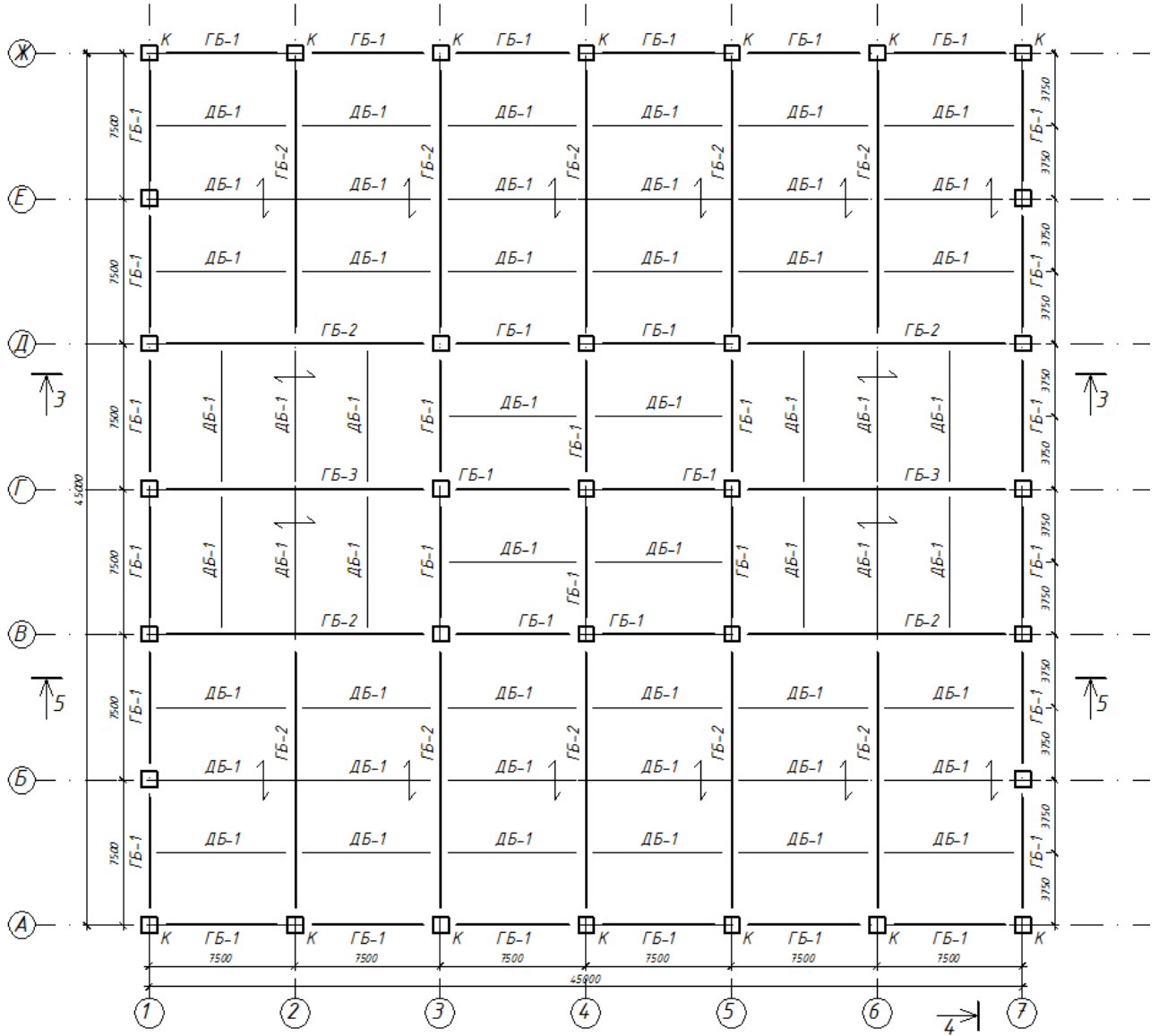


Рис. 2.13. Графік параметричної температурно-часової залежності для сценарію 6

Було визначено розрахункові зусилля для кожного елемента (див. таблицю 2.7). Маркування конструкцій показано на рисунку 2.14.

Маркувальний план типового поверху



а

Розріз 5-5

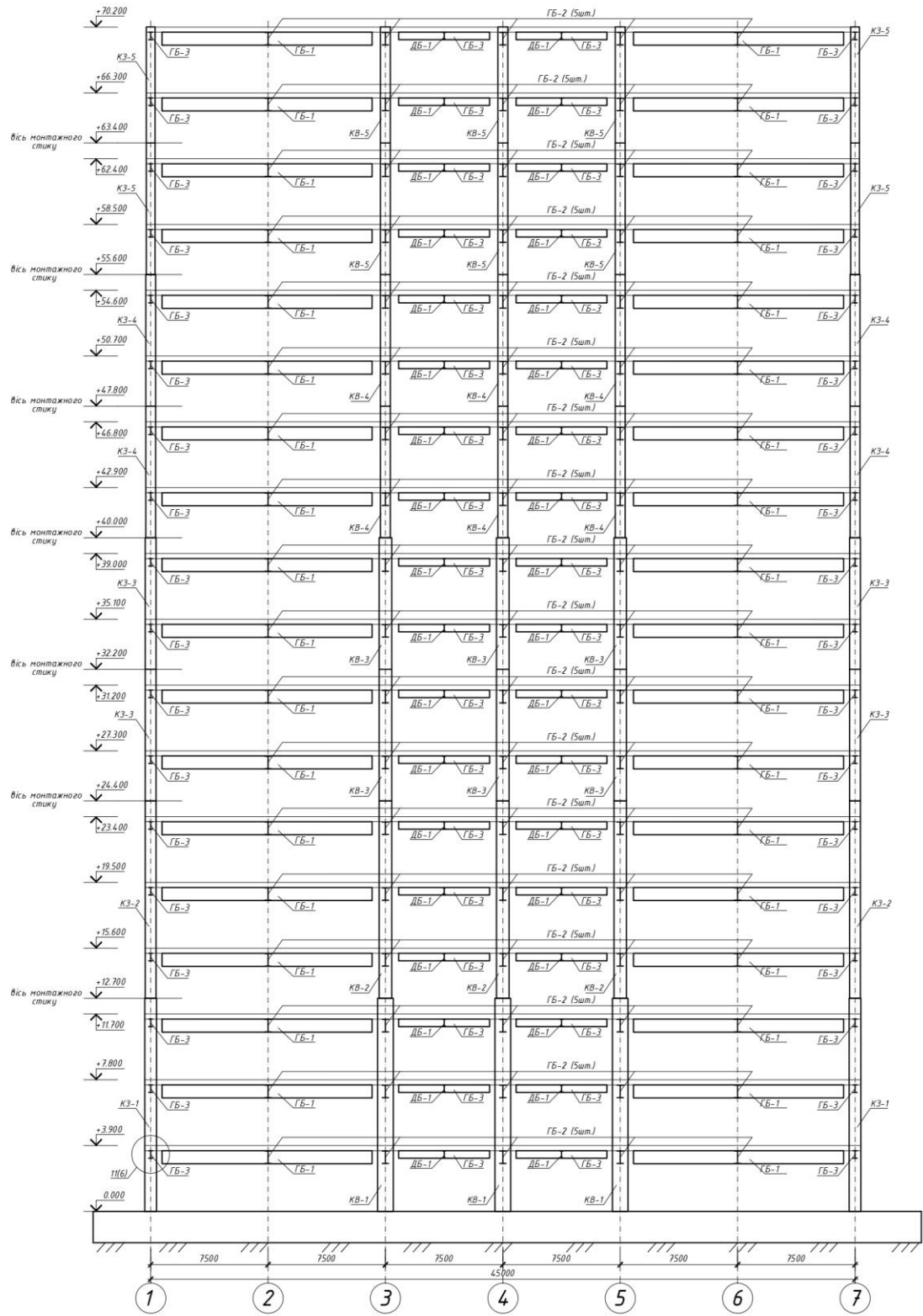


Рис. 2.14. Маркування конструкцій каркасу

Таблиця 2.7. Розрахункові зусилля в елементах каркасу

Конструктивний елемент	Переріз	Розрахункові зусилля		
		N, кН	M _z , кНм	M _y , кНм
Колони				
1-3 поверх(зовнішня)	2—850 x 25 , 2—850 x 25	-18932	459	1136
4-6 поверх(зовнішня)	2—850 x 25 , 2—850 x 25	-15586	187	1602
7-10 поверх(зовнішня)	2—750 x 25 , 2—750 x 25	-12304	131	1570
11-14 поверх(зовнішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	-8044	120	1540
15-18 поверх(зовнішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	-3869	110	1505
1-3 поверх(внутрішня)	2—1050x 36 , 2—1050 x 36	-32083	1632	463
4-6 поверх(внутрішня)	2—950 x 32 , 2—950 x 32	-26384	1239	719
7-10 поверх(внутрішня)	2—850 x 32 , 2—850 x 32	-20818	1116	736
11-14 поверх(внутрішня)	2—750 x 25 , 2—750 x 25	-13611	920	614
15-18 поверх(внутрішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	-6613	953	675
Балки				
ГБ-3	2—250 x 12 , —500 x 10	-	-511,7	-
ГБ-1	2—420 x 20 , —900 x 14	-	-2757,7	-
ГБ-2	2—420 x 20 , —900 x 14	-	-3266,5	-
ДБ-1	60Б2	-	396	-

Було визначено значення критичних температур незахищених сталевих конструкцій згідно Єврокоду 3 [87]. Значення критичних температур та перерізи елементів наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8. Критичні температури та коробчаті коефіцієнти перерізів

Конструктивний елемент	Переріз	Коробчатий коефіцієнт перерізу, м ⁻¹	Критична температура, °С
1-3 поверх(зовнішня)	2—850 x 25 , 2—850 x 25	41,2	600

4-6 поверх(зовнішня)	2—850 x 25 , 2—850 x 25	41,2	630
7-10 поверх(зовнішня)	2—750 x 25 , 2—750 x 25	41,3	638
11-14 поверх(зовнішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	41,8	630
15-18 поверх(зовнішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	41,8	667
1-3 поверх(внутрішня)	2—1050x 36 , 2—1050 x 36	28,7	614
4-6 поверх(внутрішня)	2—950 x 32 , 2—950 x 32	32,3	615
7-10 поверх(внутрішня)	2—850 x 32 , 2—850 x 32	32,4	627
11-14 поверх(внутрішня)	2—750 x 25 , 2—750 x 25	41,3	626
15-18 поверх(внутрішня)	2—560 x 25 , 2—560 x 25	41,8	651
ГБ-3	2—250 x 12 , —500 x 10	118	374
ГБ-1	2—420 x 20 , —900 x 14	78,2	604
ГБ-2	2—420 x 20 , —900 x 14	78,2	575
ДБ-1	60Б2	98,6	791

За критичними температурами було запроєктовано вогнезахист сталевих конструкцій згідно Eurocode 3 [87], забезпечивши межу вогнестійкості R180 (так як EN 1993-1-2:2005 [87] регламентує диференційований підхід - врахування вогнестійкості незахищених сталевих конструкцій при проектуванні вогнезахисту). Обраний вогнезахисний засіб – цементно-вермікулітові плити типу «Ендотерм 210104» як єдині на момент проведення дослідження (2018 рік) матеріали вогнезахисту сталевих конструкцій в Україні, що забезпечують межу вогнестійкості R180 [89] (див. рисунок 2.15). Результати розрахунку наведені в таблиці 2.9. Коробчатий коефіцієнт перерізу визначався з урахуванням того, що вогонь діє на балки каркасу з 3-х сторін, на колони – з 4-х (див. рисунок 2.16).

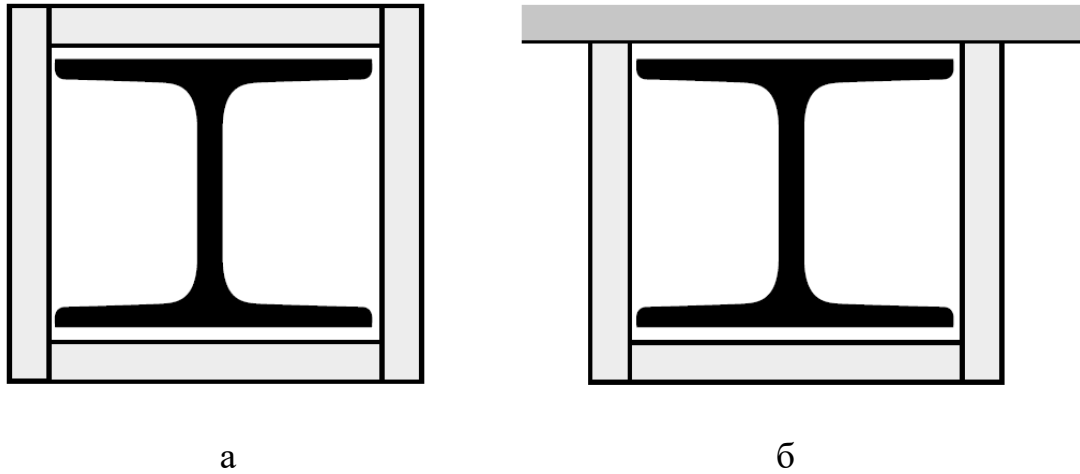


Рис. 2.15. Рішення з цементно-вермікулітових плит з вогнестійкістю R180: а – колон, б – балок

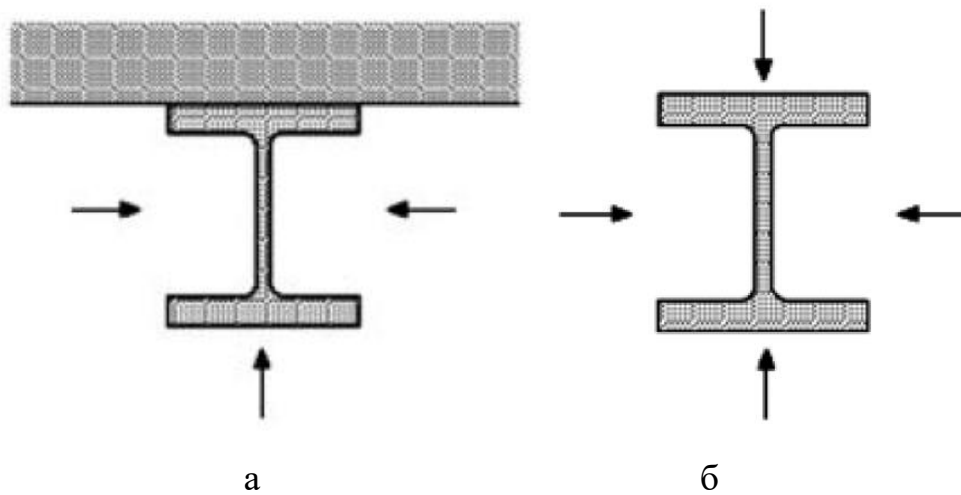


Рис. 2.16. Дія вогню пожежі на елементи каркасу: а – балок, б - колон

Таблиця 2.9. Товщини вогнезахисту

Конструктивний елемент	Коробчатий коефіцієнт перерізу, m^{-1}	Критична температура, $^{\circ}C$	Товщина вогнезахисту нормативна, мм	Товщина вогнезахисту прийнята, мм
1-3 поверх(зовнішня)	41,2	600	25,5	26
4-6 поверх(зовнішня)	41,2	630	23,7	24
7-10 поверх(зовнішня)	41,3	638	23,7	24

11-14 поверх(зовнішня)	41,8	630	23,7	24
15-18 поверх(зовнішня)	41,8	667	22,0	23
1-3 поверх(внутрішня)	28,7	614	23,7	24
4-6 поверх(внутрішня)	32,3	615	23,7	24
7-10 поверх(внутрішня)	32,4	627	23,7	24
11-14 поверх(внутрішня)	41,3	626	23,7	24
15-18 поверх(внутрішня)	41,8	651	22,0	23
ГБ-3	118	374	52,2	53
ГБ-1	78,2	604	32,9	33
ГБ-2	78,2	575	34,8	35
ДБ-1	98,6	791	32,0	32

Моделювання впливу пожежі на сталеві конструкції каркасу було виконане за допомогою статичних температурних навантажень. Навантаження відповідає максимальній температурі пожежі відповідно до сценарію. Значення навантажень були рівними температурам сталі захищених сталевих конструкцій, що були визначені згідно Eurocode 3 [87] для кожного сценарію. Для визначення температурних навантажень, що діятимуть на елементи відповідно до сценарію пожежі, враховано теплофізичні характеристики сталі, запроєктований вогнезахист сталевій конструкції, характеристики перерізу конструкції, режим пожежі.

Приріст температури $\Delta\theta_{a,t}$ за проміжок часу Δt для рівномірного розподілу температури в поперечному перерізі захищеної сталевій конструкції визначають за формулою [87]:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \frac{A_p}{V} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (2.13)$$

при $\Delta\theta_{a,t} \geq 0$, якщо $\Delta\theta_{g,t} > 0$,

де

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (2.14)$$

A_p/V – коефіцієнт перерізу сталевих конструкцій, вкритих вогнезахисними матеріалами, m^{-1} ;

A_p – площа поверхні вогнезахисного матеріалу на одиницю довжини;

V – об'єм конструкцій на одиницю довжини;

c_a – питома теплоємність сталі, Дж/кгК;

c_p – питома теплоємність вогнезахисного матеріалу, не залежна від температури, Дж/кгК;

d_p – товщина вогнезахисного матеріалу, м;

Δt – проміжок часу, при цьому $\Delta t \leq 30$ сек;

$\theta_{a,t}$ – температура сталі в момент часу t , °С;

$\theta_{g,t}$ – температура середовища (номінальної пожежі) у момент часу t , °С;

$\Delta\theta_{g,t}$ – приріст температури середовища (номінальної пожежі) у момент часу Δt , °С;

ρ_a – густина сталі, що приймається 7850 кг/м³;

λ_p – коефіцієнт теплопровідності вогнезахисної системи, Вт/мК;

ρ_p – густина вогнезахисного матеріалу, кг/м³.

Температуру сталі в момент часу t визначаємо методом інтерполяції з таблиці 2.11. При цьому було введено припущення, що ніяких інших температурних впливів крім пожежі не діє на конструкції і в момент часу $t=0$ температура сталі дорівнює 20 °С для будь-якого перерізу. Значення температури сталі незахищених сталевих елементів залежно від їх геометричних характеристик наведені в таблиці 2.10 [90].

Таблиця 2.10. Температура незахищених сталевих елементів при впливі стандартного температурного режиму протягом 15÷60 хвилин

Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °С				Коефіцієнт перерізу $[A_m/V]_{sh}$	Температура сталевих елементів, °С			
	15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин		15 хвилин	30 хвилин	45 хвилин	60 хвилин
10	113	255	406	545	130	620	801	894	940
20	193	428	625	735	140	634	809	895	940
30	264	551	727	831	150	645	814	895	941
40	327	634	759	899	160	655	819	896	941
50	382	689	813	922	170	664	822	896	941
60	430	720	850	931	180	671	825	897	942
70	472	734	870	934	190	677	827	897	942
80	508	741	881	936	200	682	828	897	942
90	538	752	886	937	250	700	833	898	943
100	564	766	890	938	300	708	835	899	943
110	586	780	891	939	350	714	836	900	944
120	604	792	893	939	400	717	837	900	944

Властивості матеріалу з прийнятого вогнезахисту (плити вермікулітові з цементом):

- густина вогнезахисного матеріалу, $\rho_p=800$ кг/м³;
- коефіцієнт теплопровідності вогнезахисної системи, $\lambda_p=0,2$ Вт/мК;
- питома теплоємність вогнезахисного матеріалу, $c_p =1200$ Дж/кгК.

Таблиця 2.11. Температури сталі

Конструктивний елемент	Коробчатий коефіцієнт перерізу, м ⁻¹	Товщина вогнезахисту у прийнята, мм	Коефіцієнт перерізу $[A/V]_{sh}$, м ⁻¹	Т при t=15хв, °С	Т при t=30хв, °С
1-3 поверх(зовнішня)	41,2	26	41.18	333,5	640,5
4-6 поверх(зовнішня)	41,2	24	41.18	333,5	640,5
7-10 поверх(зовнішня)	41,3	24	41.33	334,4	641,3
11-14 поверх(зовнішня)	41,8	24	41.79	336,8	643,8
15-18 поверх(зовнішня)	41,8	23	41.79	336,8	643,8
1-3 поверх(внутрішня)	28,7	24	28.73	255,0	535,4

4-6 поверх(внутрішня)	32,3	24	32.30	278,5	570,1
7-10 поверх(внутрішня)	32,4	24	32.43	279,3	571,2
11-14 поверх(внутрішня)	41,3	24	41.33	334,3	641,3
15-18 поверх(внутрішня)	41,8	23	41.79	336,8	643,8
ГБ-3	118	53	106,2	577,6	774,7
ГБ-1	78,2	33	70,41	473,5	734,3
ГБ-2	78,2	35	70,41	473,5	734,3
ДБ-1	98,6	32	88,76	534,3	750,6

Значення температурних навантажень для різних сценаріїв пожежі для різних елементів каркасу наведені в таблицях 2.12-2.17.

Таблиця 2.12. Температурні навантаження для 1-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(зовнішня)	96.7
4-6 поверх(зовнішня)	104.8
7-10 поверх(зовнішня)	104.9
11-14 поверх(зовнішня)	105.7
15-18 поверх(зовнішня)	110.3
1-3 поверх(внутрішня)	84.9
4-6 поверх(внутрішня)	91.1
7-10 поверх(внутрішня)	86.2
11-14 поверх(внутрішня)	104.9
15-18 поверх(внутрішня)	110.5
ГБ-3	68.0

ГБ-1	104.8
ГБ-2	97.8
ДБ-1	120.4

Таблиця 2.13. Температурні навантаження для 2-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(внутрішня)	71,2
4-6 поверх(внутрішня)	75,7
7-10 поверх(внутрішня)	71,1
11-14 поверх(внутрішня)	85,9
15-18 поверх(внутрішня)	90,7
ГБ-3	35.0
ДБ-1	87.0

Таблиця 2.14. Температурні навантаження для 3-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(зовнішня)	89.6
4-6 поверх(зовнішня)	97.5
7-10 поверх(зовнішня)	97.6
11-14 поверх(зовнішня)	97.6
15-18 поверх(зовнішня)	102.9
1-3 поверх(внутрішня)	79.6
4-6 поверх(внутрішня)	85.1
7-10 поверх(внутрішня)	80.3

11-14 поверх(внутрішня)	98.2
15-18 поверх(внутрішня)	102.7
ГБ-3	51.1
ГБ-2	85.7
ДБ-1	105.7

Таблиця 2.15. Температурні навантаження для 4-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(зовнішня)	95.0
4-6 поверх(зовнішня)	103.0
7-10 поверх(зовнішня)	84.8
11-14 поверх(зовнішня)	103.1
15-18 поверх(зовнішня)	108.6
1-3 поверх(внутрішня)	83.7
4-6 поверх(внутрішня)	89.6
7-10 поверх(внутрішня)	103.1
11-14 поверх(внутрішня)	103.9
15-18 поверх(внутрішня)	108.4
ГБ-3	63.6
ГБ-1	101.6
ГБ-2	94.5
ДБ-1	116.4

Таблиця 2.16. Температурні навантаження для 5-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(зовнішня)	92,7
4-6 поверх(зовнішня)	100,8
7-10 поверх(зовнішня)	100,9
11-14 поверх(зовнішня)	101,6
15-18 поверх(зовнішня)	106,1
ГБ-3	57.1
ГБ-1	97.5
ГБ-2	90.4
ДБ-1	111.4

Таблиця 2.17. Температурні навантаження для 6-го сценарію

Конструктивний елемент	Температурне навантаження на елемент, °С
1-3 поверх(зовнішня)	93.5
4-6 поверх(зовнішня)	101.5
7-10 поверх(зовнішня)	101.7
11-14 поверх(зовнішня)	102.4
15-18 поверх(зовнішня)	106.7
ГБ-3	60.1
ГБ-2	92.0
ДБ-1	113.4

Міцнісні та деформативні характеристики сталі були визначені згідно [87]. Після визначення значень температурних навантажень для кожного сценарію пожежі було виявлено, що міцнісні характеристики сталі в конструктивних елементах, що піддаються дії пожежі, майже не змінюються (при максимальному температурному навантаженні 115,2 °С значення границі пропорційності знижується на 2,9% та значення модуля пружності на 1,5%) при забезпеченні

вогнезахисними матеріалами межі вогнестійкості R180. Навантаження у аварійній ситуації приймаються постійні та довготривалі зі значенням коефіцієнтів надійності за навантаженням, що дорівнюють одиниці [91], та коефіцієнтом надійності за відповідальністю $\gamma_n=1,05$, що відповідає класу наслідків СС3 у аварійній розрахунковій ситуації при перевірці елементів за першою групою граничних станів [91]. Тому зниження характеристик сталі не враховувалося в розрахунку. Коефіцієнти надійності за матеріалом також прийняті рівними одиниці відповідно до [91]. Коефіцієнти сполучення навантажень прийняті як для аварійної ситуації [91]. Аварійним навантаженням в даному випадку є температурне навантаження. Розрахунок проведено з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності.

Після проведення розрахунку на дію пожежі було виявлено, що за жодного сценарію несуча здатність всіх конструктивних елементів каркасу не є забезпечена. Було прийнято рішення перевірити можливість запроектувати каркас таким чином, щоб не допускати локальне руйнування при розрахунку. Критерієм того, що в розрахунковій схемі каркасу не відбувається локального руйнування, є відсутність шарнірів пластичності в елементах каркасу.

Першою стратегією посилення живучості було обрано збільшення площі перерізів в каркасі. Розрахунок сталевих конструкцій виконано згідно Eurocode 3[62]. За результатами розрахунку маса сталі балок збільшилася на 83,9% після збільшення перерізів, що пояснюється виникненням в балках поздовжніх зусиль, значення яких досягають -316т. Маса сталі колон не збільшилася. Всього маса сталі каркасу збільшилася на 49,2 %.

З метою зменшення металоємності каркасу було розглянуто ще дві стратегії. **Другою стратегією забезпечення живучості** було забезпечення сумісної роботи сталевих балок із залізобетонною плитою перекриття. Маса сталі колон не збільшилася. Але маса сталі балок збільшилася на 129,4%, що пояснюється виникненням в балках значних поздовжніх зусиль, значення яких досягають - 1042

т, що набагато більше, ніж без спільної роботи балок із плитою. Всього маса сталі каркасу збільшилася на 76,7%, що більше, ніж при збільшенні перерізів.

Третьою стратегією було збільшення товщини вогнезахисного матеріалу

в балках із метою зменшення металоємності каркасу у порівнянні з варіантом зі збільшенням площі перерізів. Збільшення товщини було прийнято 3мм. Маса сталі балок при цьому збільшилася на 71,7%, що на 11,3% менше, ніж при стратегії зі збільшенням перерізів. Маса сталі колон не збільшилася. Всього масу сталі каркасу було збільшено на 42,6 %, що на 6,6% менше, ніж при стратегії зі збільшенням перерізів, та на 34,1% менше, ніж при стратегії із забезпеченням сумісної роботи сталевих балок із залізобетонною плитою перекриття. Розглянуті стратегії були порівняні з точки економічних витрат (таблиця 2.18). Аналізуючи економічні витрати, можна сказати, що витратиши додатково 1,19 млн. грн на вогнезахист, можна зекономити 7,92 млн. грн на метал каркасу.

Таблиця 2.18. Порівняння стратегій посилення живучості каркасу при пожежі

Стратегія	Заходи	Збільшення металоємності, %	Додаткові грошові витрати, млн. грн.*		
			На метал	На вогнезахист	Всього
1	Збільшення перерізів	49,2	58,74	-	58,74
2	Забезпечення сумісної роботи балок та з/б плити	76,7	91,74	-	91,74
3	Збільшення товщини вогнезахисного матеріалу в балках на 3 мм	42,9	50,82	1,19	52,01

* ціни наведено комерційні середньоринкові експертні для м. Київ станом на 2018 рік

2.2 Висновки до розділу 2

Для розділу 2 були зроблені наступні висновки:

- найбільш економічною з розглянутих стратегій посилення живучості СКББ при пожежі, не допускаючи локальне руйнування, є збільшення товщини вогнезахисного матеріалу в балках;
- вогнезахист, що забезпечує нормативну межу вогнестійкості R180 в сталевих конструкціях багатопверхових будівель, мінімізує температурні навантаження та дозволяє розрахувати каркас будівлі із урахуванням дії пожежі, але його недостатньо для того, щоб не відбувалось жодного руйнування в елементах каркасу;
- СКББ можливо запроектувати таким чином, щоб не допускати при розрахунку локального руйнування елементів конструктивної схеми внаслідок дії пожежі, але такі заходи потребують збільшення витрат на метал каркасу до 43%;
- при розрахунку сталевих каркасів на живучість при пожежі грають роль як протипожежні заходи, а й конструктивні;
- з метою визначення більш економічних заходів посилення живучості СКББ потрібно досліджувати їх роботу після локального руйнування;
- для визначення елементів, що руйнуються першими при пожежі необхідно досліджувати роботу каркасів на різних етапах пожежі до першого руйнування.

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ

3.1 Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель за різного розташування джерела пожежі

На відміну від удару чи вибуху дія пожежі більш розтягнута в часі. Тому досліджуючи живучість каркасів багатоповерхових будівель при пожежі необхідно проаналізувати не лише роботу каркасу після локального руйнування, а й ті процеси, що йому передують: початкові резерви несучої здатності, зміна внутрішніх зусиль, зміна механічних характеристик сталі при нагріванні, зміна жорсткостей та резервів несучої здатності елементів за різними факторами (міцність, загальна та місцева стійкість) в каркасі до першого руйнування внаслідок пожежі та їх вплив на живучість каркасу. Щоб дослідити роботу в конструкціях каркасу після першого руйнування (розділ 4) необхідно знати, які елементи, коли та за яких умов можуть руйнуватися.

В якості моделі для досліджень було обрано стержневу скінченно-елементну модель поперечника сталевих каркасу із 3-х прольотів та 3-х поверхів (див. рисунок 3.1). 3 поверхи є мінімальною кількістю поверхів у багатоповерхових будівлях, а за більшої кількості поверхів кількість шляхів перерозподілу зусиль при руйнуванні одного з елементів буде більшою і такий каркас буде більш живучий [19-22]. Кількість прольотів обумовлена наявністю як крайнього, так і середнього прольоту, щоб дослідити каркас на роботу при розташуванні пожежі в різних прольотах. Відповідно для каркасів з більшою кількістю поверхів та прольотів результати даних досліджень будуть також актуальними. Також будуть актуальними результати даних досліджень будуть і для каркасів, в яких балки примикають до колон в двох перпендикулярних напрямках, а не лише для поперечників, що в просторовому каркасу з'єднуються в'язями.

Прийнято, що прольот балки – 7,2м, висота поверху – 3,6м. Колони розкріплені із площини рами в рівні примикання балок, балки розкріплені із

площини з кроком 2,4м. Крок рам – 6м. Резерв несучої здатності у балок та колон був прийнятий однаковий - 50% з метою здійснення наочного порівняння зміни їх коефіцієнту використання несучої здатності в процесі пожежі. Бази колон жорсткі. Перерізи – складені двотаврові. Сталеві конструкції прийняті без вогнезахисту з метою наочного порівняння роботи балок і колон в каркасі в рівних умовах, так як в багатьох випадках норми [31] вимагають в одних випадках більшу межу вогнестійкості для колон каркасу, ніж для балок, в інших – однакову. Механізм руйнування, коли першим руйнується елемент колони є більш небезпечений, ніж коли першою руйнується балка (див. розділ 4), тому в даному випадку розглядається випадок, коли колона не має додаткового резерву вогнестійкості за рахунок різниці вогнезахисту. До того ж багаторівневі паркінги належить проектувати без вогнезахисту сталевих конструкцій [92].

Проведено дослідження роботи моделі на дію пожежі, проаналізовано зміну навантаженості в часі різних елементів каркасу при:

- різному розташуванні джерела пожежі;
- різних вузлах примикання балки до колони;
- різних початкових коефіцієнтах використання несучої здатності елементів;
- допущення або недопущення пластичних деформацій в балках.

Розглянуті 4 сценаріїв пожежі: нижній поверх – крайній прольот, нижній поверх – середній прольот, середній поверх – крайній прольот, середній поверх – середній прольот (див. рисунки 3.1, 3.10, 3.16, 3.22). Саме за такого переліку сценаріїв можуть бути досліджені: робота каркасу за пожежі в крайньому прольоті, коли балка, що розширюється спричинює згин в крайній колоні; вплив термічного розширення балки на внутрішні колони, що мають з іншого боку умовну опору у вигляді ненагрітої балки; вище описані явища на нижньому поверсі колони, де колона найбільше в каркасі навантажена поздовжньою силою, на проміжному поверсі, де колона навантажена менше.

Розглянуто два варіанти вузлів примикання балки до колони: жорсткі та шарнірні. Розгляд таких варіантів обумовлений дослідженням роботи балок з різною кількістю ступенів свободи при температурному розширенні.

Вертикальні навантаження на балки - дія постійного і тимчасового навантаження і горизонтальних на колони - дія вітрового навантаження). Навантаження були зібрані за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [93]. Розрахункова ситуація аварійна. На балки характеристичне навантаження було прийнято $1\text{т/м}^2 \times 6\text{м} = 6\text{т/м}$, що умовно моделює дію постійного та тимчасового навантаження. В вітчизняному нормативному документі [1] (єдиний, в якому згадується про навантаження за розрахунку на живучість) тимчасові короткочасні навантаження рекомендовано не враховувати при розрахунку на живучість. Але, так як в багатоповерхових будівлях вітрове навантаження суттєво завантажує елементи каркасу, то воно частково було враховано. Вказівки для врахування вітрового навантаження є в американських нормах UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse [28], де рекомендовано приймати 20-35%. Тому було прийнято 35% вітрового характеристичного для м.Київ. Сталь елементів С255. Підбір та перевірка перерізів виконана за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [94].

Режим пожежі прийнятий стандартний, так як в даному випадку розглядається пожежа в протипожежному відсіку. Температуро-часова залежність показана на рисунку 1.18. Дія пожежі змодельована температурними навантаженнями, що були визначені за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість [24] за формулою:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m}{V_c \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \Delta t,$$

де:

k_{sh} - поправочний коефіцієнт, що враховує вплив тіньового ефекту;

A_m/V - коефіцієнт перерізу незахищених сталевих конструкцій, який дорівнює не менше 10 м^{-1} ;

A_m - площа поверхні конструкцій на одиницю довжини;

V - об'єм конструкцій на одиницю довжини;

c_a - питома теплоємність сталі;

\dot{h}_{net} - розрахункове значення поглиненого питомого теплового потоку на одиницю площі;

ρ_a - густина сталі, рівна 7850 кг/м^3 ;

Δt - проміжок часу.

Розрахункова ситуація аварійна. Розрахунок на дію пожежі виконано нелінійний статичний, так як у пожежа не має фактору миттєвості як наприклад вибух, удар і т.д. Покроково з інтервалом в 30 секунд в нелінійній постановці (з урахуванням геометричної нелінійності) задавався приріст температури. Фізична нелінійність врахована за рахунок зміни міцнісних та деформативних характеристик сталі залежно від температури згідно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 [24]. Побудовано графіки коефіцієнтів використання несучої здатності за 1-м граничним станом для кожного значення часу з кроком 30 секунд. Дослідження були проведені до першого вичерпання несучої здатності за 1-м граничним станом в одному з елементів каркасу (далі в тексті – граничний стан). Прогини в даному випадку не обмежуються.

Розрахунок виконано в програмному комплексі SAP 2000v21. Вибір даного програмного комплексу обґрунтовується наявністю можливості змінювати характеристики матеріалу скінчених елементів на різних кроках нелінійного навантаження, зокрема модуль пружності сталі. Нелінійне навантаження задається в розділі Staged Construction (див. рисунок 3.1). Змінити матеріал можна за допомогою функції Change section (зміна перерізу на той самий, але з іншим модулем пружності сталі). Геометрична нелінійність враховується за рахунок ефекту P-Delta.

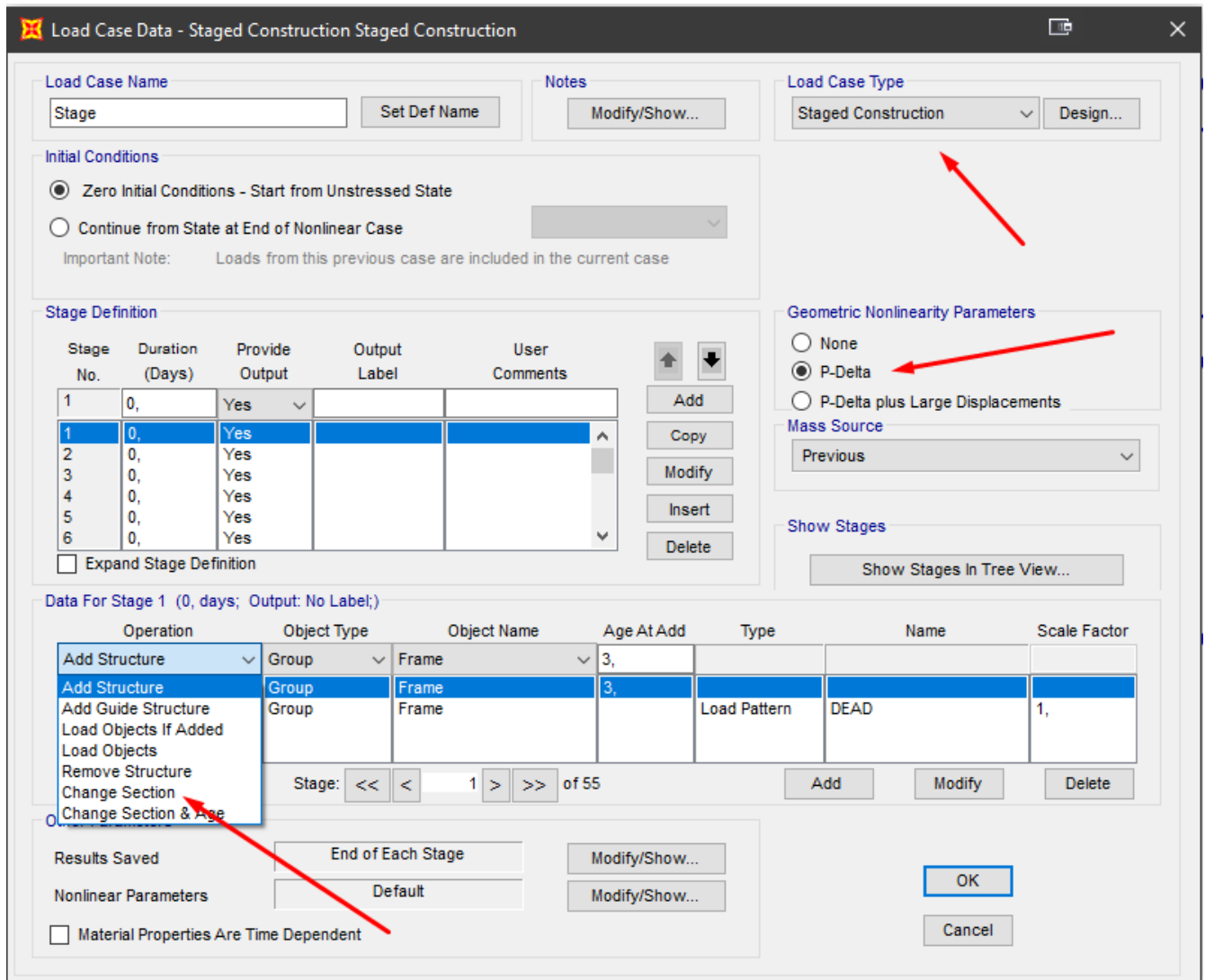


Рис. 3.1. Моделювання нелінійного навантаження в ПК SAP 2000v21

Для балкових елементів коефіцієнт використання несучої здатності визначався за наступною формулою:

$$\text{КВНЗ}_6 = \max \left(\frac{M_{Yn}}{M_{n,\min} R_{yn} \gamma_c} \leq 1; \frac{Q S_x \gamma_n}{I_x t_w R_{sn} \gamma_c} \leq 1; \frac{0,87 \gamma_n}{R_{yn} \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2} \leq 1; \frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_{yn} \gamma_c} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_w}{\lambda_{uw}} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_f}{\lambda_{uf}} \leq 1 \right) \quad (3.1)$$

Для елементів колон коефіцієнт використання несучої здатності визначався за наступною формулою:

$$\text{КВНЗ}_K = \max \left(\left(\frac{N_{Yn}}{A_n R_{yn} \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x \gamma_n}{c_x W_{xn,\min} R_{yn} \gamma_c} \leq 1; \frac{N_{Yn}}{\varphi_e A R_{yn} \gamma_c} \leq 1; \frac{N_{Yn}}{c_{\varphi y} A R_{yn} \gamma_c} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_w}{\lambda_{uw}} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_f}{\lambda_{uf}} \leq 1 \right) \quad (3.2)$$

В розрахунку було прийнято, що:

- вогонь діє на балки каркасу з 3-х сторін, на колони – з 4-х (див. рисунок 2.16);
- температура розподіляється рівномірно по довжині елементу та по перерізу;
- елементи каркасу не сприймають інших температурних дій крім пожежі;
- температурний вплив від пожежі не діє на балки перекриття поверху, над яким відбувається пожежа, що пояснюється наявністю підлоги, цементно-піщаної стяжки та залізобетонної плити, що сприймаються на себе дію температури;
- температурного впливу зазнають лише елементи той чарунки, в якій відбувається пожежа: прийнято, що інші сталеві конструкції відносяться до інших протипожежних відсіків;
- несуча здатність вузлових з'єднань каркасу завжди більша, ніж у елементів;
- граничний стан настає в елементах каркасу, коли значення КВНЗ стає рівним або більшим за одиницю згідно формул 3.1 та 3.2.

Кожний розрахунок виконаний за наступною послідовністю:

- підбір перерізів каркасу;
- визначення температурних навантажень для елементів колони та балки для кожного етапу температурного навантаження (з кроком часу 30с);
- визначення значень модуля пружності для нагрітих елементів залежно від значення температури сталі;
- задання нелінійного навантаження з урахуванням геометричної нелінійності та покроковою зміною модуля пружності;
- визначення КВНЗ для кожного кроку для всіх елементів каркасу згідно формул 3.1 та 3.2;
- закінчення розрахунку, коли КВНЗ одного з елементів досягає значення одиниці;
- побудова графіків зміни КВНЗ різних елементів в часі, діаграм приросту КВНЗ від початку розрахункової пожежі до настання граничного стану;
- аналіз результатів розрахунку.

Сценарій 1. Пожежа відбувається в крайньому прольоті на нижньому поверсі жорсткої рами (див. рисунок 3.2).

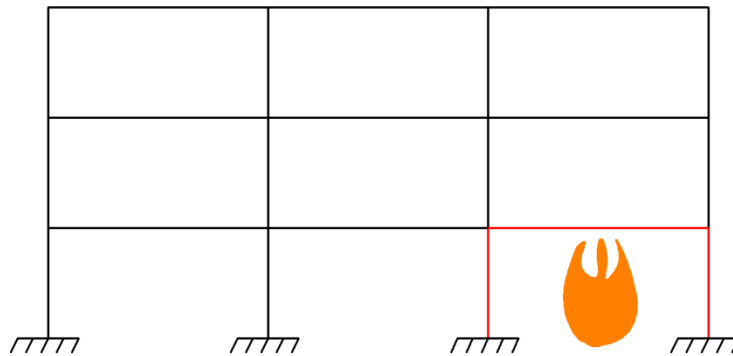
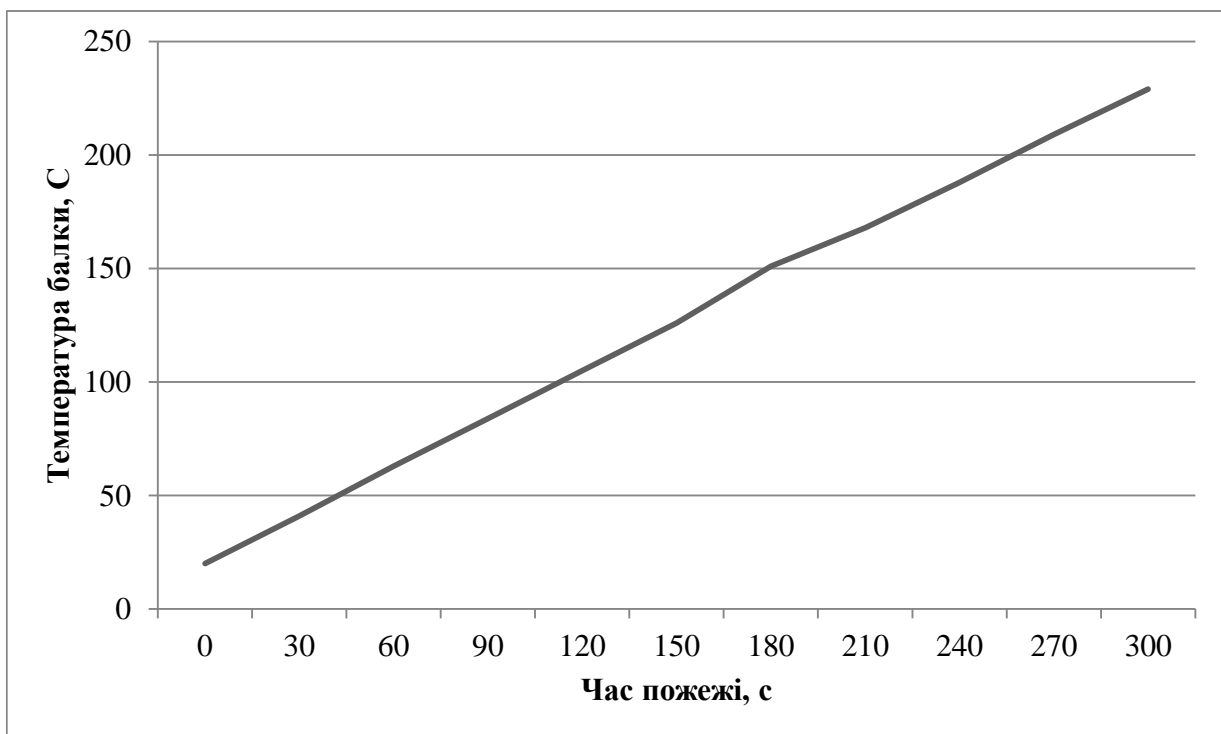
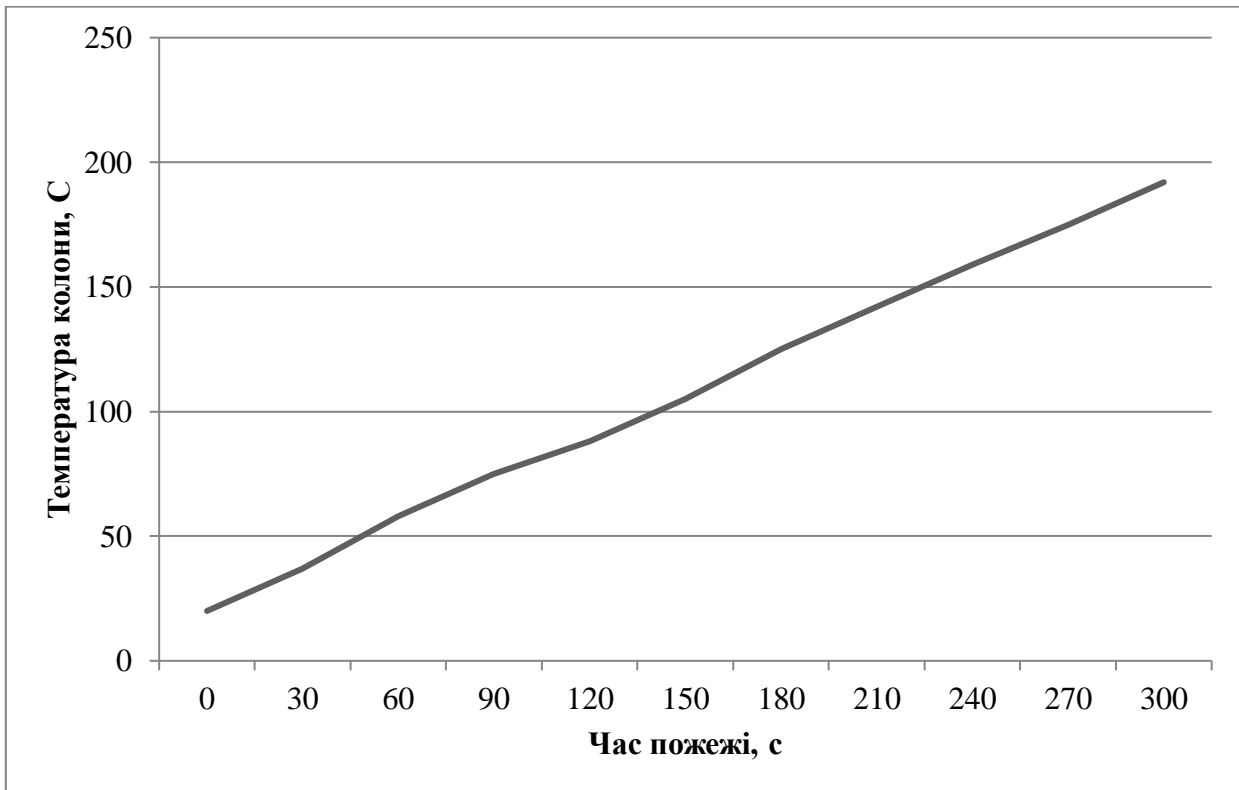


Рис. 3.2. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в крайньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $300\text{с}=5\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.3. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є нагріта крайня колона. Граничний стан наступив в перерізі примикання балки до колони від втрати стійкості із площини рами.



а



б

Рис. 3.3. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни коефіцієнта використання несучої здатності (далі в тексті - КВНЗ) залежно від часу пожежі показано на рисунку 3.4. Різниця між початковим та кінцевим коефіцієнтом використання несучої здатності (до настання граничного стану) показана на рис. 3.5.

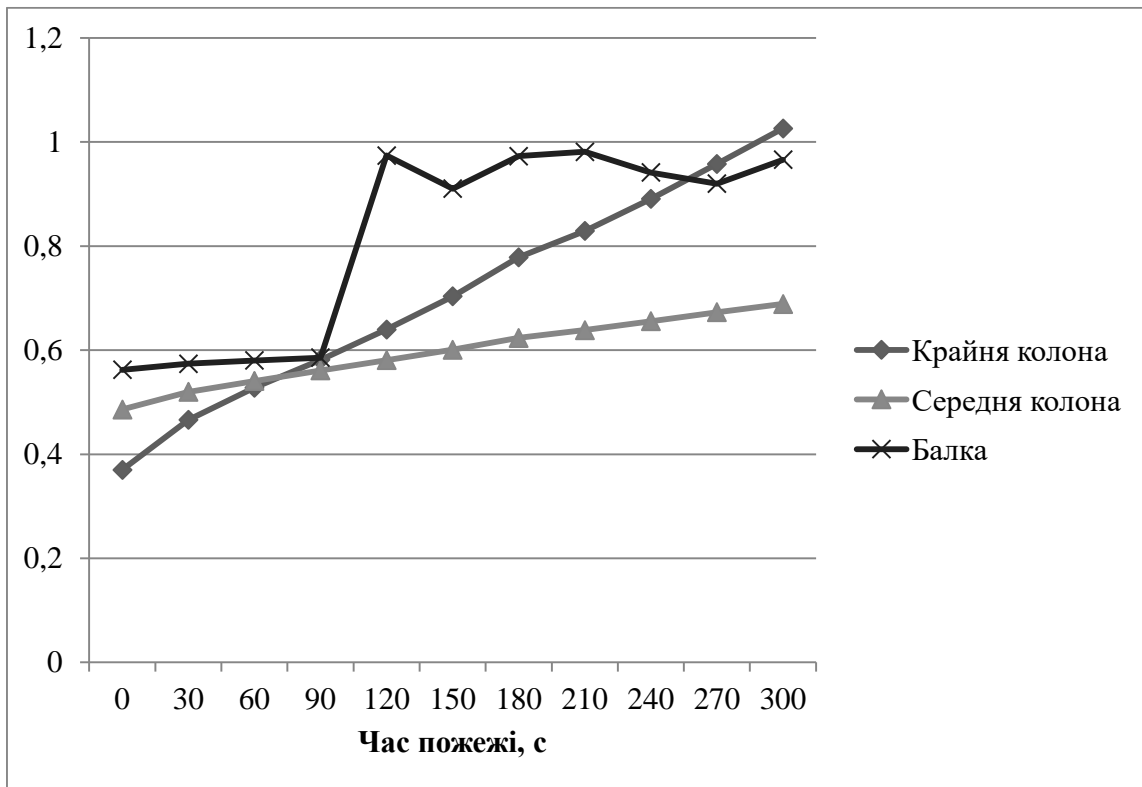


Рис.3.4. Графік зміни КВНЗ для сценарію 1

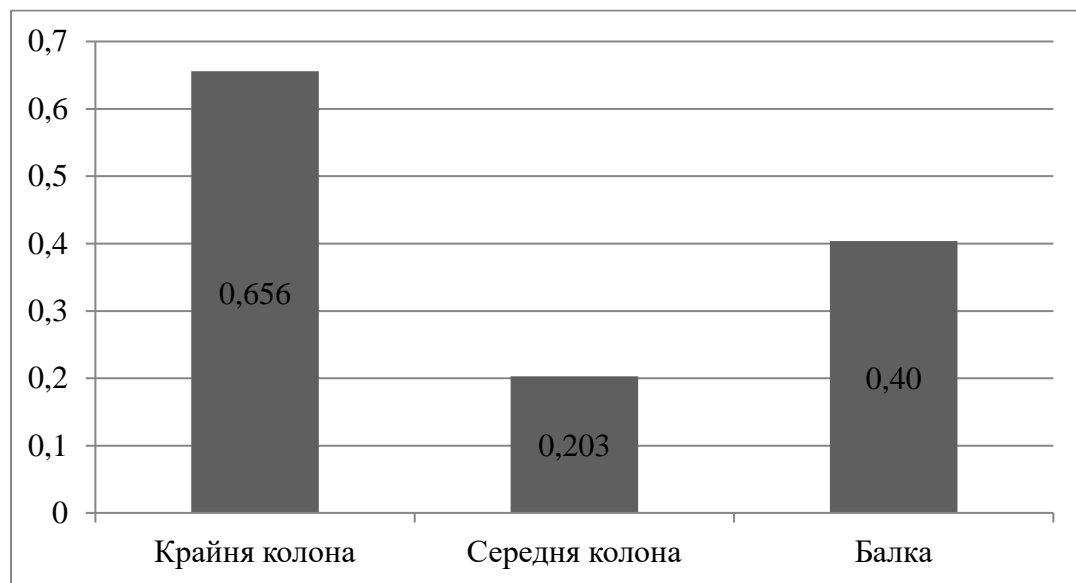


Рис. 3.5. Приріст КВНЗ для сценарію 1

Незважаючи на те, що середня колона на початку пожежі була більш завантажена, але внаслідок згину, що спричинений термічним розширенням балки, швидше завантажується крайня колона та в ній швидше настає граничний стан. Зміну згинального моменту в крайній та середній колоні показано на графіку (див.

рисунок 3.6). Більший згинальний момент в крайній колоні, ніж у середній пояснюється відсутністю опори. До руйнування крайня колона завантажується на 65,6%, а середня лише на 20,3%. Стискувальна сила в колонах майже не змінюється (див. рисунок 3.7).

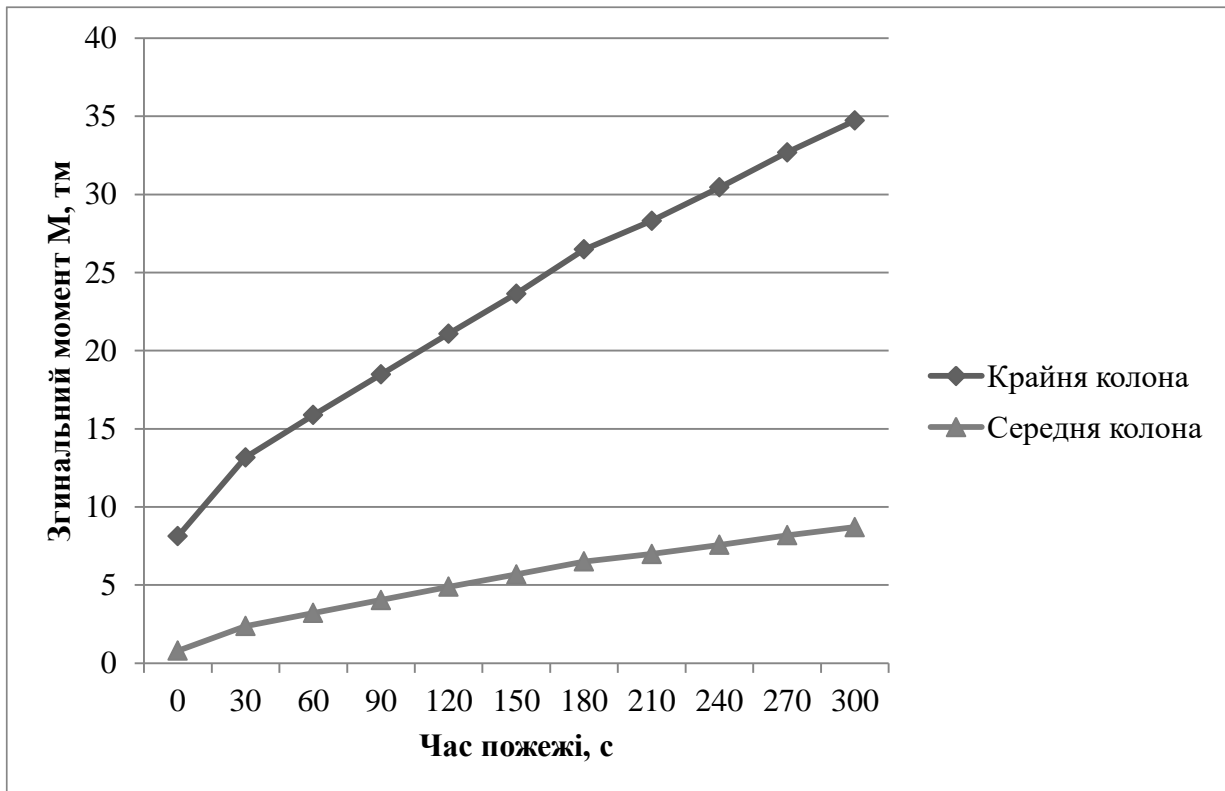


Рис. 3.6. Зміна згинального моменту в колонах

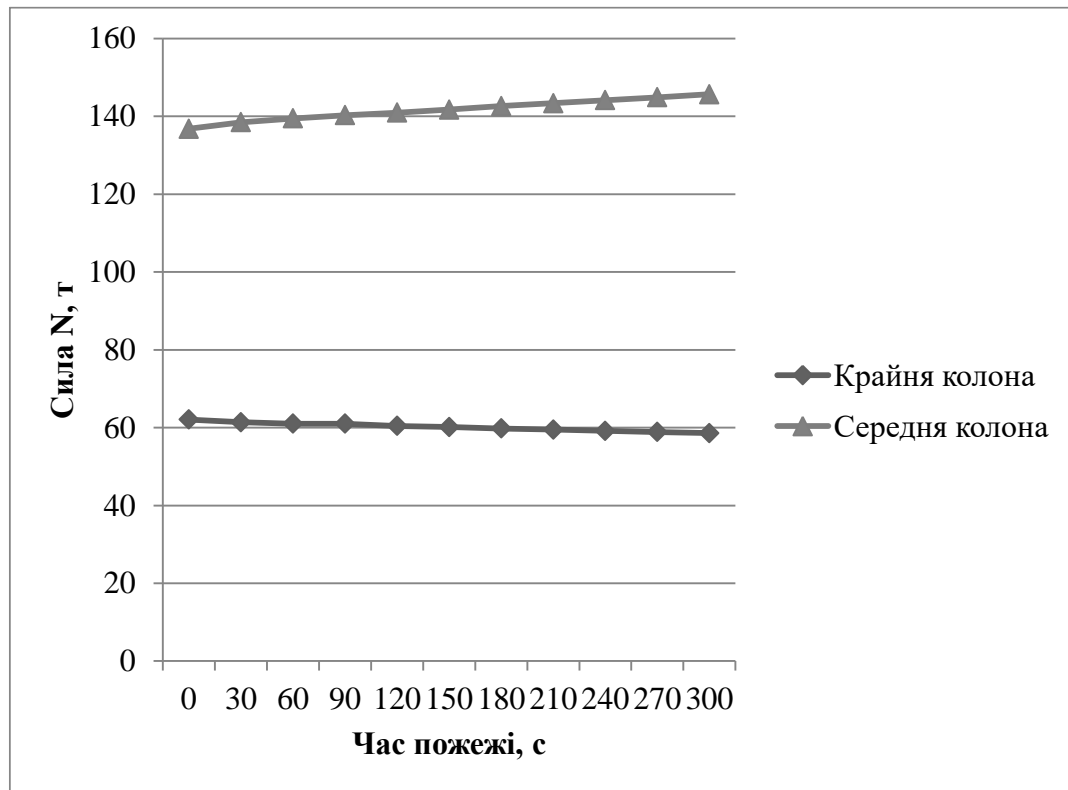


Рис. 3.7. Зміна стискувальної сили в колонах

З рисунку 3.4 можна побачити, що на графіку КВНЗ балки відбувається стрибок. Це пояснюється тим, що коли в балці збільшується поздовжня сила за рахунок дії температурного навантаження, зведений відносний ексцентриситет m_{ef} зменшується нижче значення 20, за якого напружений стан балки стиснуто-зігнутий, а не згинальний. На графіку зміни коефіцієнту використання несучої здатності за різними факторами (див. рисунок 3.8) можна побачити, що стрибок відбувається в коефіцієнту використання несучої здатності за місцевою стійкістю поясу. Пониження після на графіку КВНЗ пояснюється зміною максимального значення у переліку в формулі 3.1.

Графік зміни поздовжньої сили та зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} в балці показані на рисунках 3.9. 3.10.

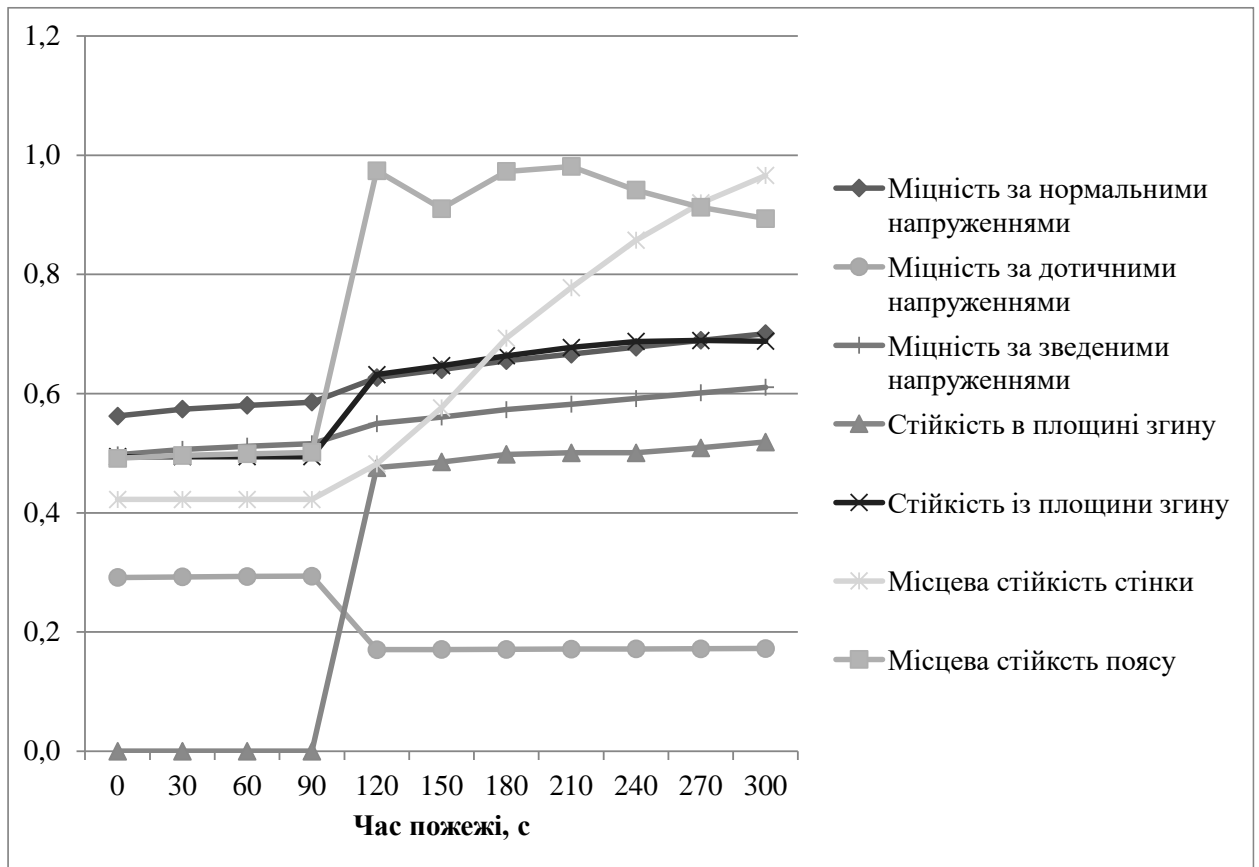


Рис. 3.8. Зміна КВНЗ крайньої нагрітої балки за різними факторами

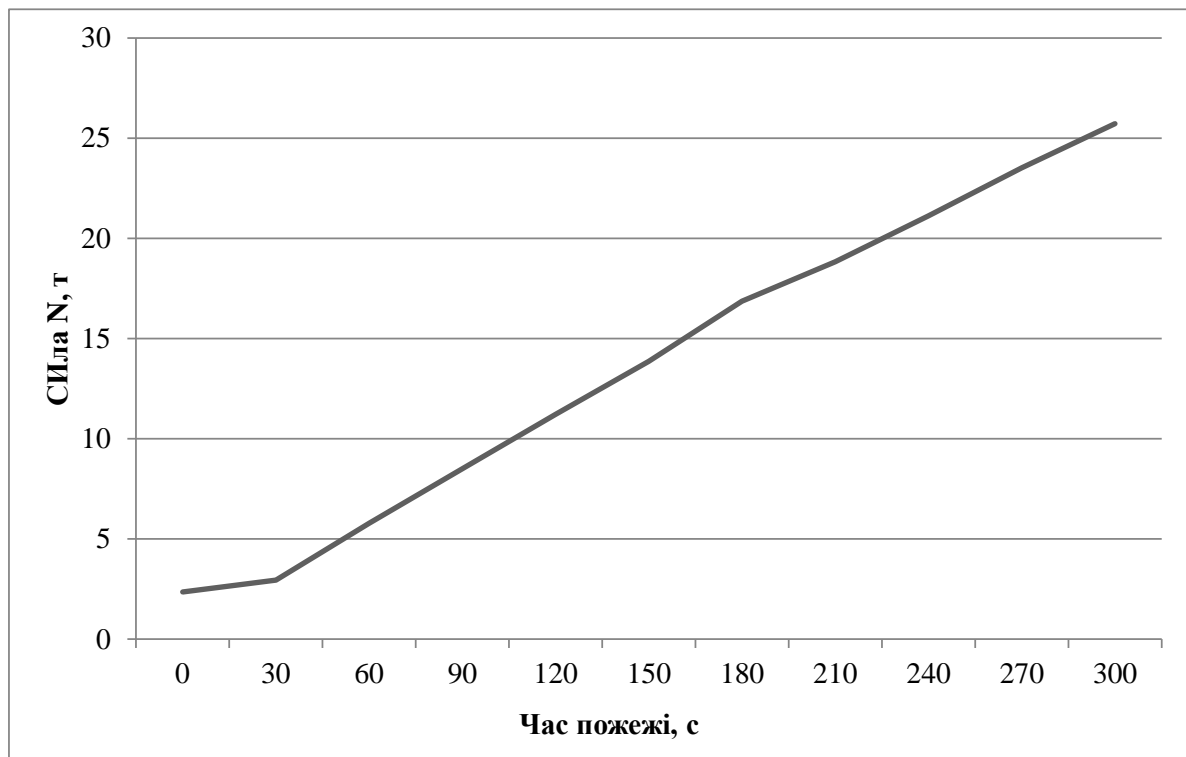


Рис. 3.9. Графік зміни поздовжньої сили в нагрітій балці

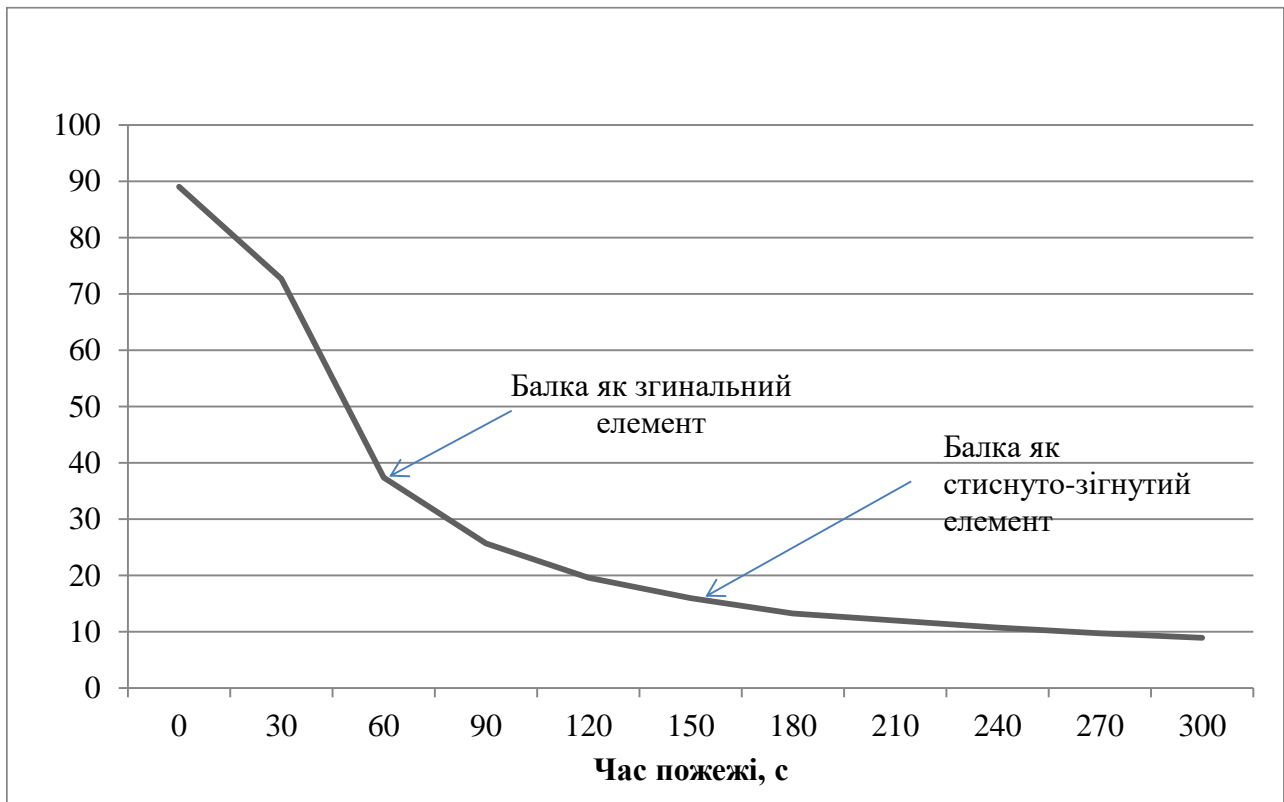


Рис. 3.10. Графік зміни m_{ef} в балці

З графіків видно, що поздовжня сила в балці від 2т до пожежі змінюється до 25т. Із часу 120с=2хв балка починає нормативно працювати як стиснуто-зігнутий елемент і завантаженість зростає на 45,8% (по місцевій стійкості поясу). Проте незважаючи на різкий приріст на графіку КВНЗ нагрітої балки внаслідок зростання поздовжньої сили перший граничний стан в каркасі від пожежі саме у крайній колоні від згину.

Сценарій 2. Пожежа відбувається в середньому прольоті на нижньому поверсі жорсткої рами (див. рисунок 3.11).

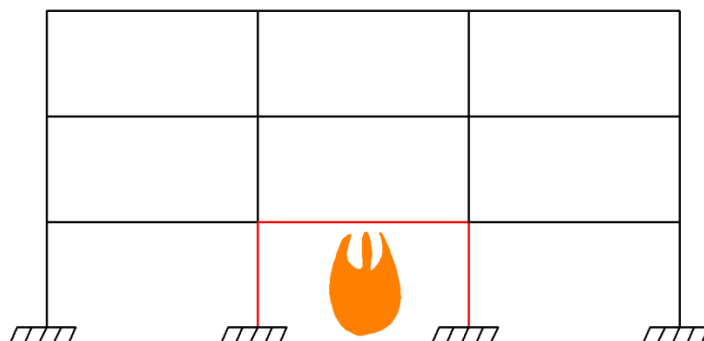
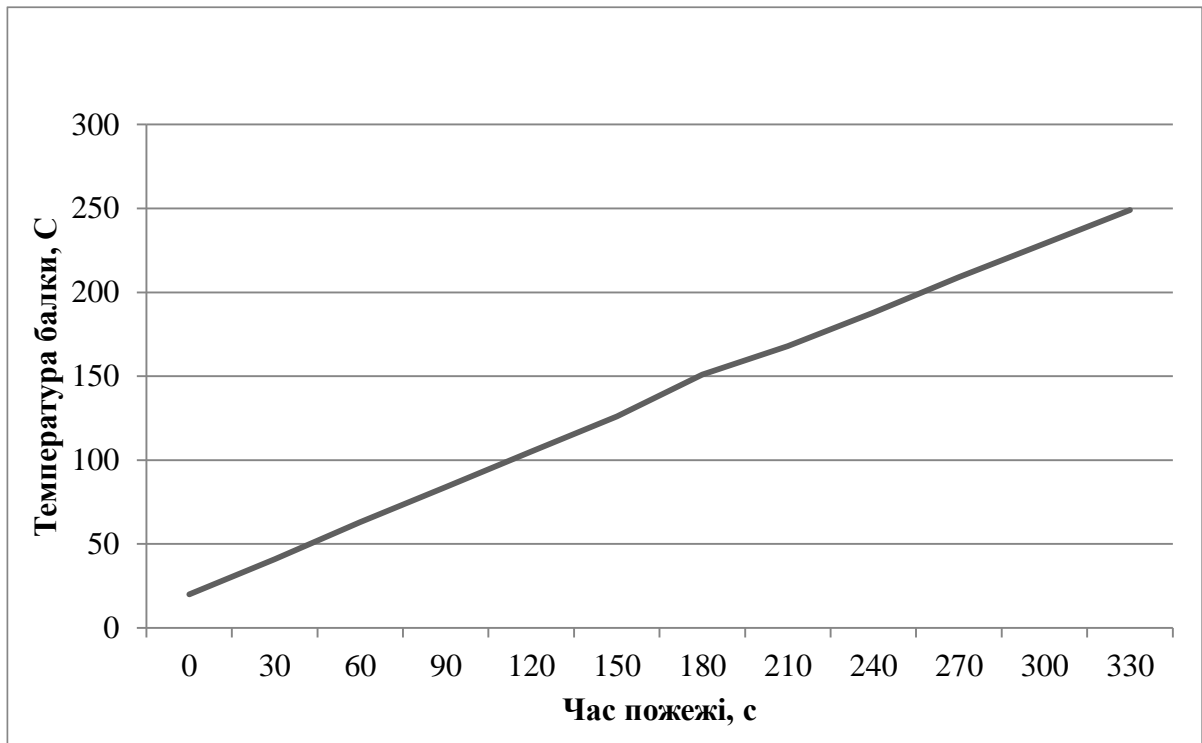
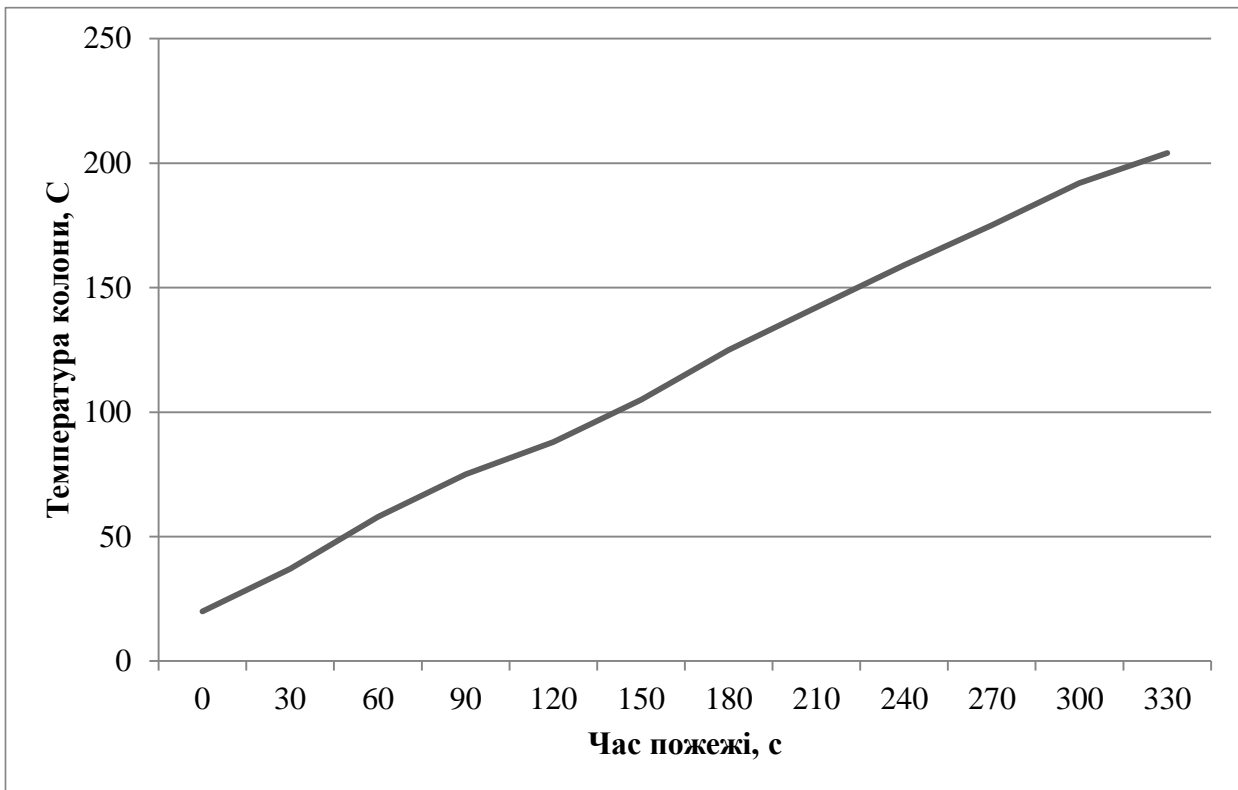


Рис. 3.11. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в середньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $330\text{с}=5,5\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.12. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є крайня балка. Граничний стан відбувся від втрати місцевої стійкості поясу.



а



б

Рис. 3.12. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни КВНЗ залежно від часу пожежі показано на рисунку 3.13.

Різниця між початковим та кінцевим КВНЗ показана на рисунку 3.14.

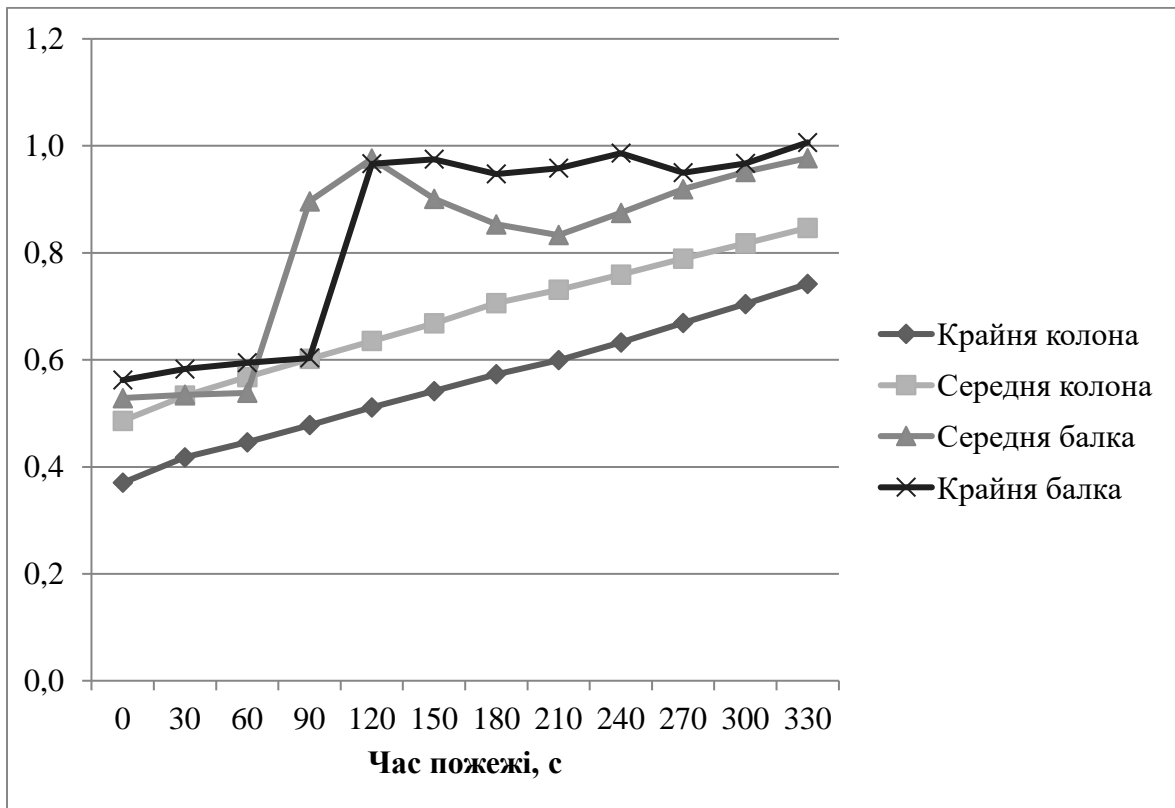


Рис. 3.13. Графік зміни КВНЗ різних елементів каркасу для сценарію 2

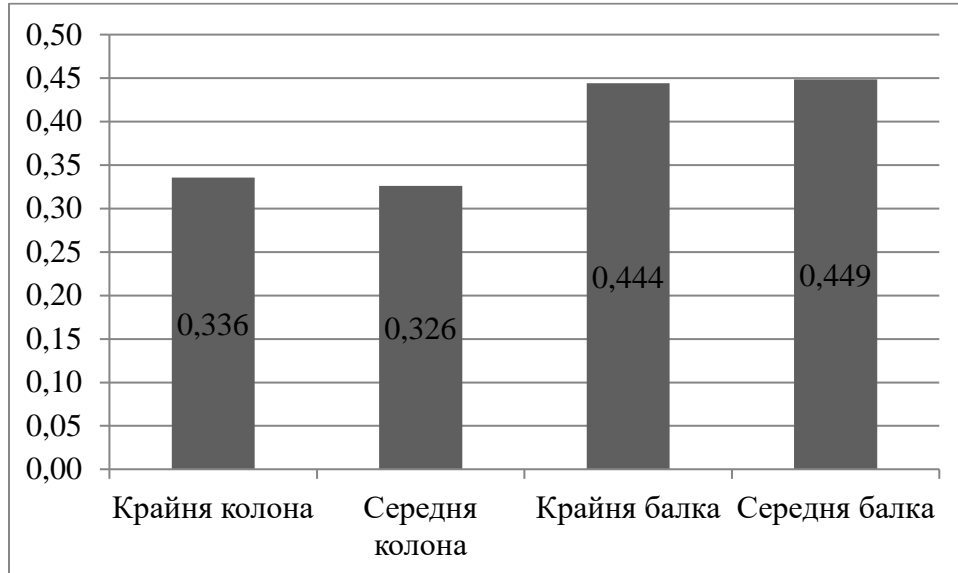


Рис. 3.14. Приріст КВНЗ різних елементів каркасу для сценарію 2

З рисунку 3.13 можна побачити, що на графіку КВНЗ як крайньої, так і середньої балки відбувається стрибок. В крайній балці стрибок відбувається пізніше, ніж у середній, що нагрівається, але граничний стан в ній відбувається раніше. З рис. 3.14 можна побачити, що в середньому прольоті на відміну від

крайнього швидше завантажується балка, ніж колона. Графік зміни поздовжньої сили та зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} в балці показані на рисунках 3.15, 3.16.

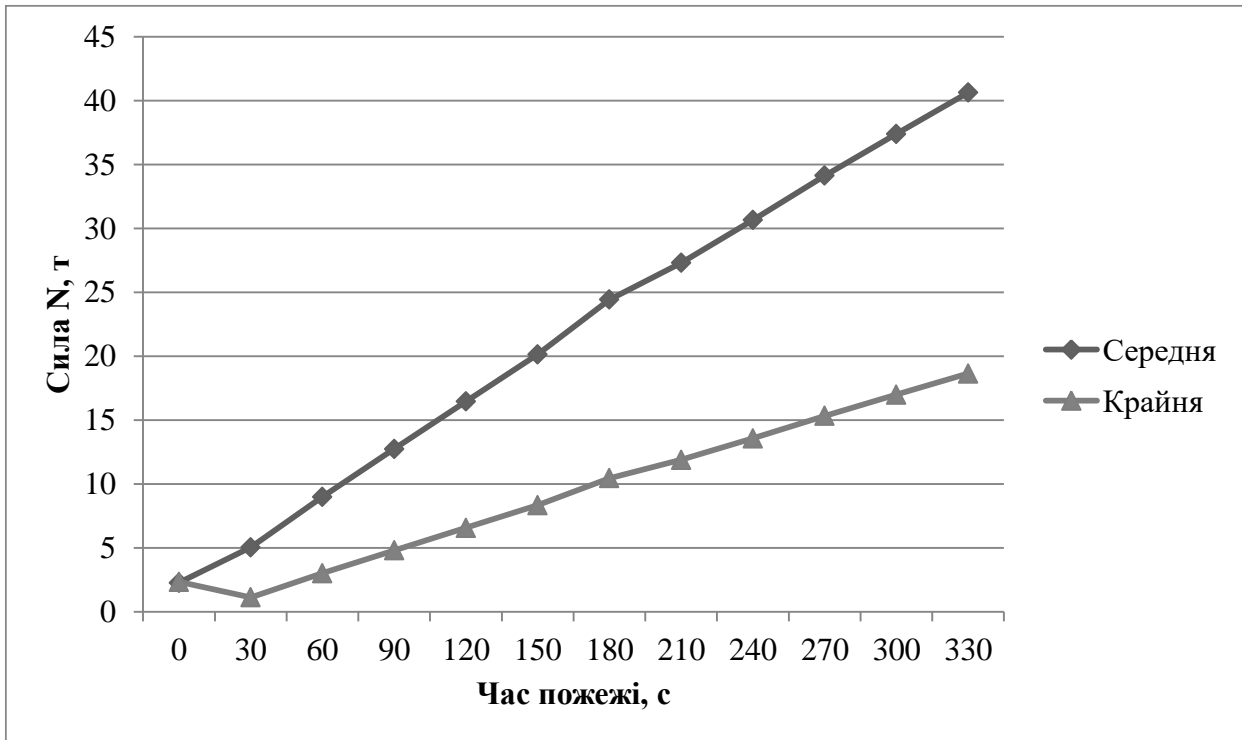


Рис. 3.15. Графік зміни поздовжньої сили в балках

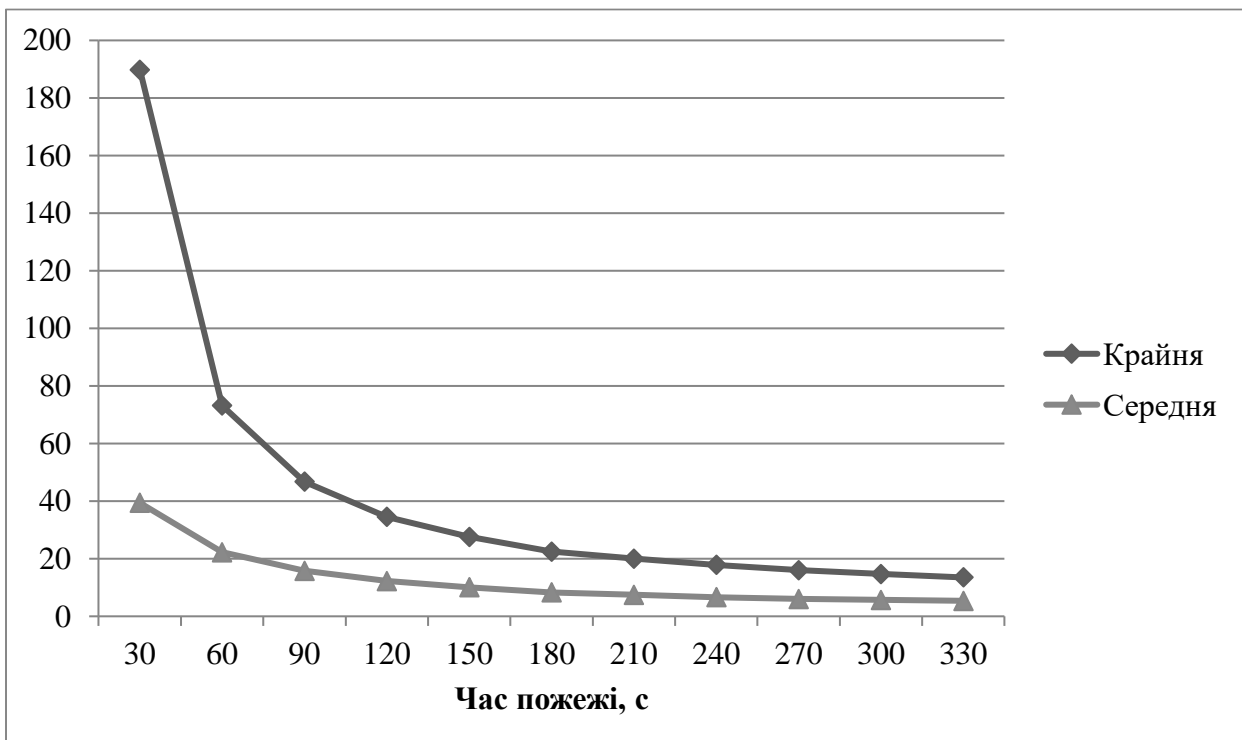


Рис. 3.16. Графік зміни m_{ef} в балках

Граничний стан в крайній балці настає, коли середня досягла температури 249°C . Більш раннє настання граничного стану саме в крайній балці, а не в середній, на яку діє вогонь, пояснюється меншим значенням зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} , що зумовлене меншим відношенням моменту до поздовжньої сили.

Сценарій 3. Пожежа відбувається в крайньому прольоті на проміжному поверсі жорсткої рами (див рисунок 3.17).

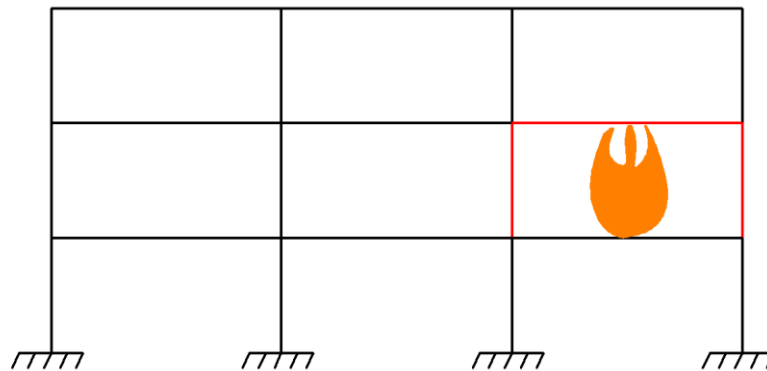
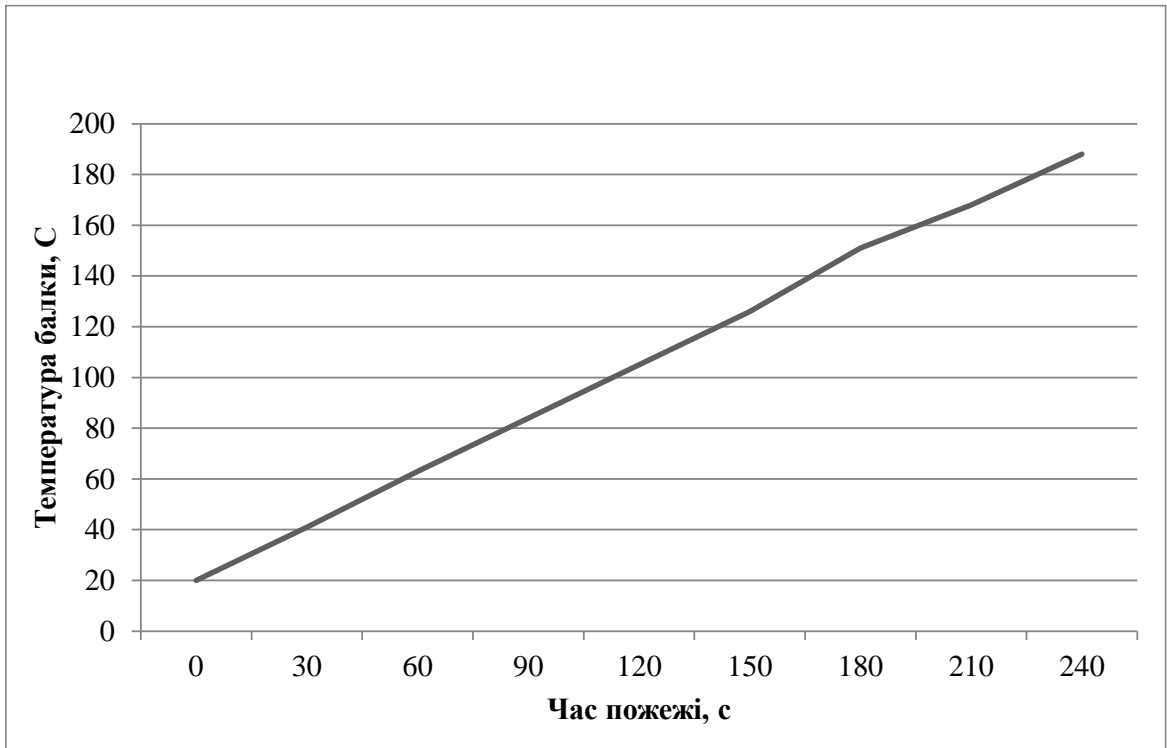
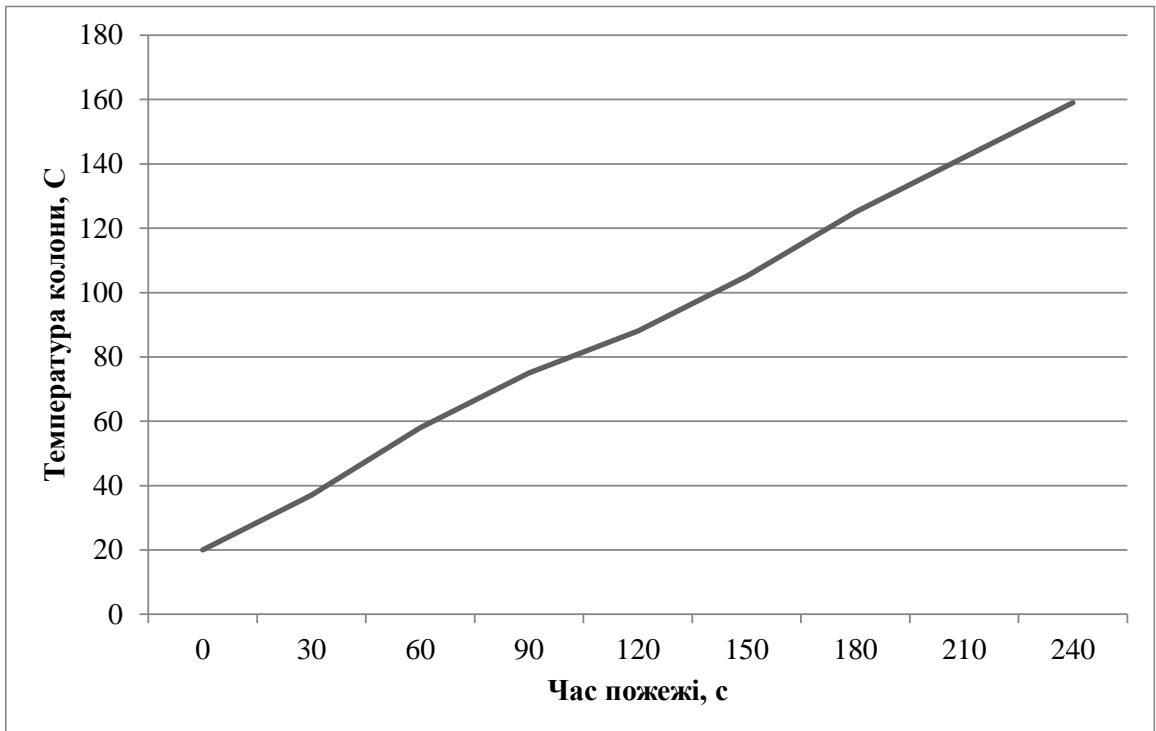


Рис. 3.17. Сценарій пожежі на проміжному поверсі в крайньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $240\text{с}=4\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.18. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є крайня балка. Руйнування відбулося від втрати місцевої стійкості поясу.



а



б

Рис. 3.18. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни коефіцієнта несучої здатності залежно від часу пожежі показано на рис. 3.19. Різниця між початковим та кінцевим коефіцієнтом завантаженості (до першого руйнування) показана на рис. 3.20.

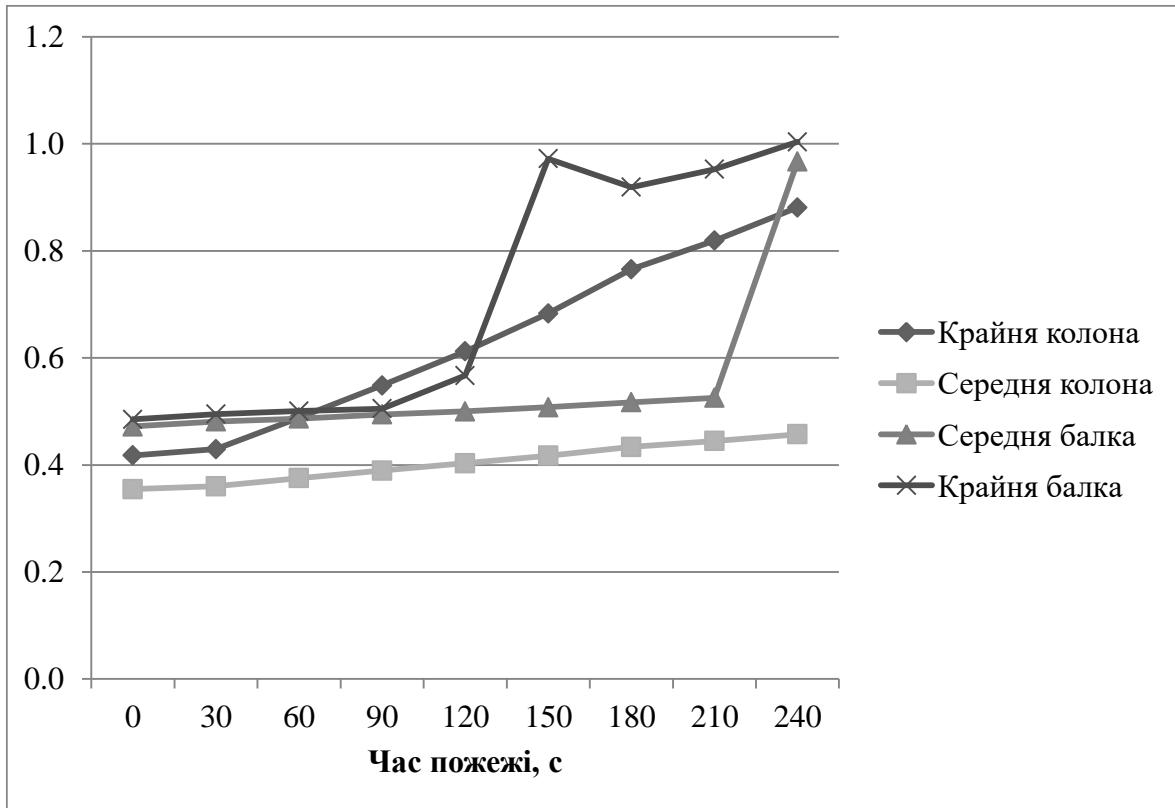


Рис. 3.19. Графік зміни КВНЗ різних елементів каркасу

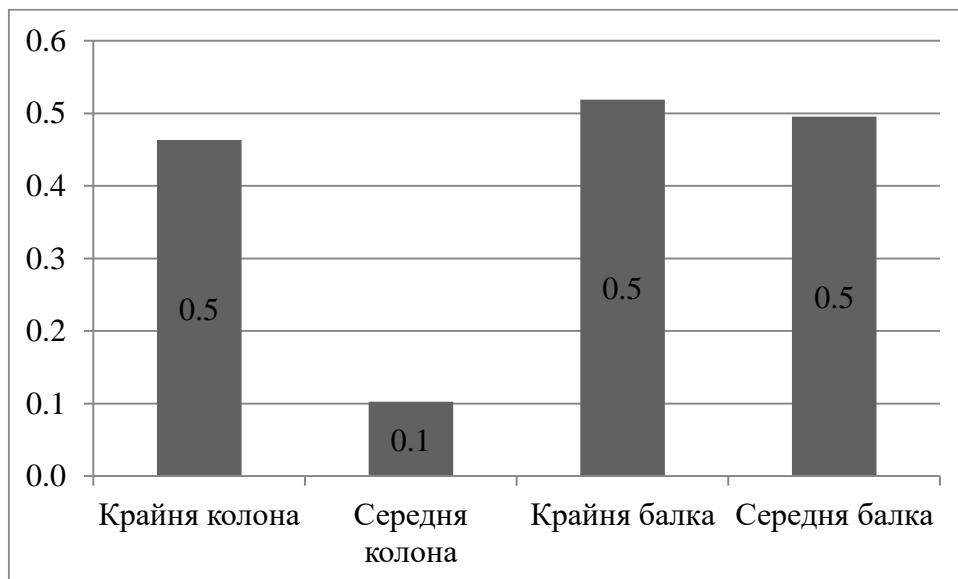


Рис. 3.20. Приріст КВНЗ різних елементів каркасу

З рис. 3.19 можна побачити, що на графіку завантаженості балки відбувається стрибок. Графік зміни поздовжньої сили та зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} в балці показані на рисунках 3.21, 3.22. З рис. 3 можна побачити, що в крайньому прольоті на проміжному поверсі на відміну від нижнього швидше завантажується балка, ніж колона, хоча різниця складає лише 5,6%.

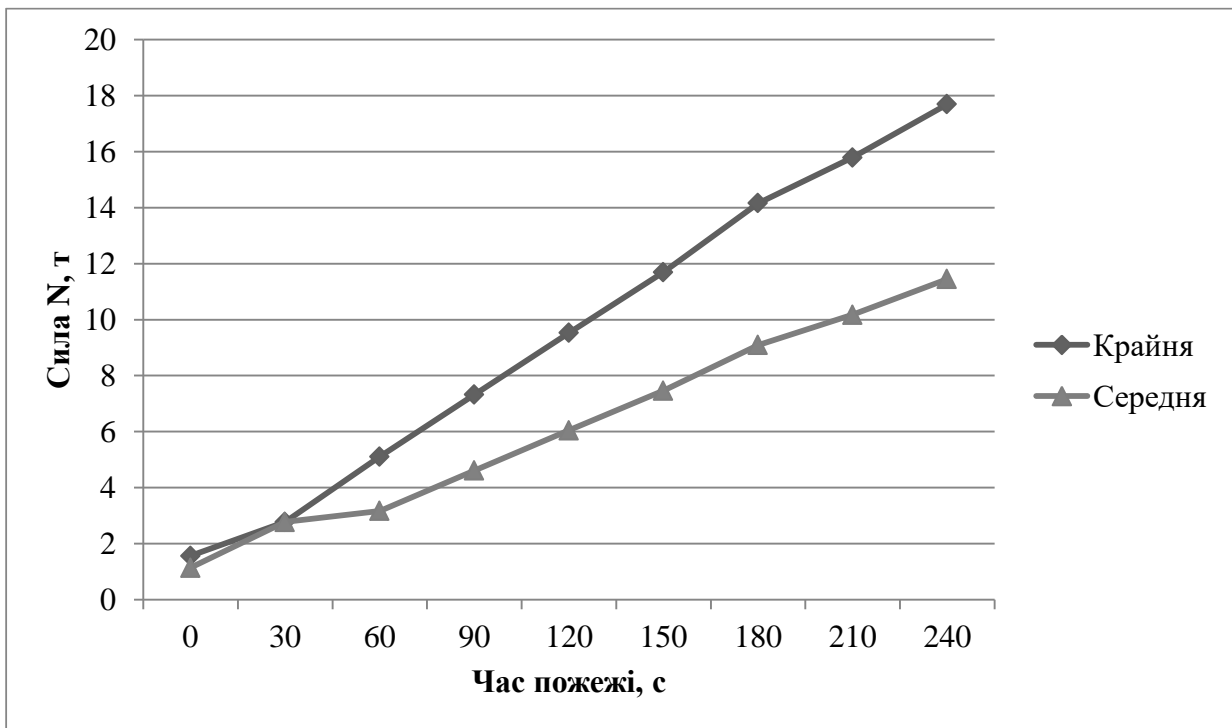


Рис. 3.21. Графік зміни поздовжньої сили в балці внаслідок температурного розширення

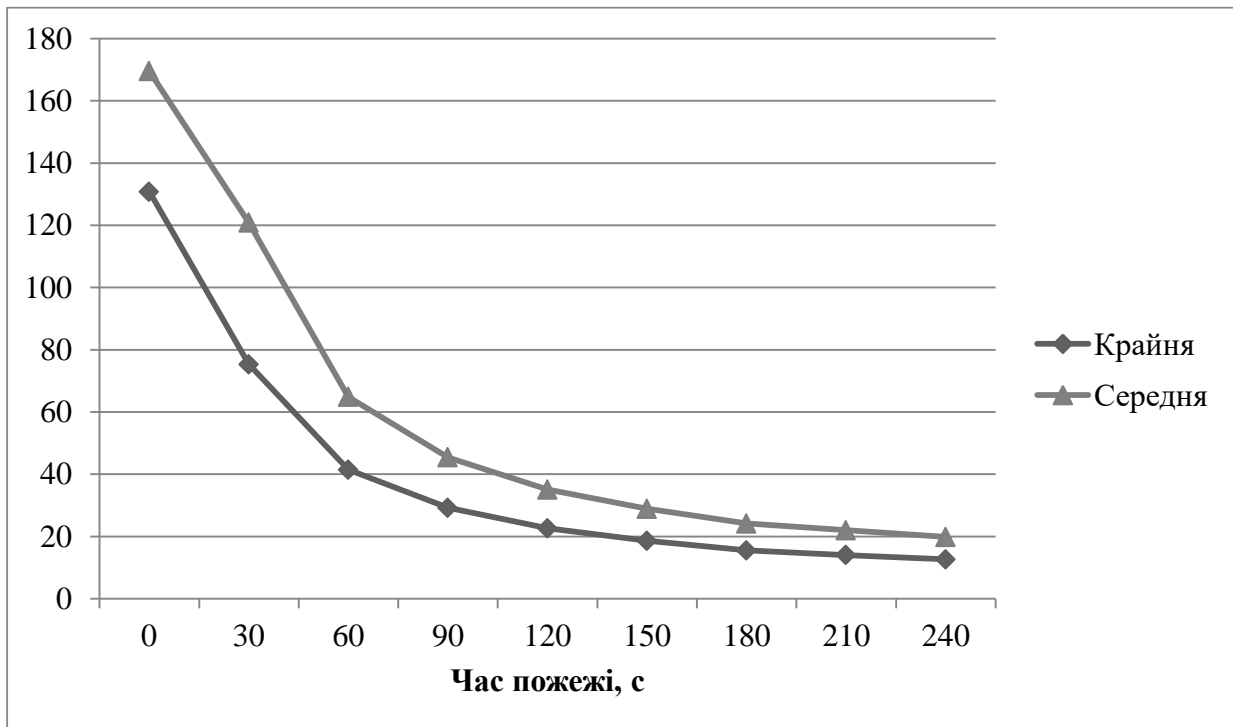


Рис. 3.22. Графік зміни m_{ef} в балці

Граничний стан настає в крайній балці, коли вона досягла температури 188°C . В крайній балці на проміжному поверсі граничний стан настає раніше, ніж в середній. Але в середній балці також виникають великі поздовжні сили внаслідок термічного розширення сусідньої та її КВНЗ збільшується на 44,2%, так як m_{ef} зменшується нижче значення 20, за якого напружений стан в балці стиснуто-зігнутий, а не згинальний.

Сценарій 4. Пожежа відбувається в середньому прольоті на проміжному поверсі жорсткої рами (див. рисунок 3.23).

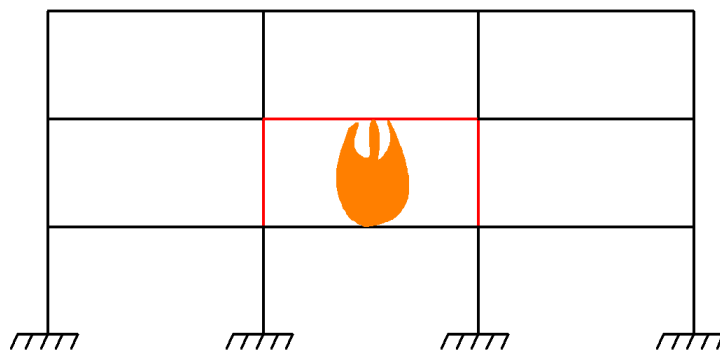
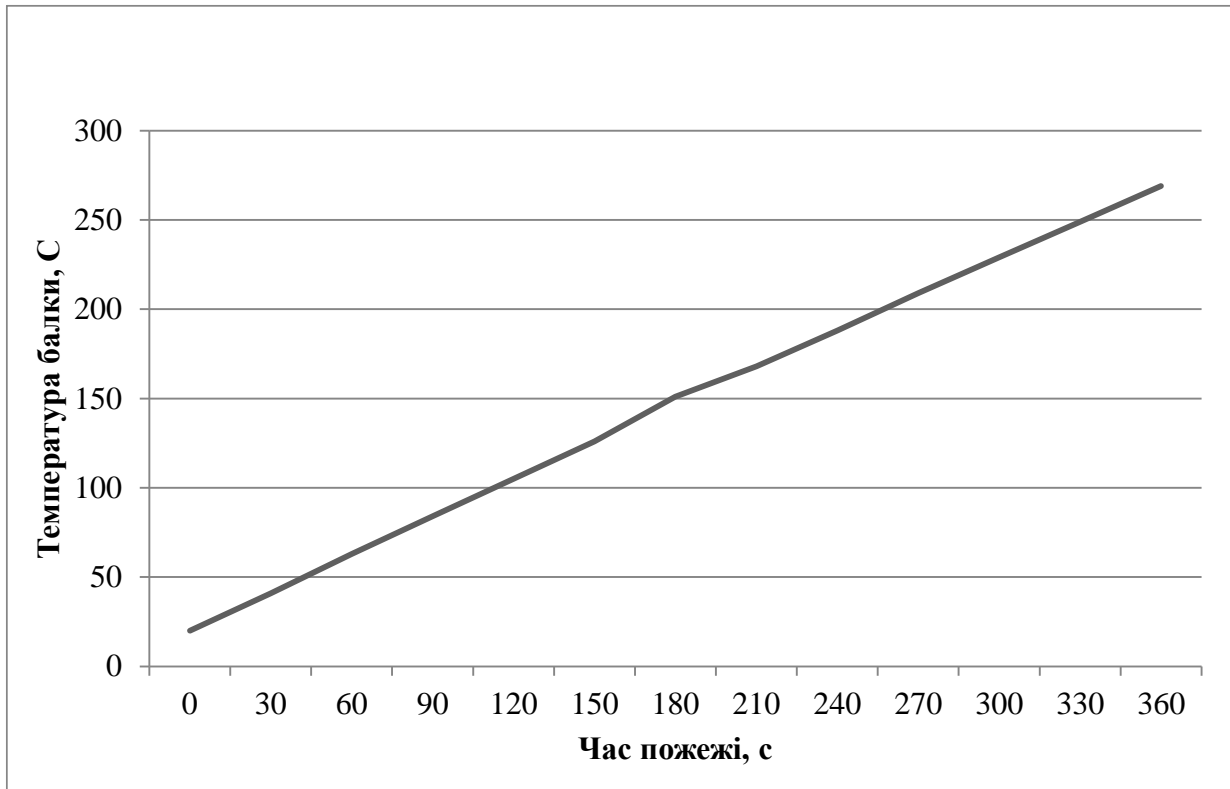
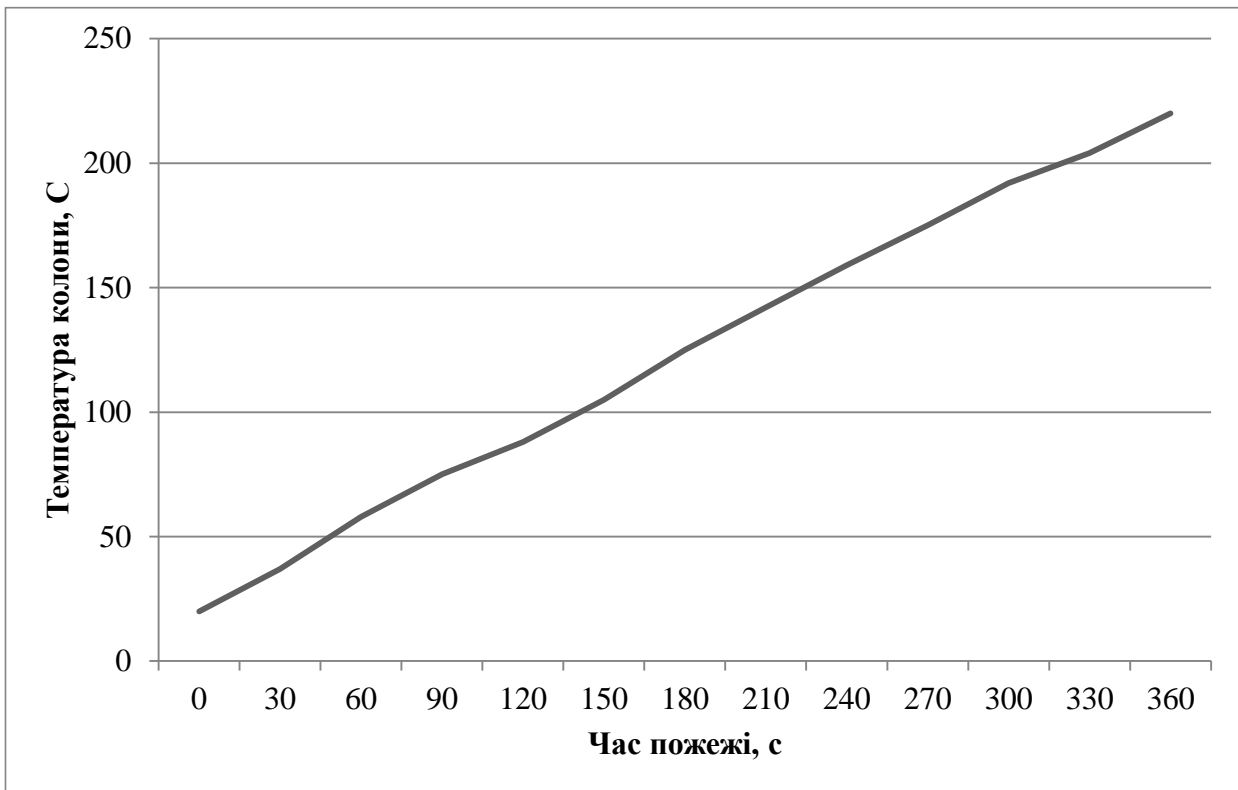


Рис. 3.23. Сценарій пожежі на проміжному поверсі в середньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $360\text{с}=6\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.24. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є крайня балка. Граничний стан відбувся від втрати місцевої стійкості поясу.



а



б

Рис. 3.24. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни КВНЗ залежно від часу пожежі показано на рисунку 3.25. Різниця між початковим та кінцевим коефіцієнтом завантаженості (до першого руйнування) показана на рисунку 3.26.

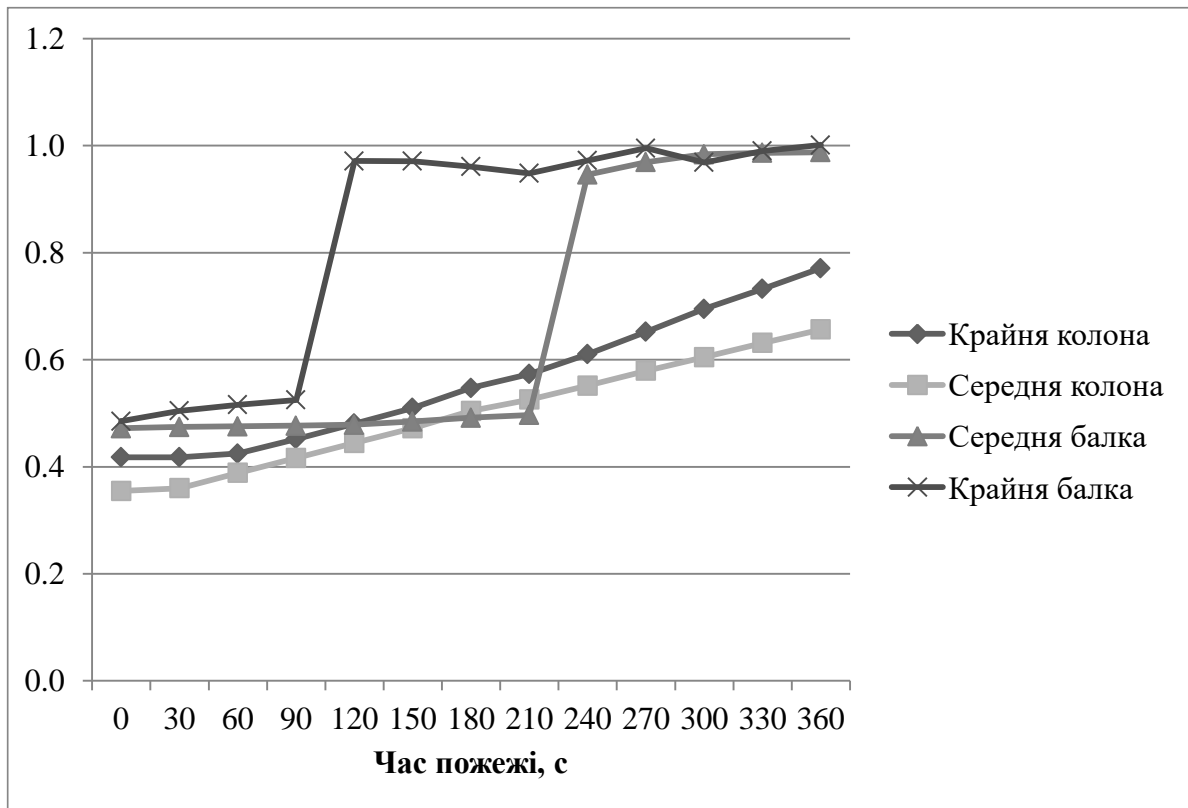


Рис. 3.25 Графік зміни КВНЗ різних елементів каркасу

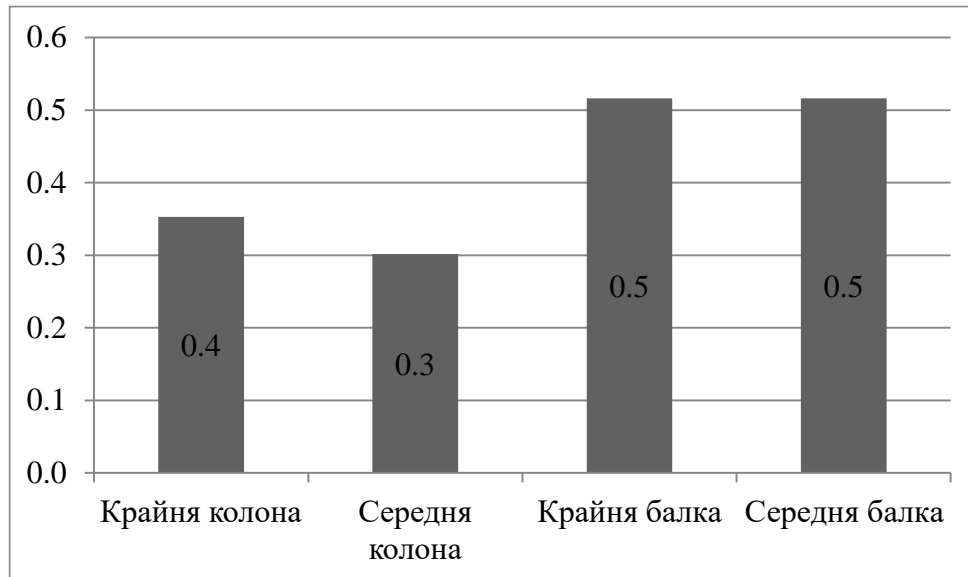


Рис. 3.26. Приріст КВНЗ різних елементів каркасу

З рисунку 3.25 можна побачити, що на графіку навантаженості як крайньої, так і середньої балки відбувається стрибок. В крайній балці стрибок відбувається пізніше, ніж у середній, що нагрівається, але руйнування в ній відбувається раніше.

З рис. 3.26 можна побачити, що в крайня балка завантажується з такою ж швидкістю, як і середня, що нагрівається.

Графік зміни поздовжньої сили та величини m_{ef} в балці показані на рисунках 3.27, 3.28.

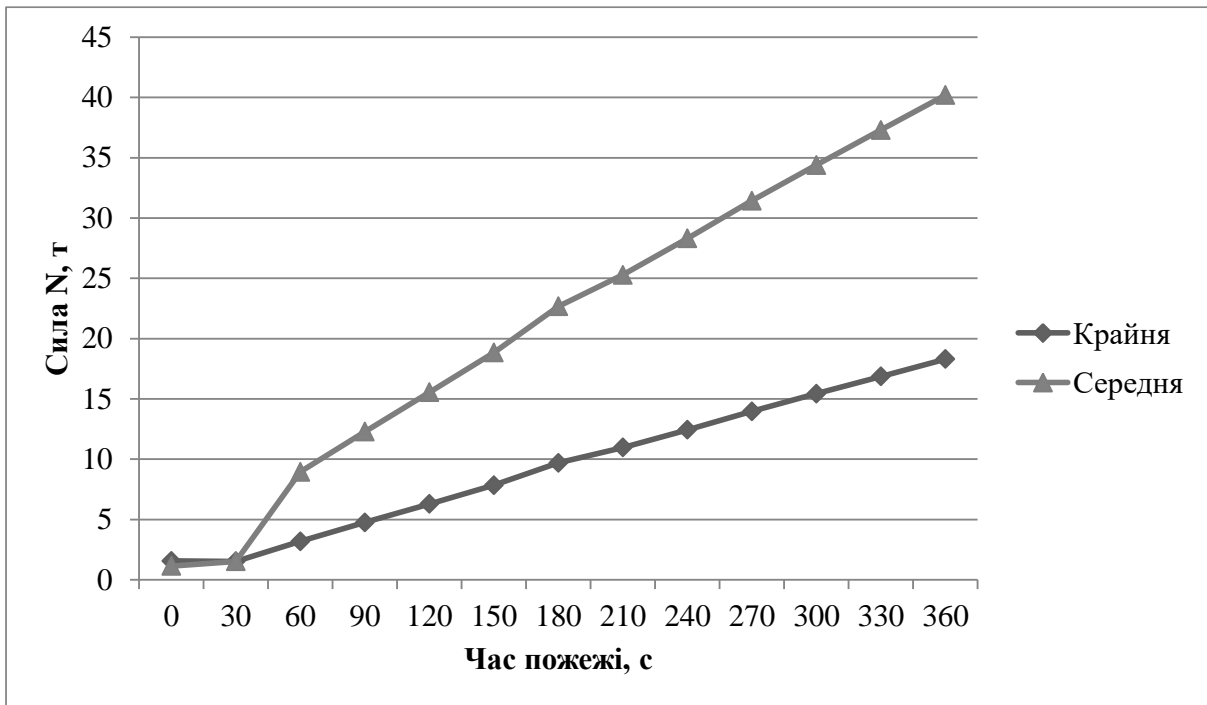


Рис. 3.27. Графік зміни поздовжньої сили в балках

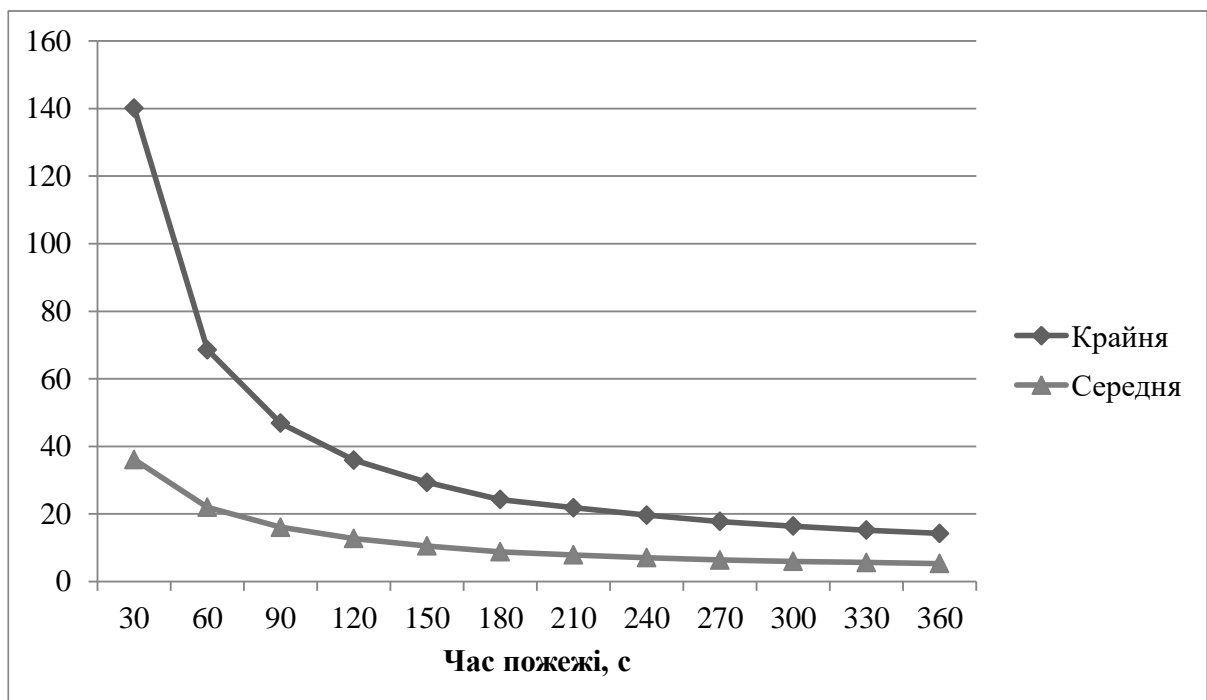


Рис. 3.28. Графік зміни m_{ef} в балці

Крайня балка руйнується, коли середня досягла температури 269°C. Більш раннє руйнування саме крайньої балки, а не середньої, на яку діє вогонь, пояснюється меншим значенням m_{ef} , що зумовлене меншим відношенням моменту до поздовжньої сили. Результати розрахунків за 4-ма сценаріями пожежі занесені до таблиці. 3.1.

Таблиця 3.1 Результати розрахунку за 4-ма сценаріями пожежі

Сценарій	Вузли примикання балок по колон	Чарунка, де відбувається пожежа	Час першого руйнування, с	Елемент	В межах/поза межами нагрітої чарунки	Фактор вичерпання несучої здатності
1	Жорсткі	Крайній прольот нижній поверх	300	Крайня колона	В межах	Стійкість із площини згину
2	Жорсткі	Середній прольот нижній поверх	330	Крайня балка	Поза межами*	Втрата місцевої стійкості поясу
3	Жорсткі	Крайній прольот проміжний поверх	240	Крайня балка	В межах	Втрата місцевої стійкості поясу
4	Жорсткі	Середній прольот проміжний поверх	360	Крайня балка	Поза межами*	Втрата місцевої стійкості поясу

* - руйнування відбувалося на поверсі, де була пожежа

Із порівняння роботи каркасу, що розглядається, при пожежі за різного розташування джерела пожежі можна виділити наступне:

- при пожежі час першого настання граничного стану розглянутого каркасу за сценарію пожежі в середньому прольоті більший, ніж у крайньому;

- за пожежі на вищому поверсі граничний стан настає пізніше, ніж на нижчому;
- на нижчому поверсі колони більш схильні до того, щоб дійти до граничного стану раніше за балку, ніж на верхньому;
- в середньому прольоті балки більш схильні до того, щоб дійти до граничного стану раніше за колону, ніж у крайньому.
- залежно від розташування пожежі на різних поверхах та прольотах першими можуть дійти до граничного стану як балка, так і колона каркасу і потенційний механізм руйнування каркасу може бути різним;
- у випадку пожежі балки в багатоповерховому сталевому каркасі можуть змінювати напружений стан зі згинального та стиснуто-зігнутий (згідно нормативного підходу), що допускає розвиток обмежених пластичних деформацій.

3.2. Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель за різних вузлів з'єднання балок та колон

Були виконані аналогічні дослідження до розділу 3.1 для каркасів з шарнірним примиканням балок до колон. Таке рішення каркасу обране з метою наочного порівняння взаємодії елементів балок та колон каркасу за різних варіантів вузлів (жорстких та шарнірних). Вертикальний в'язевий блок, який характерний для в'язевих каркасів (див. рисунок 1.9), в даному випадку не розглядався з міркувань того, що це збільшить кількість шляхів перерозподілу зусиль при температурному розширенні нагрітих елементів і порівняння не буде наочним. Прийнято, що даний каркас закріплений від перекоосу в площині умовним ядром жорсткості або сходово-ліфтовим вузлом.

Сценарій 1. Пожежа відбувається в крайньому прольоті на нижньому поверсі шарнірної рами (див. рисунок 3.29).

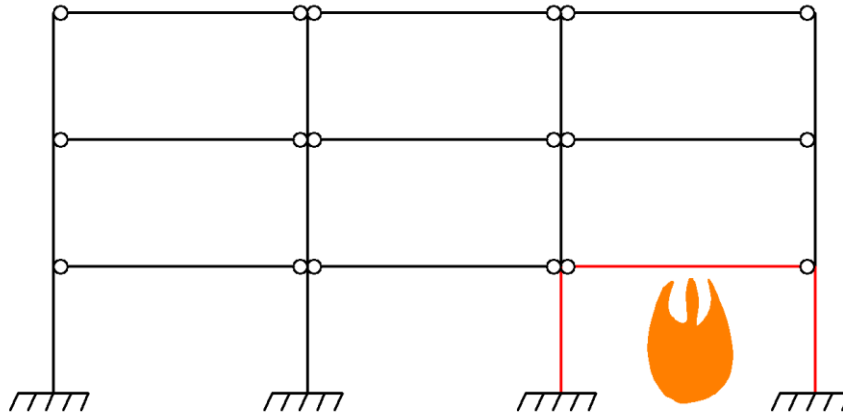
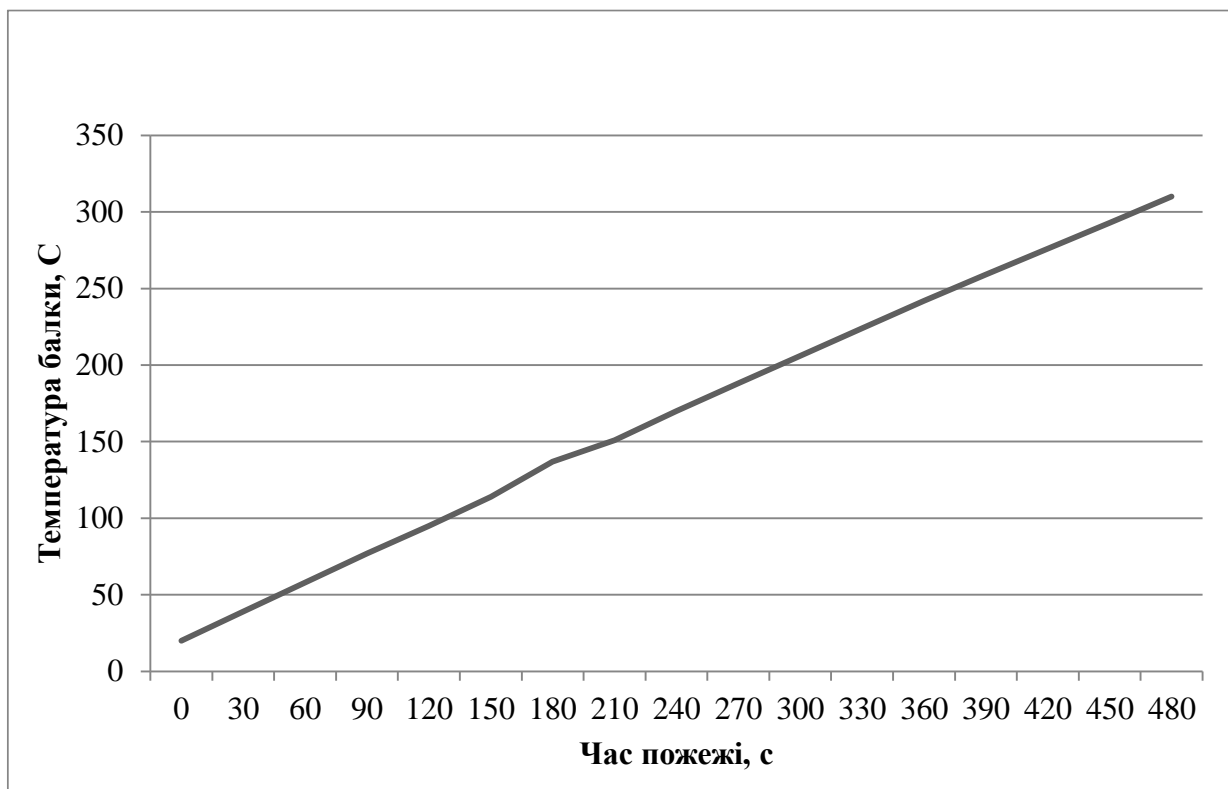
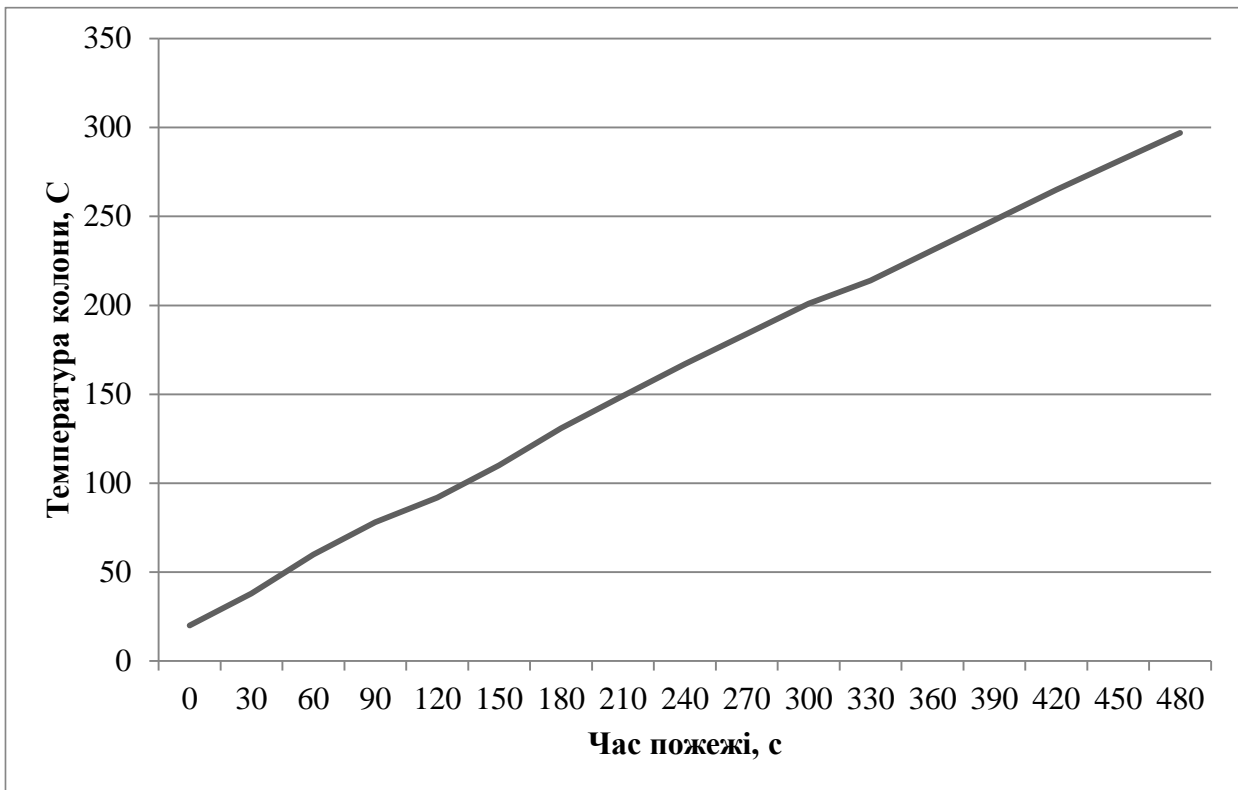


Рис. 3.29. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в крайньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $480\text{с}=8\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.30. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є крайня колона. Граничний став відбувся від втрати стійкості із площини згину. В крайній колоні настає граничний стан, коли балка, що її згинає, досягла температури 310°C .



а



б

Рис. 3.30. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни КВНЗ залежно від часу пожежі показано на рис. 3.31. Різниця між початковим та кінцевим КВНЗ показана на рис. 3.32.

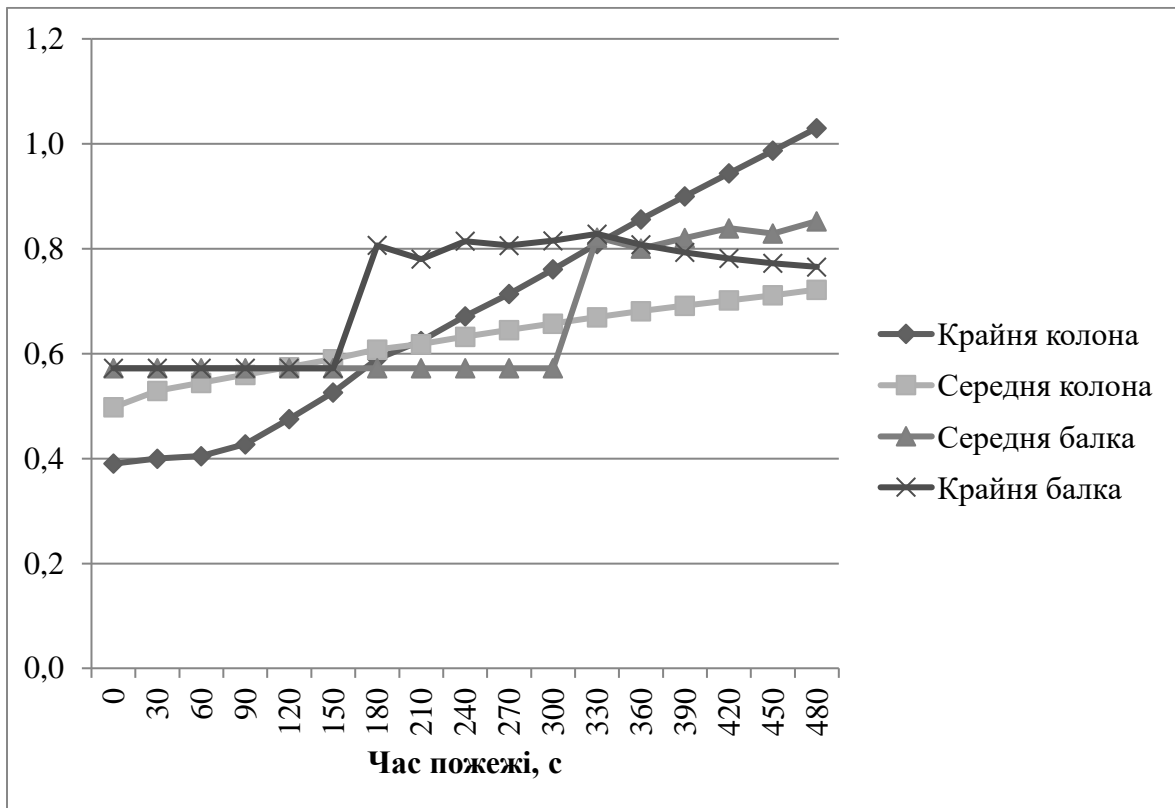


Рис.3.31. Графік зміни КВНЗ різних елементів для сценарію 1

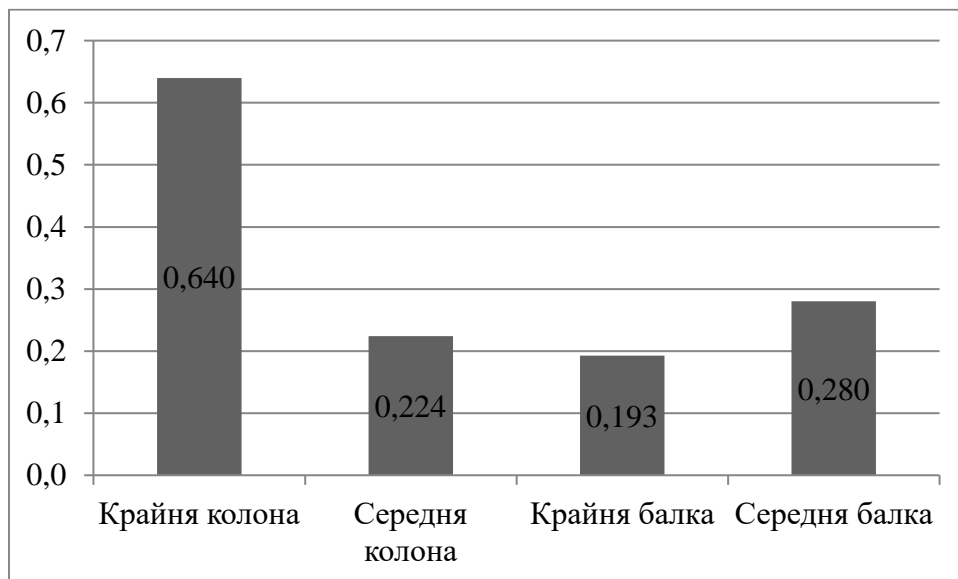


Рис.3.32. Приріст КВНЗ різних елементів для сценарію 1

З рисунку 3.31 можна побачити, що на графіку КВНЗ як крайньої, так і середньої балки відбувається стрибок, як і в рамі з жорсткими вузлами. З рисунку 3.32 можна побачити, що в крайня колона завантажується швидше, ніж балка та середня колона, незважаючи на те, що на початку була менш завантаженою, як і в

аналогічному випадку в жорсткому каркасі. Балка завантажується повільніше, ніж в каркасі з жорсткими вузлами (приріст 0,264 в порівнянні з 0,46), колона – приблизно однаково (приріст 0,64 в порівнянні з 0,656).

Графік зміни поздовжньої сили та зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} в балці показані на рисунках 3.33, 3.34.

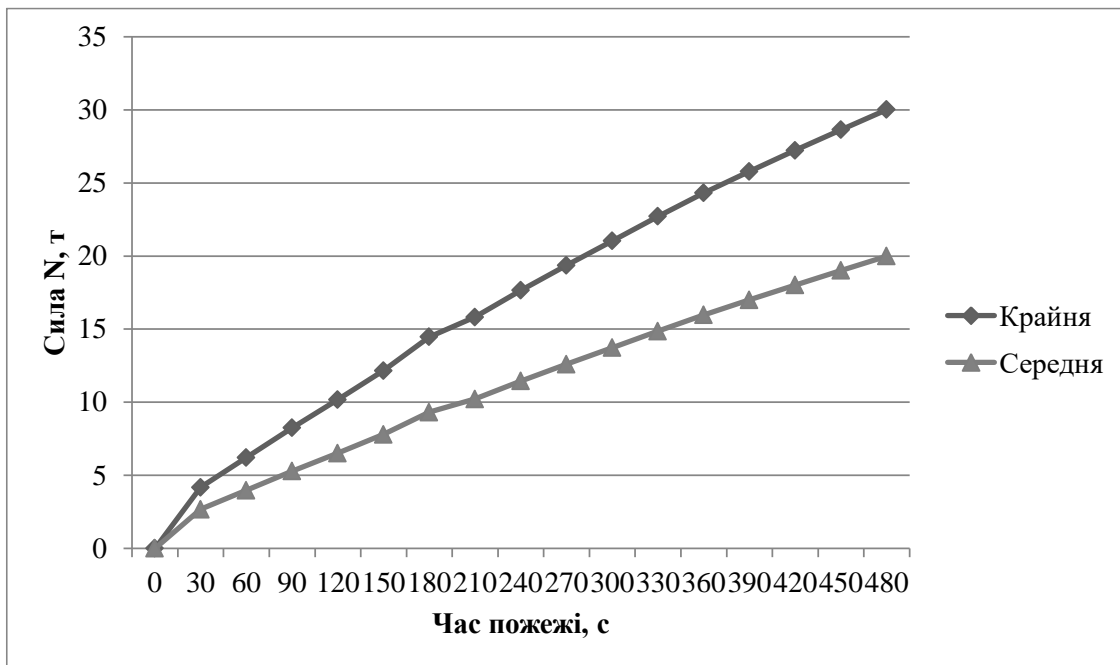


Рис. 3.33. Графік зміни поздовжньої сили в балці

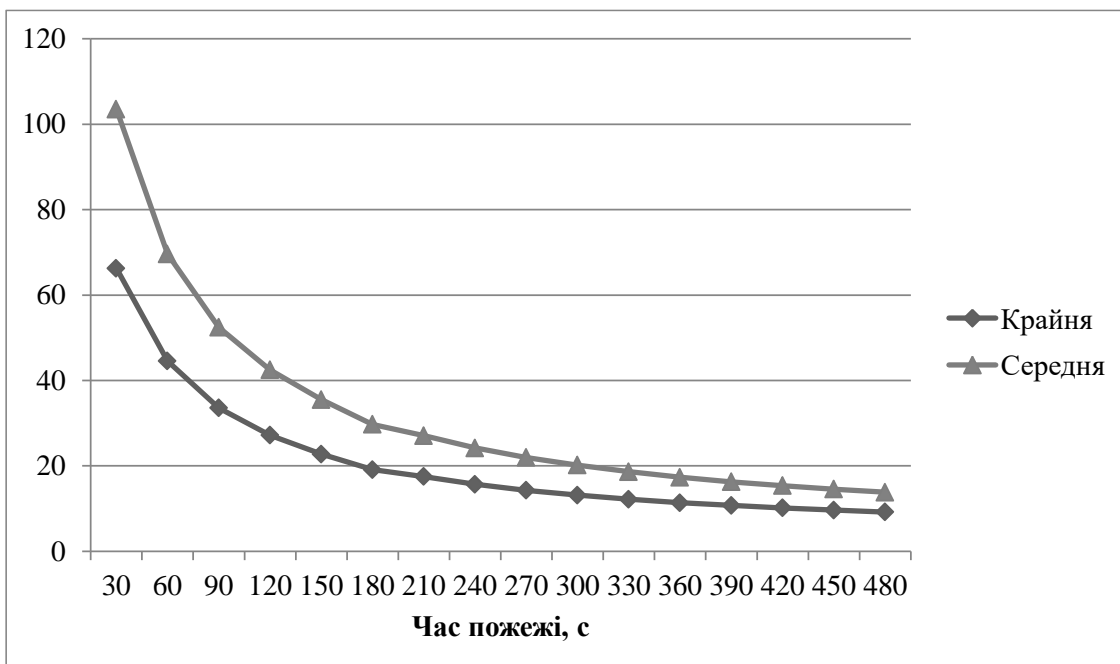


Рис. 3.34. Графік зміни m_{ef} в балці

Поздовжня сила у балці, що нагрівається, на 18% менша, ніж в аналогічному випадку в жорсткому каркасі. В колоні в першій настає граничний стан, як і в жорсткому каркасі, що є менш прийнятним щодо механізму подальшого руйнування внаслідок пожежі (з точки зору живучості при пожежі), ніж якби граничний стан настав в балці. Час настання граничного стану довший ($480\text{с}=8\text{хв}$ в порівнянні з $300\text{с}=5\text{хв}$) за рахунок меншої поздовжньої сили в балці і це краще з точки зору вогнестійкості.

Сценарій 2. Пожежа відбувається в середньому прольоті на нижньому поверсі шарнірної рами (див. рисунок 3.35).

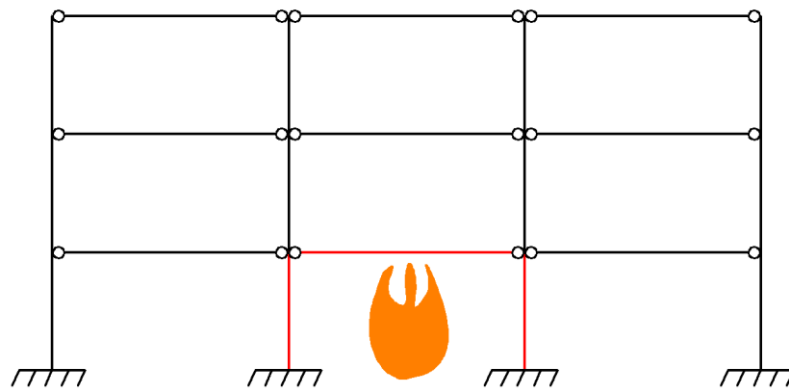
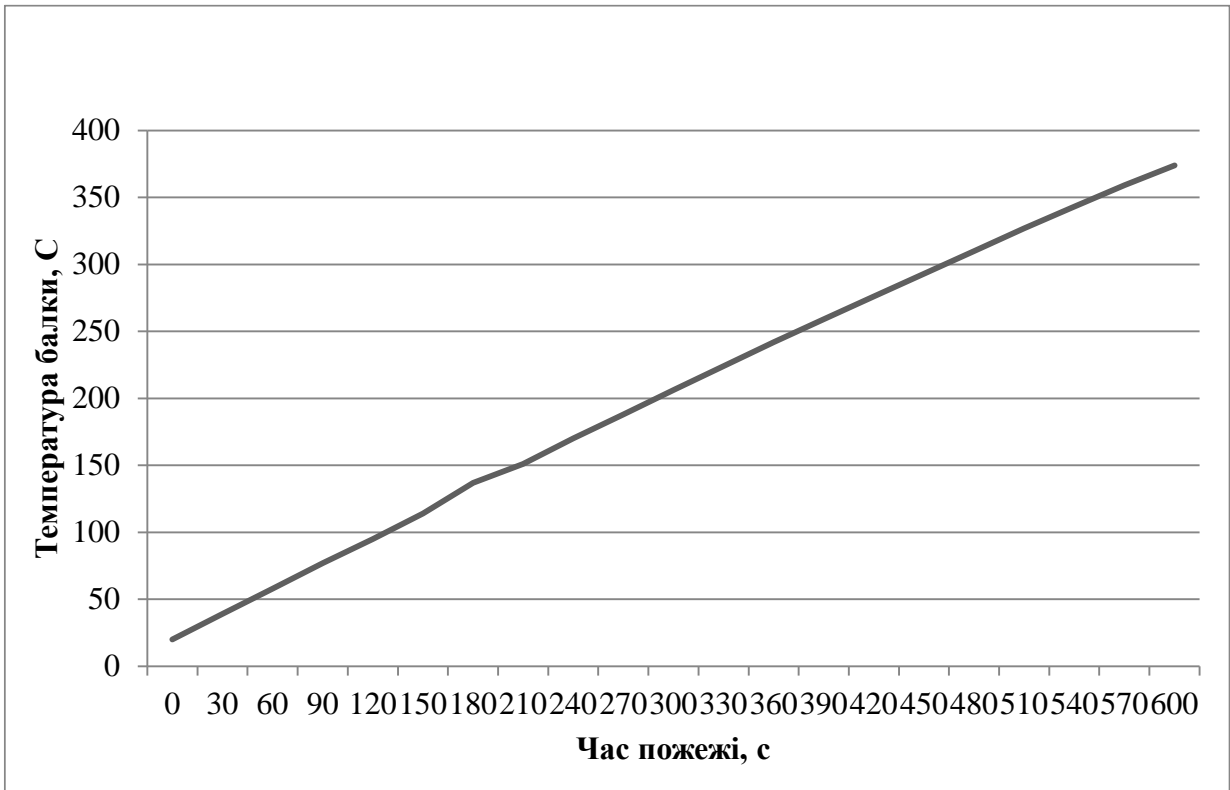
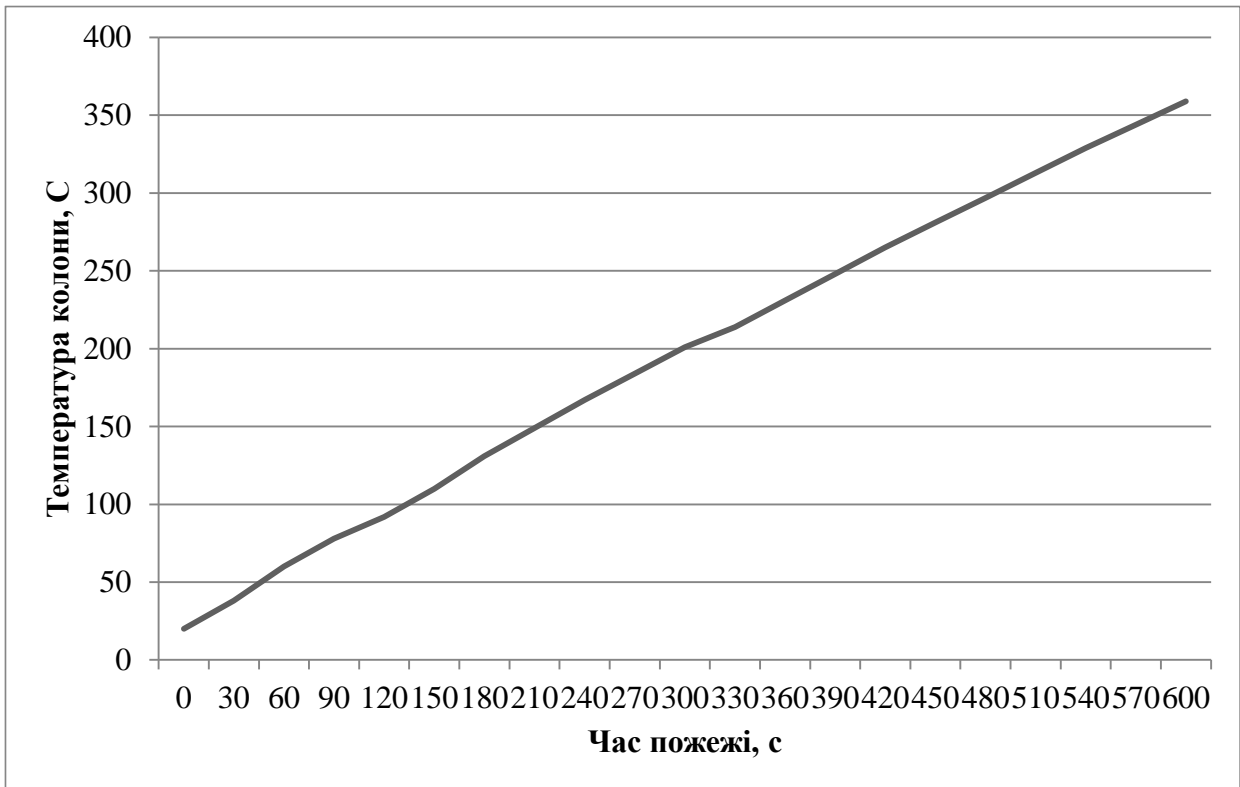


Рис. 3.35. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в середньому прольоті

Перший граничний стан відбувається через $600\text{с}=10\text{хв}$. Зміна температури елементів показана на рисунку 3.36. Перший елемент, в якому настає граничний стан, є середня колона. Граничний стан настає від втрати стійкості із площини згину. В середній колоні настає граничний стан, коли балка досягла температури 374°C .



а



б

Рис. 3.36. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни КВНЗ залежно від часу пожежі показано на рис. 3.37. Різниця між початковим та кінцевим КВНЗ показана на рис.3.38.

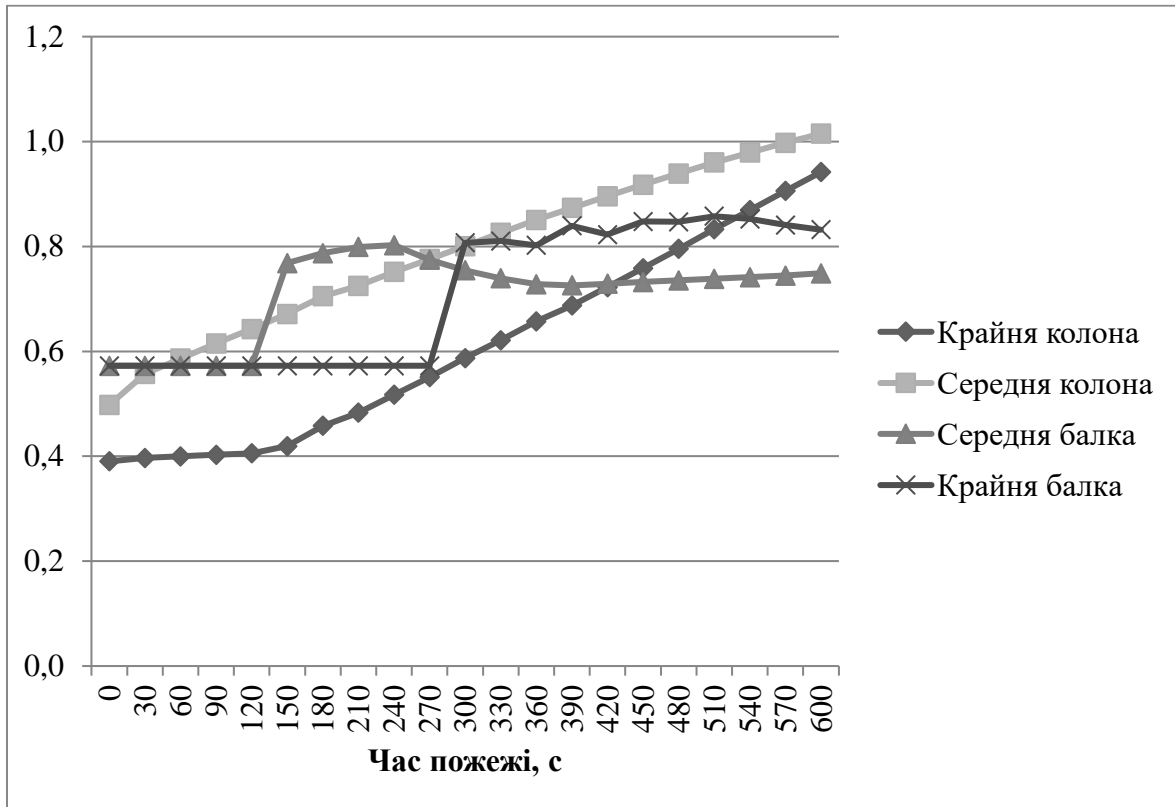


Рис.3.37. Графік зміни КВНЗ різних елементів для сценарію 2

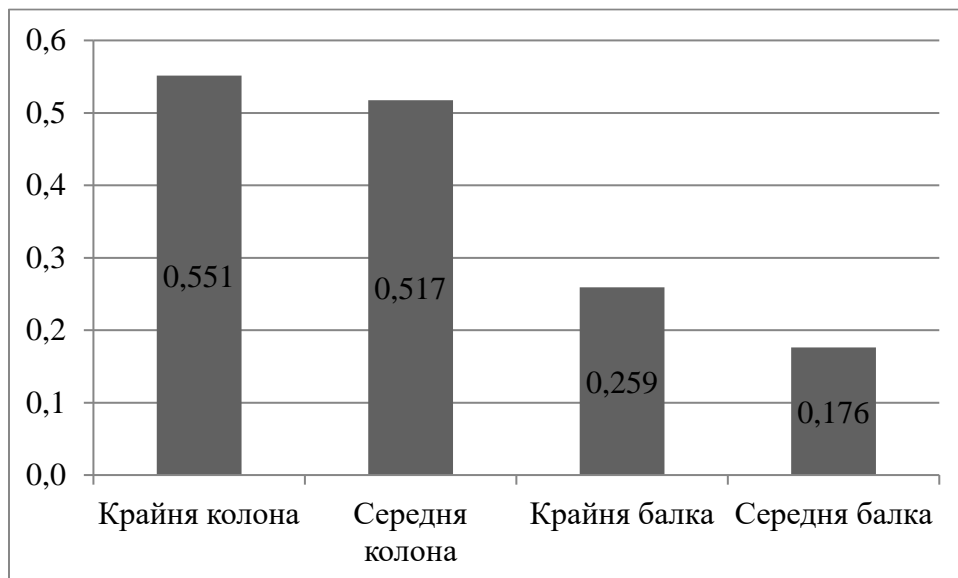


Рис.3.38 Приріст КВНЗ різних елементів для сценарію 2

З рисунку 3.37 можна побачити, що на графіку КВНЗ як крайньої, так і середньої балки відбувається стрибок. В крайній балці стрибок відбувається

пізніше, ніж у середній, що нагрівається. Величина стрибку в каркасі з шарнірними вузлами менша (з $\sim 0,5$ до $\sim 0,8$), ніж у жорсткій (з $\sim 0,5$ до $\sim 0,95$). З рис. 3.38. Можна побачити, що колони в середньому прольоті завантажуються швидше, ніж балки, на відміну від аналогічного випадку в жорсткому каркасі. Крайня колона завантажуються швидше, ніж середня, але в середній граничний стан настає раніше через більший початковий КВНЗ. Графік зміни поздовжньої сили та зведеного відносного ексцентриситету m_{ef} в балці показані на рисунку 3.39, 3.40.

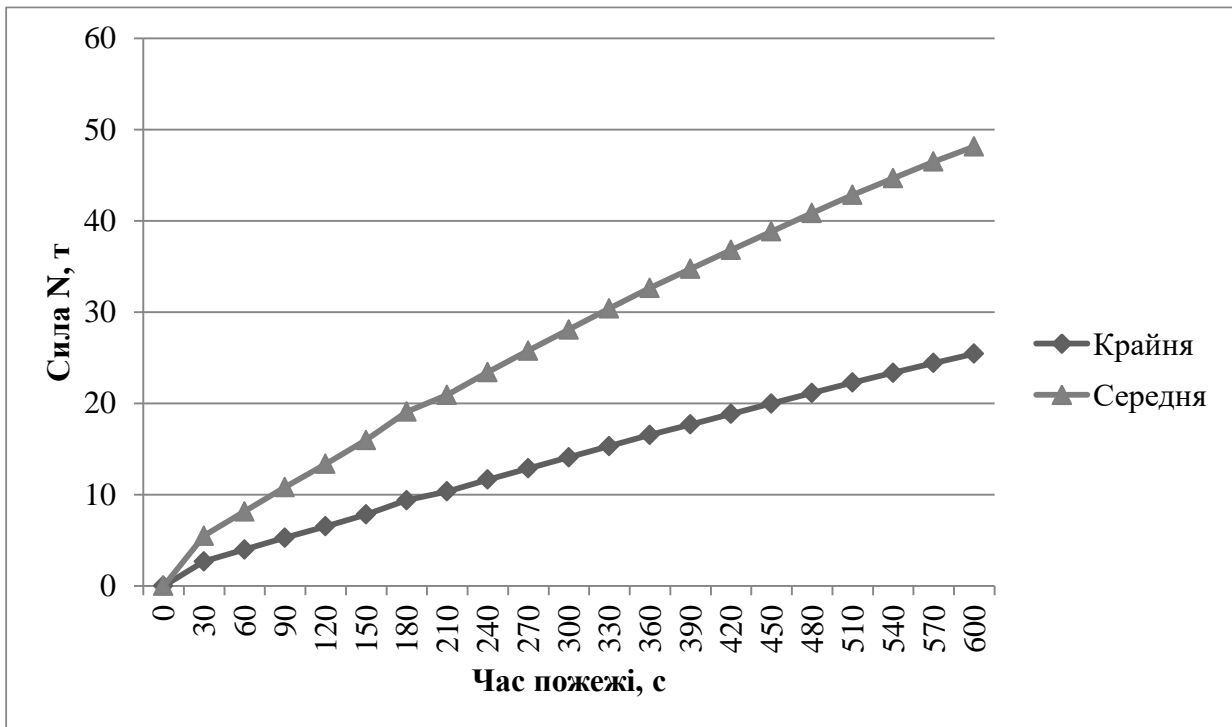
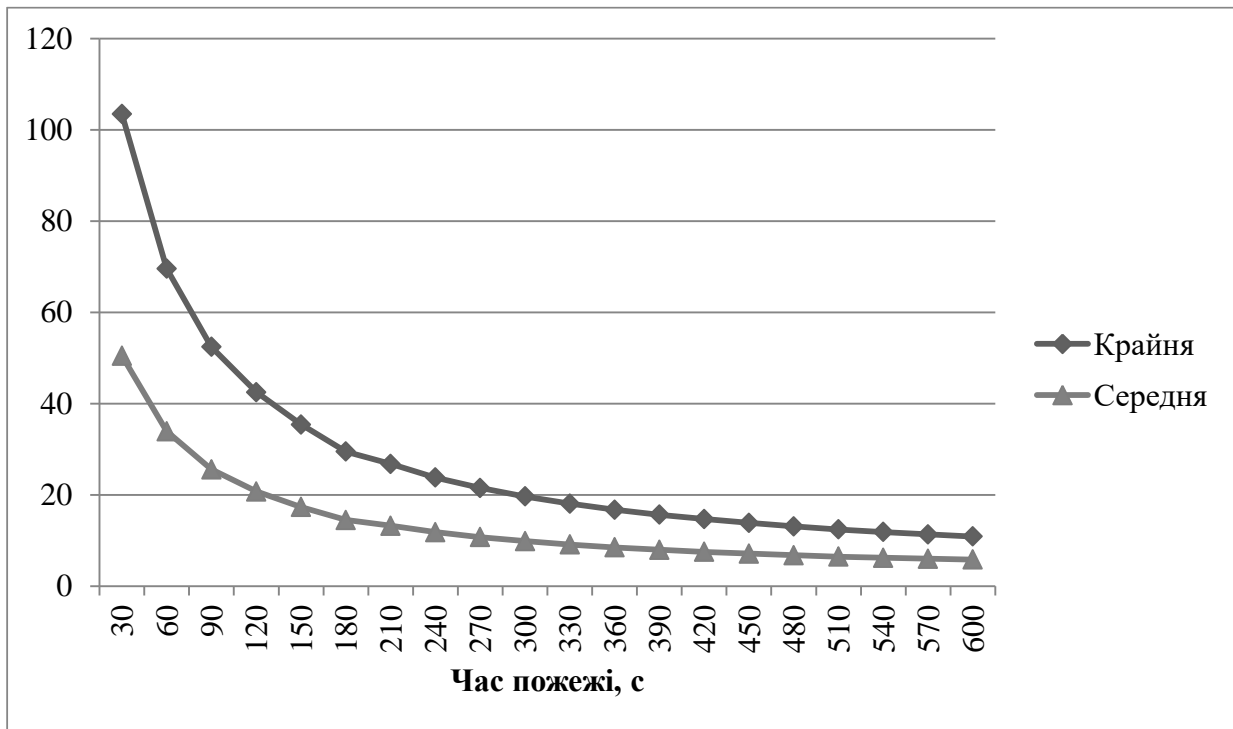


Рис. 3.39. Графік зміни поздовжньої сили в балці

Рис. 3.40. Графік зміни m_{ef} в балці

Результати розрахунків за 2-ма сценаріями занесені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 Результати розрахунків для каркасів з шарнірними вузлами з'єднання балок з колонами

Сценарій	Вузли примикання балок до колон	Чарунка, де відбувається пожежа	Час першого руйнування, с	Елемент	В межах/поза межами нагрітої чарунки	Фактор вичерпання несучої здатності
1	Шарнірні	Крайній прольот нижній поверх	480	Крайня колона	В межах	Стійкість із площини згину
2	Шарнірні	Середній прольот нижній поверх	600	Середня колона	В межах	Стійкість із площини згину

З порівняння роботи каркасів з жорсткими та шарнірними вузлами примикання балок до колон можна виділити наступне:

- в сталевих каркасах з шарнірними вузлами примикання балок до колон перший граничний відбувається пізніше, ніж у каркасі з жорсткими і це краще з точки зору вогнестійкості;
- в сталевих каркасах з жорсткими вузлами примикання балок до колон колони більш схильні до граничного стану, ніж балки, через більші значення поздовжніх зусиль в балках;
- якщо піддавати дії пожежі раму, де КВНЗ в елементах 0,5 або більше, то руйнування відбуватиметься не від зменшення міцнісних характеристик сталі (значення температур не доходило до 400°C), а від зміни зусиль в рамі внаслідок температурного розширення елементів, зменшення модуля пружності (за температур вище 100°C);
- для того, щоб у каркасі, що розглядається, граничний стан наступав пізніше та за більших температур, необхідно дослідити каркас з меншим початковим КВНЗ в елементах і тоді стрибок КВНЗ в балці не буде грати вирішальної ролі і перший граничний стан буде наступати по колоні.

3.3. Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатопверхових будівель при різних початкових КВНЗ

Було досліджено роботу, зміну зусиль і КВНЗ в каркасі з шарнірними вузлами при пожежі в крайньому прольоті на нижньому поверсі із початковим КВНЗ елементів 0,25. Пожежа відбувається в крайньому прольоті на нижньому поверсі шарнірної рами (див. рисунок 3.41). За такого сценарію найбільш імовірно настання граничного стану в колоні (див. розділ 3.1).

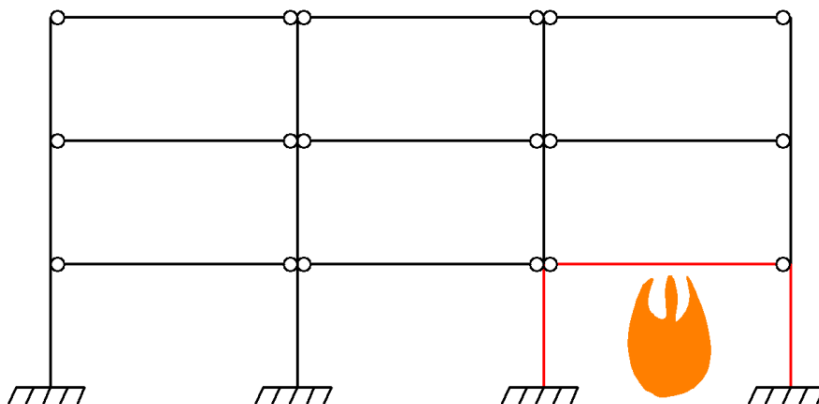
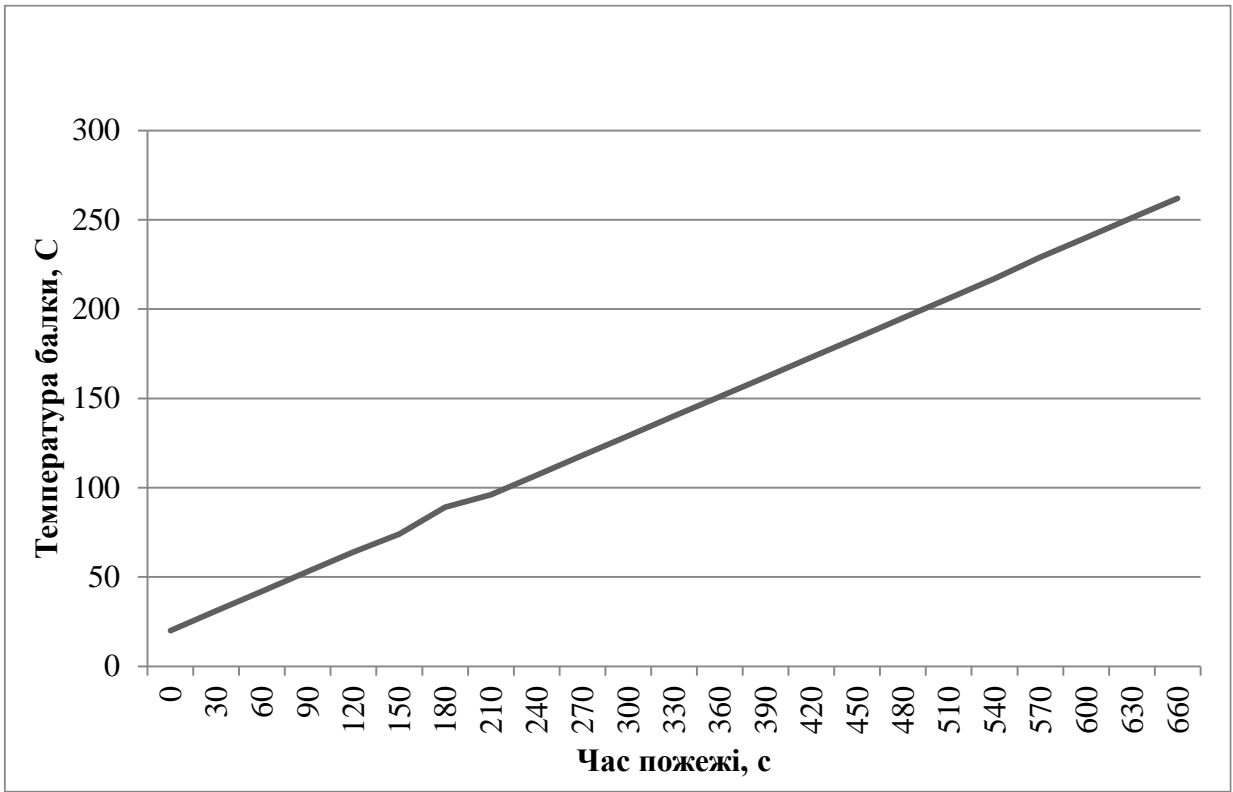
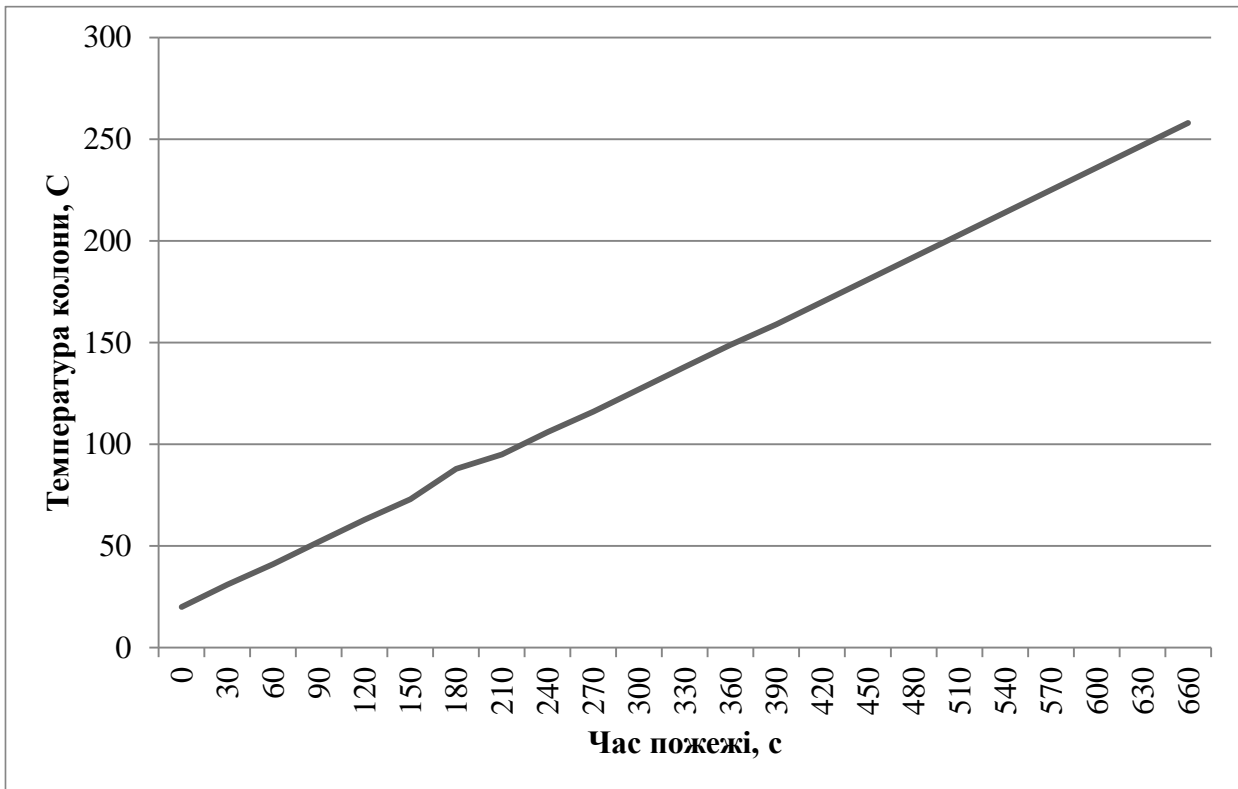


Рис. 3.41. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в крайньому прольоті з початковим КВНЗ елементів 0,25

Перше граничний стан відбувається через $660\text{с}=11\text{хв}$. Час настання граничного стану в каркасі із початковим КВНЗ 0,25 довший, ніж у каркасі із початковим КВНЗ 0,5 ($660\text{с}=11\text{хв}$ в порівнянні з $480\text{с}=8\text{хв}$). Елементом, в якому першим настає граничний стан, є крайня колона. Граничний стан відбувся від втрати стійкості із площини згину (аналогічно каркасу із початковим КВНЗ 0,5). В крайній колоні настає граничний стан, коли балка, що її згинає, досягла температури 262°C (на відміну від 310°C в каркасі із початковим КВНЗ 0,5). Температура самої колони складає 258°C (на відміну від 297°C в каркасі із початковим КВНЗ 0,5). Зміна температури елементів показана на рисунку 3.42.



а



б

Рис. 3.42. Зміна температури: а – балки, б – колони.

Графік зміни КВНЗ залежно від часу пожежі показано на рисунку 3.43. Різниця між початковим та кінцевим КВНЗ показана на рисунку 3.44. Принципових відмінностей у зміні КВНЗ в різних елементах немає у порівнянні з каркасом із початковим КВНЗ 0,5.

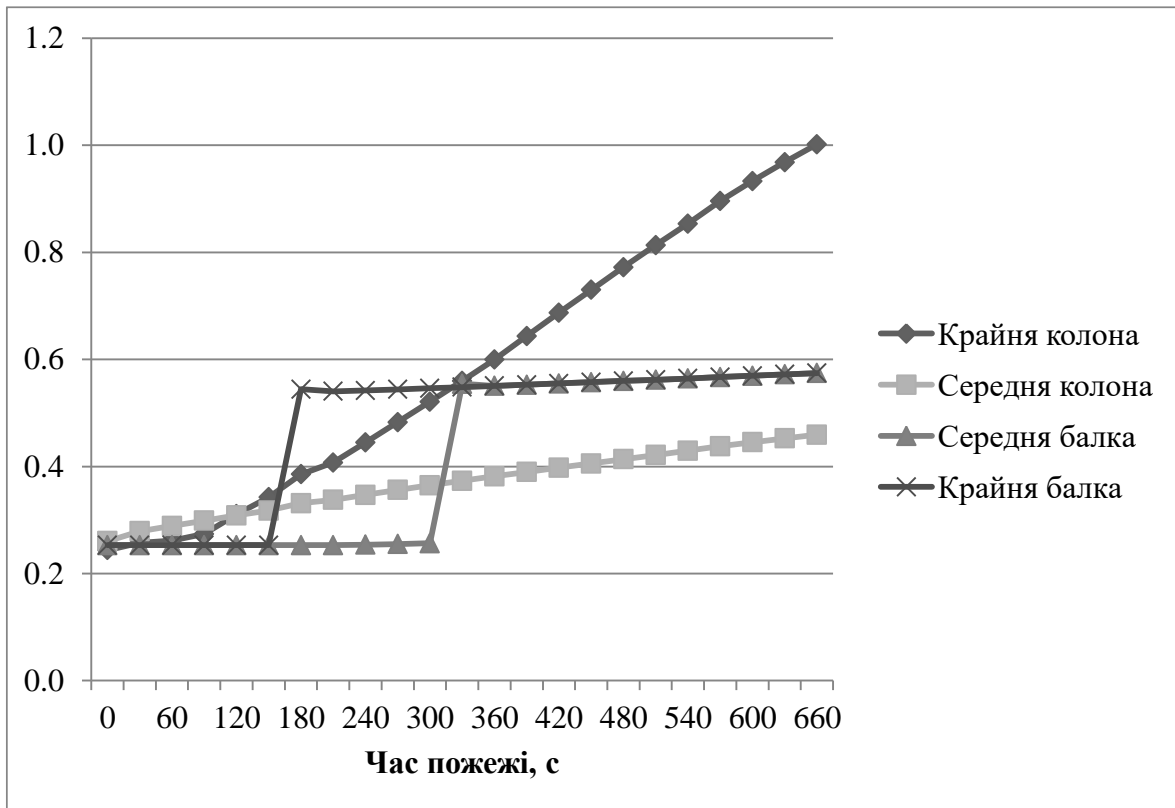


Рис.3.43. Графік зміни КВНЗ в елементах каркасу

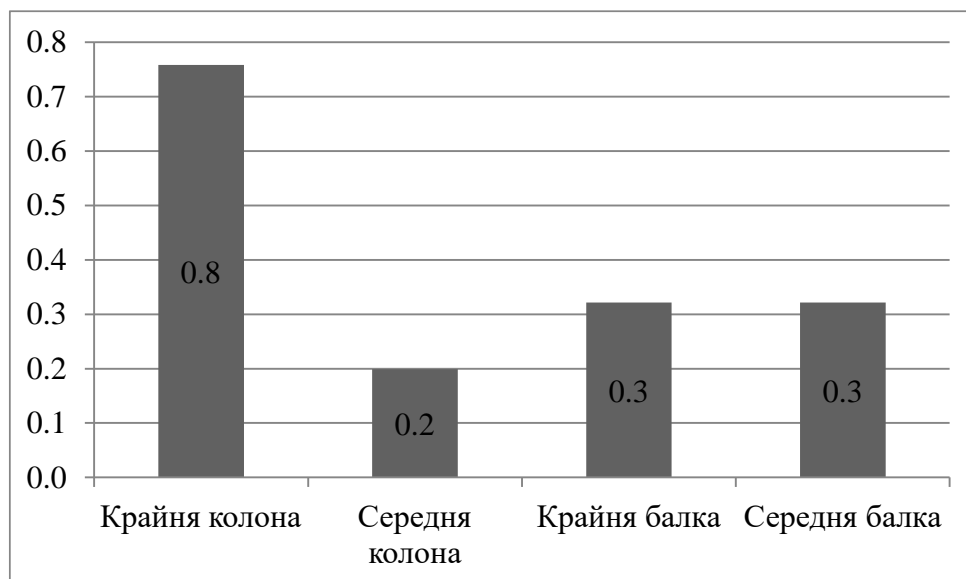


Рис. 3.44. Приріст КВНЗ в елементах каркасу

З рисунку 3.43 можна побачити, що на графіку КВНЗ як крайньої балки і середньої балки відбувається стрибок, як і у випадку каркасу з початковим КВНЗ 0,5. Графік зміни поздовжньої сили та величини m_{ef} в балці показані на рисунках 3.45, 3.46.

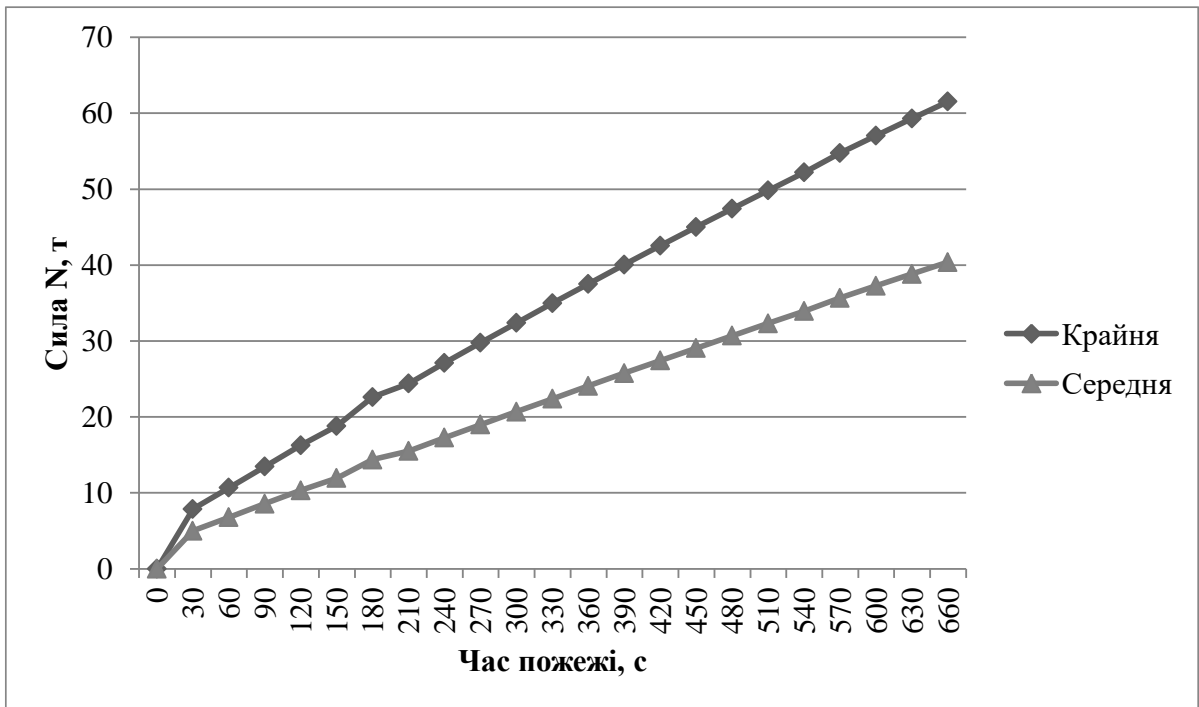


Рис. 3.45. Графік зміни поздовжньої сили в балці

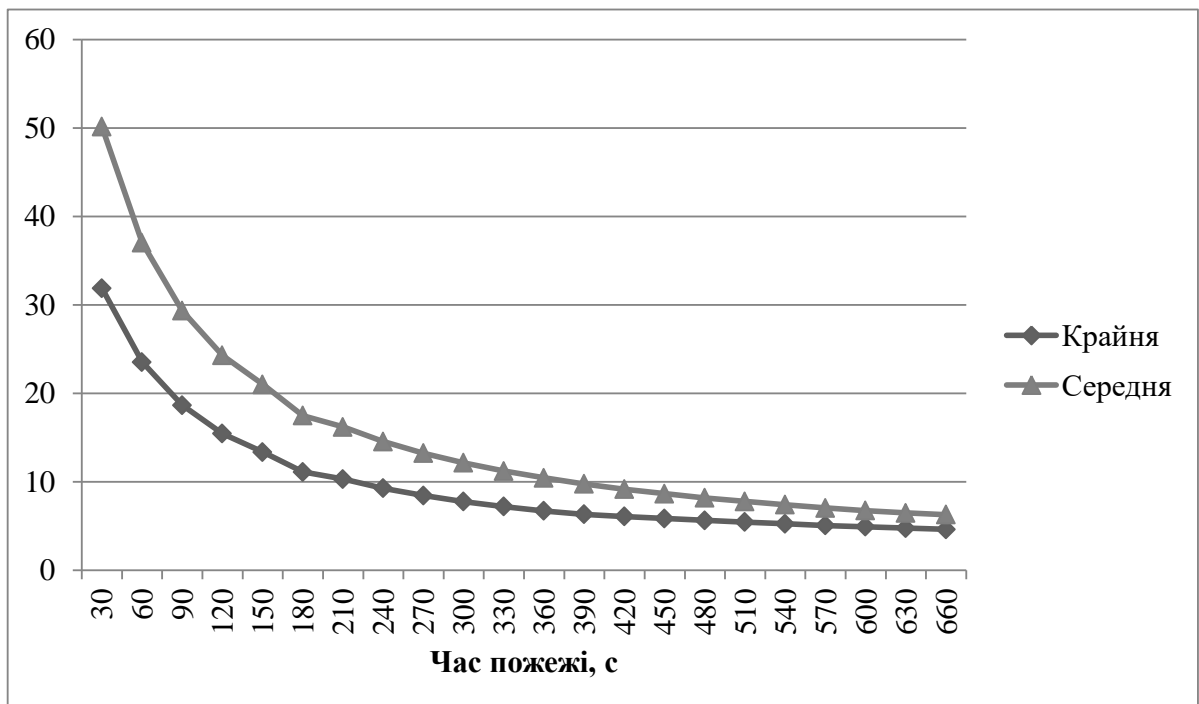


Рис. 3.46. Графік зміни величини m_{ef} в балці

Передбачувано, що каркас з більшим запасом несучої здатності руйнується від пожежі пізніше. Температура елементів рами, що нагрівається, на час руйнування менша в каркасі із початковим КВНЗ 0,25 на 13-15%, ніж в каркасі із початковим КВНЗ 0,5. Це пояснюється тим, більші перерізи мають менші коефіцієнти перерізу A/V і нагріваються повільніше. Встановлено, що зі збільшенням запасу несучої здатності зменшується температура на час настання граничного стану. І з цього випливає, що на час настання граничного стану впливає не лише температурна, а й механічна дія під час нагрівання.

3.4. Порівняння роботи елементів сталевих каркасів багатоповерхових будівель залежно від допущення/недопущення обмежених пластичних деформацій в балкових елементах

В усіх розрахунках в підрозділах 3.1-3.3 на графіках зміни КВНЗ в балках відбувається стрибок, що суттєво збільшує КВНЗ балок. Було здійснено пошук причини такого явища в розрахунках. Виявлено, що переріз балок в усіх вище наведених випадках відносився до 1-го класу згідно ДБН В.2.6–198:2014 [94], тобто переріз, що працює лише в межах пружних деформацій. Під час аналізу розрахунків було встановлено, що стрибок на графіку відбувається під час переходу балки від згинального напруженого стану до стиснуто-зігнутого. В перевірках несучої здатності стиснуто-зігнутого елемента за [94] врахований розвиток обмежених пластичних деформацій. Було проведено розрахунок, аналогічний вище наведеному в підрозділі 3.1 для каркасу з жорсткими вузлами примикання балок до колон, з початковим КВНЗ елементів 0,5, розташування джерела пожежі – нижній поверх крайній прольот (див. рисунок 3.47). Перерізи балок запроектовані 2-го класу за ДБН (в перерізі можуть розвиватися обмежені пластичні деформації). Графік зміни КВНЗ різних елементів каркасу наведено на рисунку 3.48. КВНЗ для балок 2-го класу за ДБН були визначені за формулою:

$$КВНЗ_6 = \max \left(\frac{M_x \gamma_n}{c_x \beta_r W_{xn, min} R_y \gamma_c} \leq 1; \frac{Q_y \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1; \frac{0,87 \gamma_n}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2} \leq 1; \frac{M_x \gamma_n}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_w}{\lambda_{iw}} \leq 1; \frac{\bar{\lambda}_f}{\lambda_{if}} \leq 1 \right) \quad (3.3)$$

1)

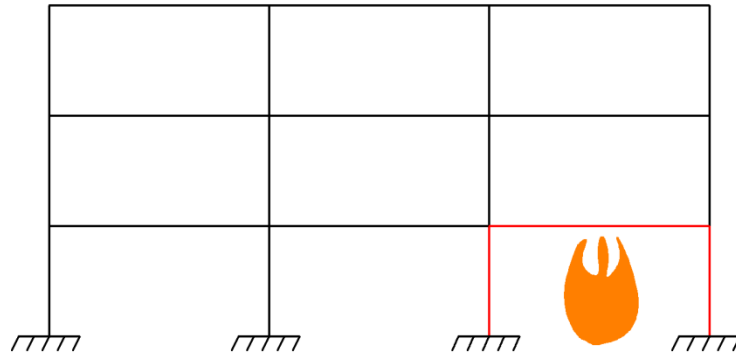


Рис. 3.47. Розташування джерела пожежі

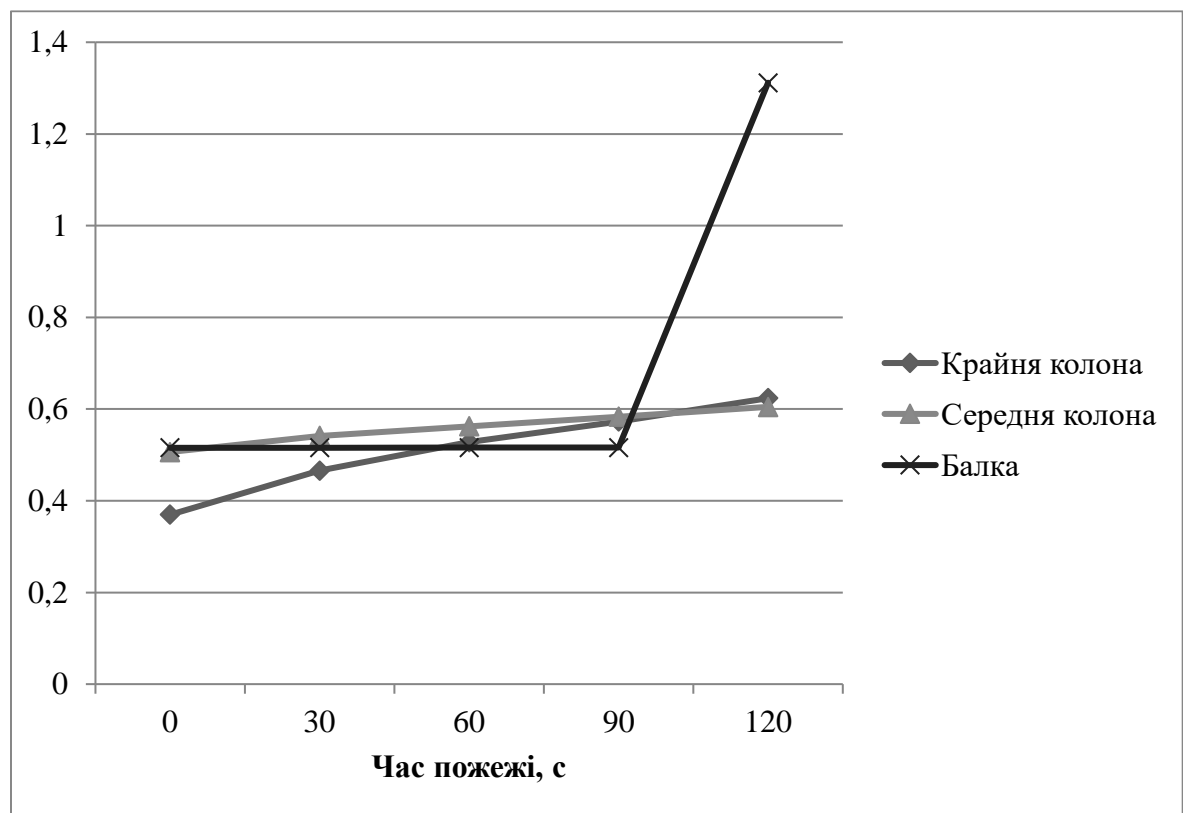


Рис. 3.48. Графік зміни КВНЗ для елементів чарунки каркасу для балки 2-го класу за ДБН [68]

Як можна побачити з графіків на рисунку 3.48, для чарунки каркасу з балкою, прийнятою 2-го класу, граничний стан настає ще раніше, ніж для чарунки каркасу

з балкою 1-го класу ($120c=2xv$ у порівнянні $300c=5xv$) та стрибок в графіку КВНЗ більший (79,6% в порівнянні з 45%). На відміну від аналогічного випадку, де граничний стан настає спочатку в крайній колоні, граничний стан настає в балці.

Далі було проведено аналогічний розрахунок, але переріз балки було підбрано таким чином, щоб він відповідав 1 класу за Eurocode 3 [88] (перерізи, в яких може утворюватися повний шарнір пластичності). Графік зміни КВНЗ показаний на рисунку 3.49.

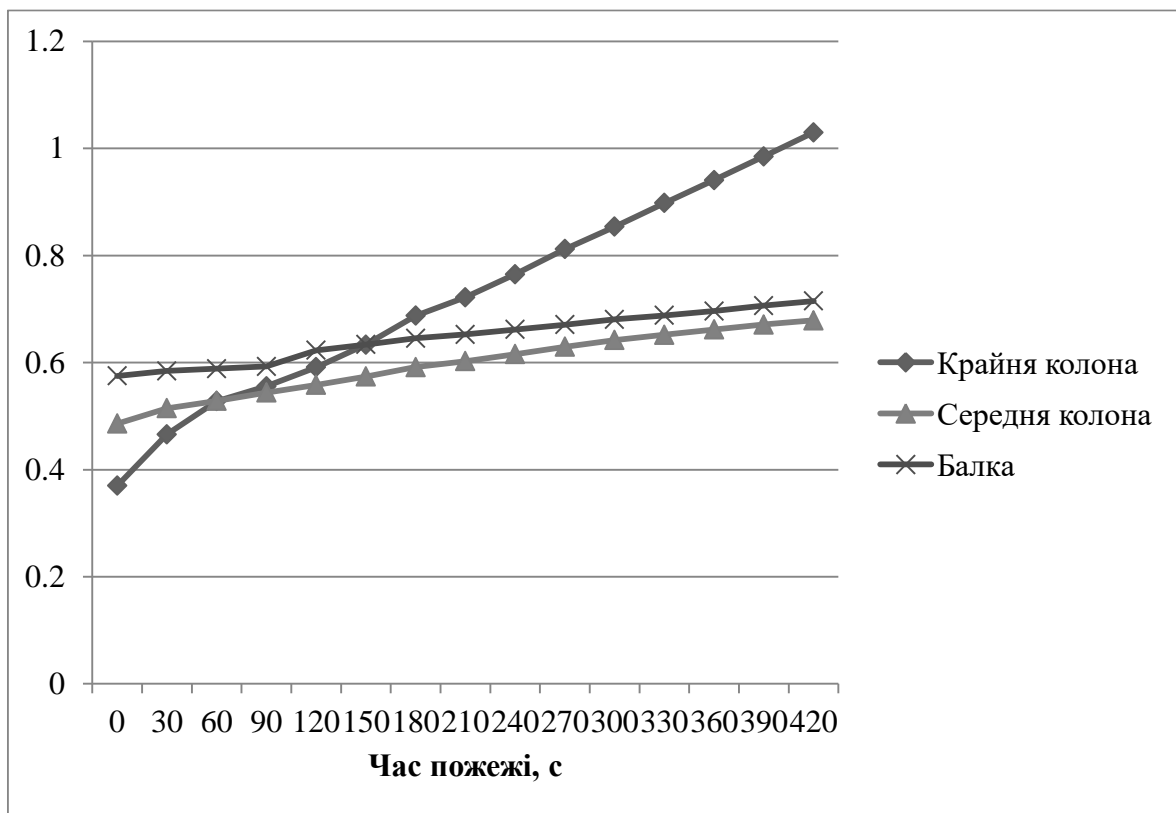


Рис. 3.49. Графік зміни КВНЗ для елементів чарунки каркасу для балки 1-го класу за Eurocode 3 [88]

З графіку на рисунку 3.49 видно, що стрибка немає. Встановлено, що для дослідження роботи сталевих каркасів при пожежі балкові елементи необхідно проектувати такими, що в них повністю міг утворюватися шарнір пластичності. Для цього переріз необхідно підбирати з такими геометричними розмірами, щоб він належав до 1-го класу за Eurocode 3 [88]. В ДБН [94] відсутня класифікація перерізів за геометричними розмірами. Було визначено клас перерізів балок в останньому та

2-х попередніх розрахунках (де балки були 1-го і 2-го класу за ДБН [94] відповідно) згідно Eurocode 3 [88] (див. таблицю 3.3).

Таблиця 3.3 Визначення класу балки за Eurocode 3 [88]

№	Початкові умови	Переріз балки	Клас балки за ДБН [94]	Клас балки Eurocode 3[88] (стінка)	Клас балки Eurocode 3[88] (пояс)
1	Жорсткий каркас, нижній поверх крайній прольот	2 – 250×12, – 520×12	1 клас	$520/12=43,3 \leq 7$ $2 \times (235/240)^{0,5}$ $=71,2 - 1 \text{ клас}$	$119/12=9,92 \leq 9$ $\times (235/240)^{0,5}$ $=13,86 - 3 \text{ клас}$
2	Жорсткий каркас, нижній поверх крайній прольот	2 – 340×14, – 520×12	2 клас	$520/12=43,3 \leq 7$ $2 \times (235/240)^{0,5}$ $=71,2 - 1 \text{ клас}$	$163/14=11,64 \leq 9$ $9 \times (235/240)^{0,5}$ $=13,86 - 3 \text{ клас}$
3	Жорсткий каркас, нижній поверх крайній прольот	2 – 220×18, – 400×18	1 клас	$400/18=22,2 \leq 7$ $2 \times (235/240)^{0,5}$ $=71,2 - 1 \text{ клас}$	$101/18=5,6 \leq 9$ $\times (235/240)^{0,5}$ $=8,91 - 1 \text{ клас}$

З таблиці 3.3 можна побачити, що в тих випадках, де на графіках КВНЗ виходили стрибки, переріз балок за Eurocode 3 [88] відноситься до 3-го класу (працюють в пружній області, а напруження досягають межі текучості тільки у крайніх волокнах). Отже, причиною стрибкоподібного явища на графіках КВНЗ було відсутність в ДБН [94] класифікації перерізів балок залежно від геометричних розмірів.

В підрозділі 3.1 були отримані наступні залежності:

- в крайньому прольоті колона більш схильна до граничного стану, ніж в середньому;
- на нижньому поверсі прольоті колона більш схильна до граничного стану, ніж на вищому.

З метою підтвердження цих залежностей було проведено розрахунок каркасу з розташуванням джерел пожежі на верхньому поверсі в середньому прольоті (див. рисунок 3.50). За такого сценарію найбільш імовірно настання граничного стану в балці (див. розділ 3.1). При цьому елементи балок були запроектовані 1 класу за

класифікацією Eurocode 3 [88] (перерізи, в яких може утворюватися повний шарнір пластичності до втрати місцевої стійкості). Графік зміни КВНЗ показаний на рис. 3.51.

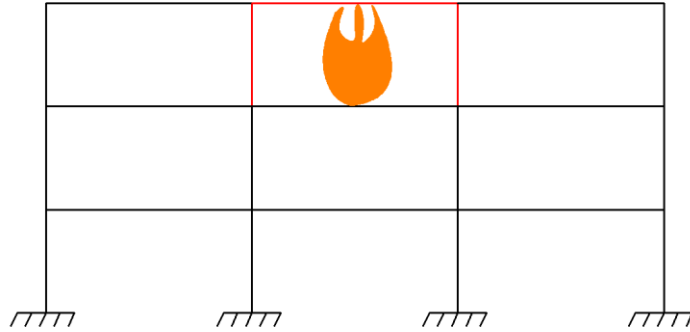


Рис. 3.50. Розташування джерела пожежі на верхньому поверсі в середньому прольоті

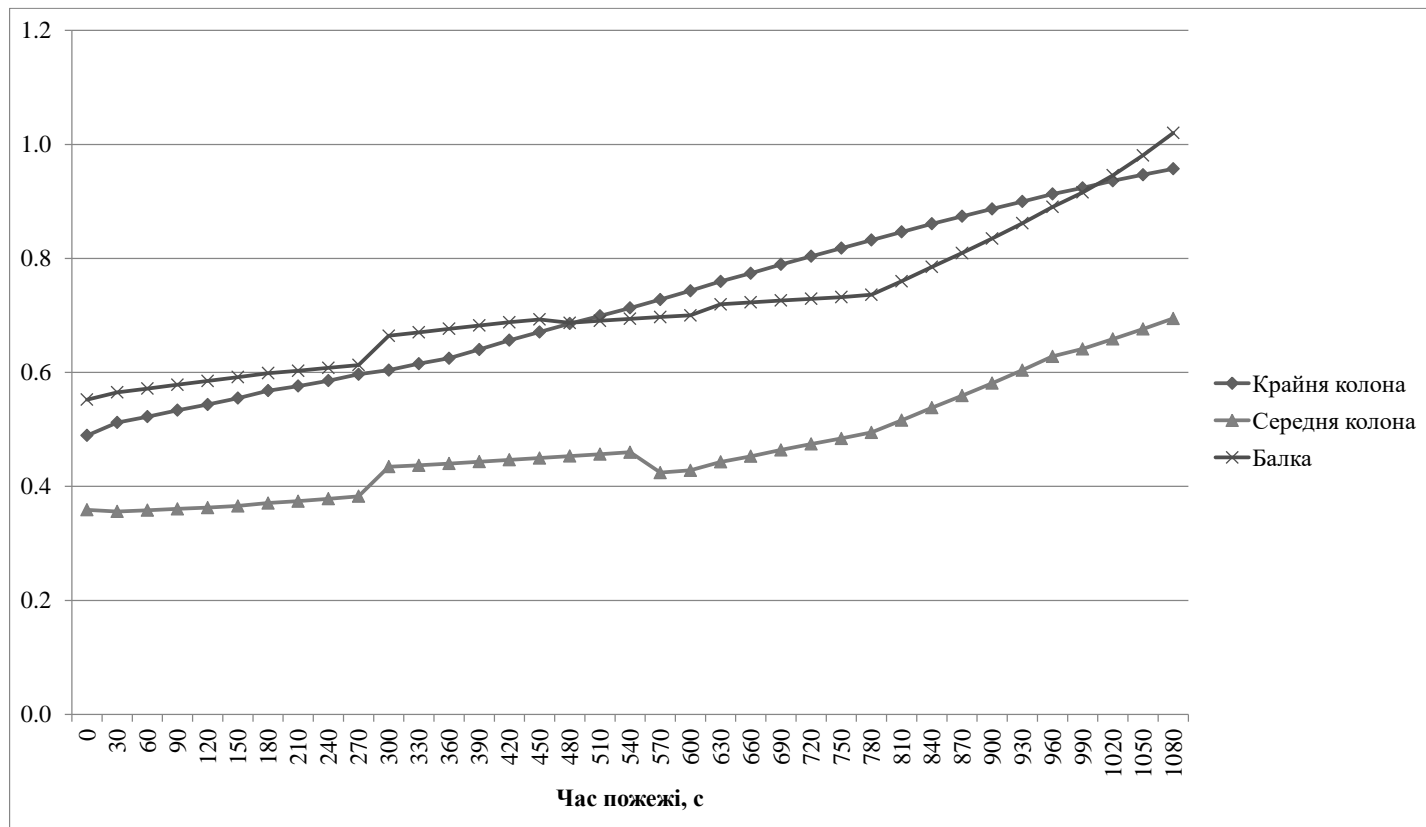


Рис. 3.51. Графік зміни КВНЗ для пожежі на верхньому поверсі в середньому прольоті

Граничний стан настає в середній балці за втратою стійкості із площини згину (як для стиснуто-зігнутого елемента). Час – $1080c=18\text{хв}$. Даний розрахунок підтверджує:

- при розташуванні джерела пожежі на верхньому поверсі більш балки більш схильні до того, щоб в них наступив граничний стан, ніж на нижньому поверсі;
- при розташуванні джерела пожежі середньому прольоті балки більш схильні до того, щоб в них наступив граничний стан, ніж в крайньому.

3.5. Висновки до розділу 3

З розділу 3 можна зробити наступні висновки:

- час до першого настання граничного стану в СКББ за сценарію пожежі в середньому прольоті більший, ніж у крайньому;
- при випадку пожежі на вищому поверсі граничний стан настає пізніше, ніж на нижчому (колона на вищому поверсі менш завантажена);
- на нижчому поверсі колони більш схильні до того, щоб в них настав граничний стан раніше, ніж в балці, ніж на верхньому (колона більш завантажена);
- в середньому прольоті балки більш схильні до того, щоб в них настав граничний стан раніше за колону, ніж у крайньому (колони повільніше вичерпують резерви несучої здатності);
- розташування пожежі в крайньому прольоті на нижньому поверсі – найбільш неприйнятне з точки зору граничного стану в колоні, саме таке розташування джерела пожежі варто брати за основу в дослідженнях механізмів прогресуючого руйнування та заходів посилення живучості (розділ 4);
- час першого настання граничного стану в каркасах з шарнірними вузлами примикання балок до колон більший, ніж із жорсткими (поздовжні зусилля в балках менші);
- каркаси із жорсткими вузлами примикання балок до колон схильні до більш раннього настання граничного стану в колонах, аніж балок;

- температура руйнування може бути меншою в каркасі з більшими резервами несучої здатності (переріз більш масивний та повільніше нагрівається);
- щоб при чисельному розрахунку запобігти стрибку КВНЗ при пожежі, переріз балок необхідно проектувати саме з урахуванням обмежених пластичних деформацій за аналогією з класифікацією Eurocode 3 [88] (де клас залежить від геометрії).

РОЗДІЛ 4. ФОРМУВАННЯ МЕТОДИКИ ПОСИЛЕННЯ ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ПОЖЕЖІ

4.1. Дослідження живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель з шарнірними вузлами примикання балок до колон

Було проведено дослідження роботи моделі сталевого каркасу багатоповерхвої будівлі до першого руйнування, під час самого руйнування, після першого руйнування до прогресуючого руйнування. Скінченно-елементна модель була прийнята аналогічна тій, що була в розділі 3 (див. рисунок 4.1). Використання трьохповерхової моделі каркасу, що має нижній, проміжний та верхній поверх має на меті дослідити роботу колони зі сталим перерізом на різних поверхах. Припускається, що каркас з більшою кількістю поверхів має більшу кількість шляхів перерозподілу зусиль та має вищу живучість. В цієї ж причини досліджується плоска, а не просторова модель. Зазначається, що в практиці проектування багатоповерхових будівель в каркасах з шарнірними вузлами приєднання балок до колон заведено ставити вертикальні в'язі з метою збільшення просторової жорсткості.

Розміри прийняті таким чином, щоб прольот балки був більшим в 2 рази за висоту колони: прольот балки – 7,2м, висота поверху – 3,6м. Розташування пожежі прийнято в крайньому прольоті на нижньому поверсі, як таке, за якого перше руйнування колони найбільш імовірне (як було доведено в розділі 3). Навантаження прийняті аналогічно до розділу 3. Перерізи елементів каркасу запроектовані складені двотаврові та такі, в яких може утворюватися повний шарнір пластичності без втрати місцевої стійкості (розділ 3). Вузли примикання балок до колон прийнято шарнірні. Початковий коефіцієнт використання несучої здатності в найбільш завантаженій балці та найбільш завантаженій колоні – 0,5. Навантаження, що діють на каркас – характеристичні. Значення мінісних характеристик сталі прийняті характеристичні. Розрахункова ситуація аварійна.

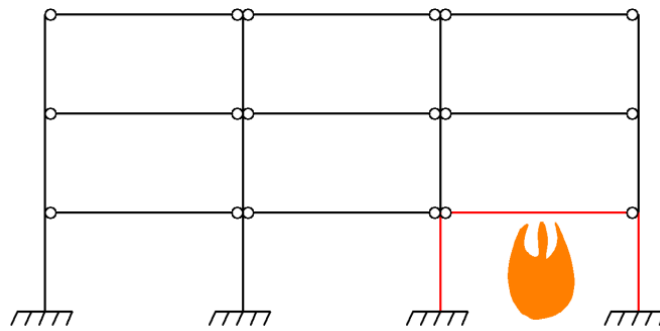


Рис. 4.1. Сценарій пожежі на нижньому поверсі в крайньому прольоті

В розрахунку каркасу на живучість при пожежі було враховано:

- геометричну нелінійність при кожному кроці задання температурного навантаження;
- зміну деформативних характеристик сталі (діаграма напружень-деформацій) при температурі, що впливає на деформації розрахункової схеми, розподіл зусиль; (див. рисунок 4.3);
- фізичну нелінійність з моделюванням роботи перерізу після досягнення напружень межі текучості сталі та її вплив на розподіл зусиль та деформацій в розрахунковій схемі (див. рисунок 4.2);
- вилучення елементів, у яких утворився шарнір пластичності та заміна їх на зусилля із протилежним знаком, які в них були до руйнування.

Критерієм руйнування елементу каркасу є настання в ньому шарніру пластичності: в ненагрітих елементах перед досягненням шарніру пластичності моделюється робота елементів каркасу на різних етапах пластичних деформацій (див. рисунок 4.2), в ненагрітих – припускається, що шарнір пластичності настає після досягнення напружень межі текучості, так як в усіх випадках, розглянутих нижче, температура сталі елементів на цьому етапі, більша за 500°C. На рисунку 4.3 видно, що за температури сталі більше за 500°C ділянка деформаційного зміцнення відсутня.

Розрахунок проведено в програмному комплексі SAP 2000v21. Врахування фізичної нелінійності відбувається для згинальних елементів шляхом визначення пластичного кута повороту та згинального моменту та залежно від того, наскільки

кут повороту більше за пружній в результатах розрахунку відповідний етап пластичних деформацій відображається відповідним кольором (див. рисунок 4.4). Характеристикою пластичного шарніра для стиснуто-зігнутого елемента є залежності поздовжньої сили та згинального моменту в площині каркасу (див. рисунок 4.5).

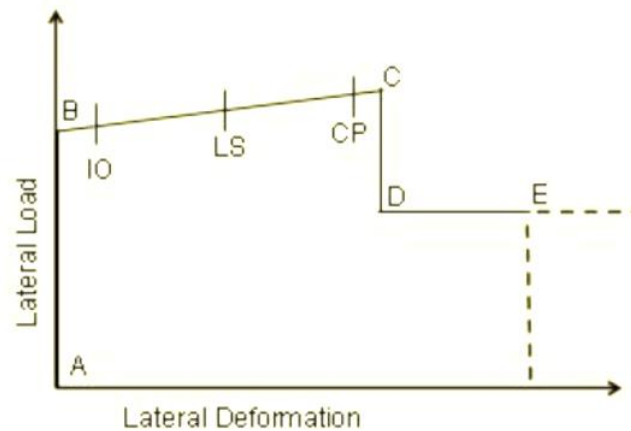


Рис. 4.2. Позначення різних стадій пластичних деформацій в перерізі в ПК SAP 2000v21

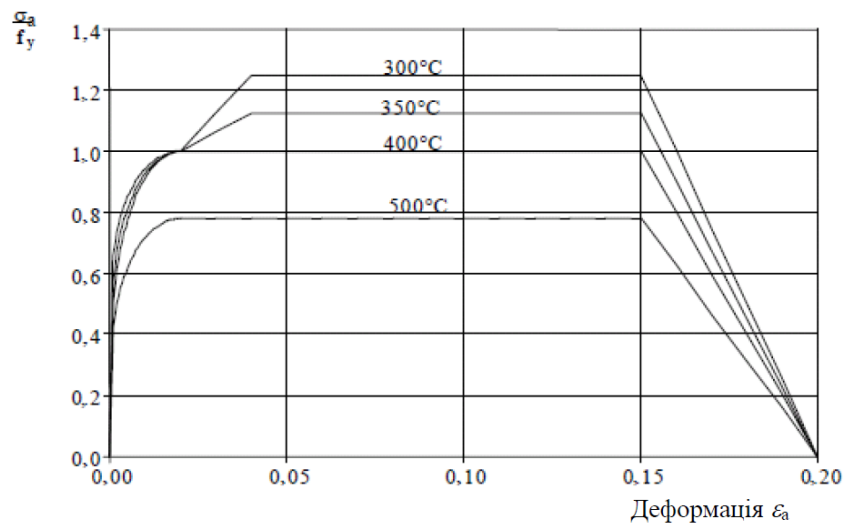


Рисунок И.2 – Альтернативна діаграма “напруження-деформація” для сталі за підвищених температур, що враховує деформаційне зміцнення

Рис. 4.3. Діаграма сталі за збільшеної температури

Frame Hinge Property Data for 1770H1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-6
D-	-0.2	-4
C-	-1.12	-4
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.12	4
D	0.2	4
E	0.2	6

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: Negative:

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: Negative:

Life Safety Positive: Negative:

Collapse Prevention Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Рис. 4.4. Характеристики пластичних деформацій для згинальних елементів

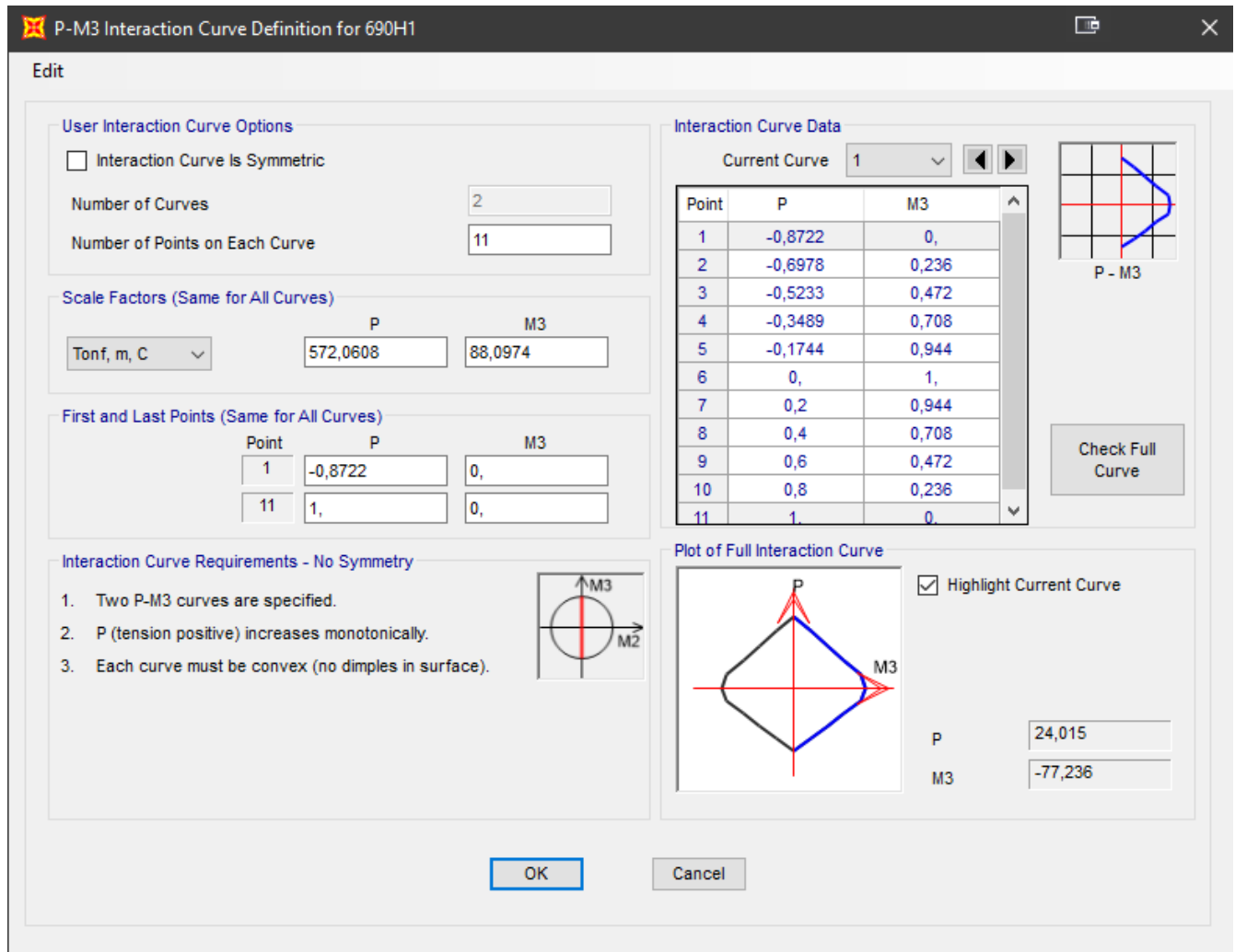


Рис. 4.5. Характеристики пластичних деформацій для стуснути-зігнутих елементів

Сам процес руйнування елемента моделюється вилученням його із розрахункової схеми каркасу, а замість нього у вузлах прикладаються зусилля, що рівні реакціям в цьому елементі, з протилежним знаком (врахування динамічного ефекту). На наступному кроці нелінійного завантаження ці зусилля зникають. Припускається, що нижче розташовані балки каркасу вигримують динамічне навантаження від падіння балок зверху після руйнування з огляду на їх малу власну вагу відносно несучої здатності. Явище, коли вище розташовані поверхи каркасу падають на нижче розташовані, є **втратою живучості**. Час від руйнування першого елемента каркасу до втрати живучості пропонується називати **часом живучості**. Саме час живучості і є критерієм живучості, за яким в даній роботі порівнюються

різні заходи з її посилення. Час від початку дії пожежі до часу втрати живучості пропонується називати **часом втрати живучості** (див. рисунок 4.6).

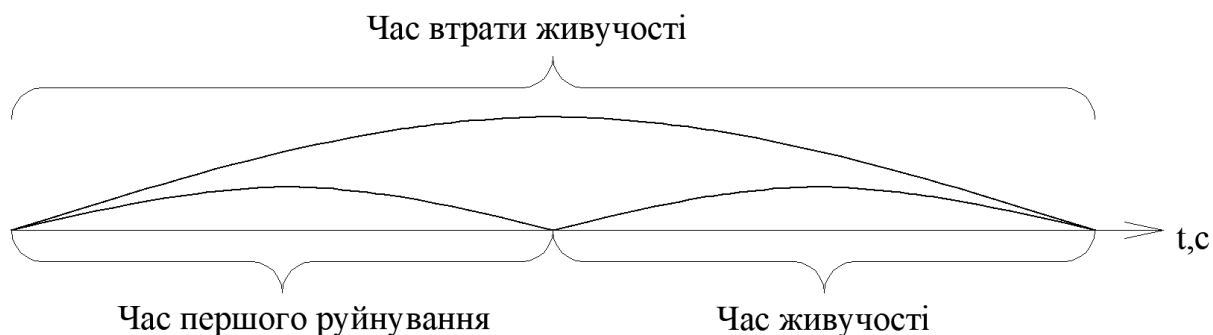


Рис. 4.6. Часові проміжки роботи каркасу при пожежі

Кожний розрахунок виконано за наступним алгоритмом:

- підбір перерізів елементів каркасу під навантаження без дії пожежі;
- визначення температурних навантажень відповідно до коефіцієнтів перерізу елементів та стандартного режиму пожежі для кожного кроку нелінійного навантаження (крок 30 с, аналогічно до розділу 3);
- визначення значень модуля пружності та межі текучості сталі для кожного значення температури сталі;
- проведення розрахунку в нелінійні постановці (див. розділ 3) з визначенням КВНЗ на кожному кроці за формулами 3.2 та 3.3;
- за настання шарніру пластичності в одному з елементів на наступному кроці навантаження відбувається вилучення його з розрахункової схеми з урахуванням динамічного ефекту;
- проведення розрахунку до втрати живучості каркасу;
- визначення часу першого руйнування, час живучості, часу втрати живучості каркасу;
- аналіз розрахункового механізму руйнування та заходів, що посилюють живучість.

В якості заходу посилення живучості каркасу при пожежі було досліджено Х-подібні аутригені системи на верхньому поверсі (див.рисунок 4.7), які в дослідженнях співвітчизників були визначені як найбільш ефективні [19-22].

Випадок пожежі на верхньому поверсі і дії її на аутригери не розглядався, що обумовлено:

- за пожежі на верхньому поверсі найбільш імовірно перше руйнування балки, а не колони (як було визначено в розділі 3.4);
- аутригери створюють додаткові шляхи перерозподілу зусиль, що підвищує живучість, тому цей випадок пожежі не є найбільш несприятливим (згідно [19-22]);
- аутригери сприймають зусилля, співрозмірне зі своєю несучою здатністю лише у випадку руйнування колони на нижчих поверхах.

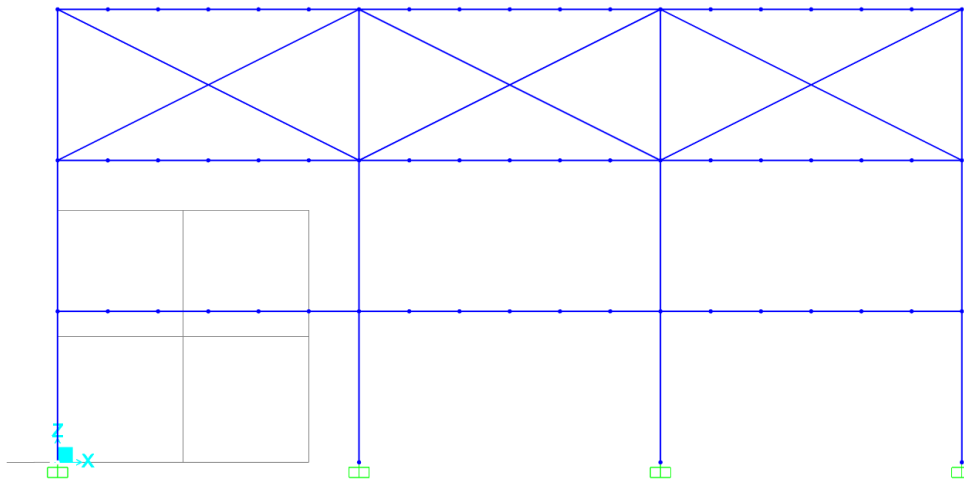


Рис. 4.7. Розрахункова модель з аутригерами на верхньому поверсі

За результатами розрахунку першою руйнується середня колона на нижньому поверсі, ненагріта. Час руйнування $1080\text{с}=18\text{хв}$. Причиною руйнування є наростання поздовжнього зусилля. В нагрітій колоні зусилля зменшилося з -130т до -51т , а у зруйнованій збільшилося з -130т до -262т (див. рисунки 4.8, 4.9).

Втрата живучості відбувається після вилучення зі схеми зруйнованої колони (див. рисунок 4.10) в силу передачі через аутригери на них поздовжнього зусилля $1110с=18,5хв$. Зусилля в балках доходить від 58т до -202т (балка верхнього поверху), від -40т до 196т (балка середнього поверху), а в колонах нижньої поверху з -16т до -270т (крайня колона), з -50т до -338т (середня колона). Руйнуються нагріта внутрішня колона та зовнішня ненагріта, а також нагріта балка та ненагріті балки проміжного та верхнього поверхів.

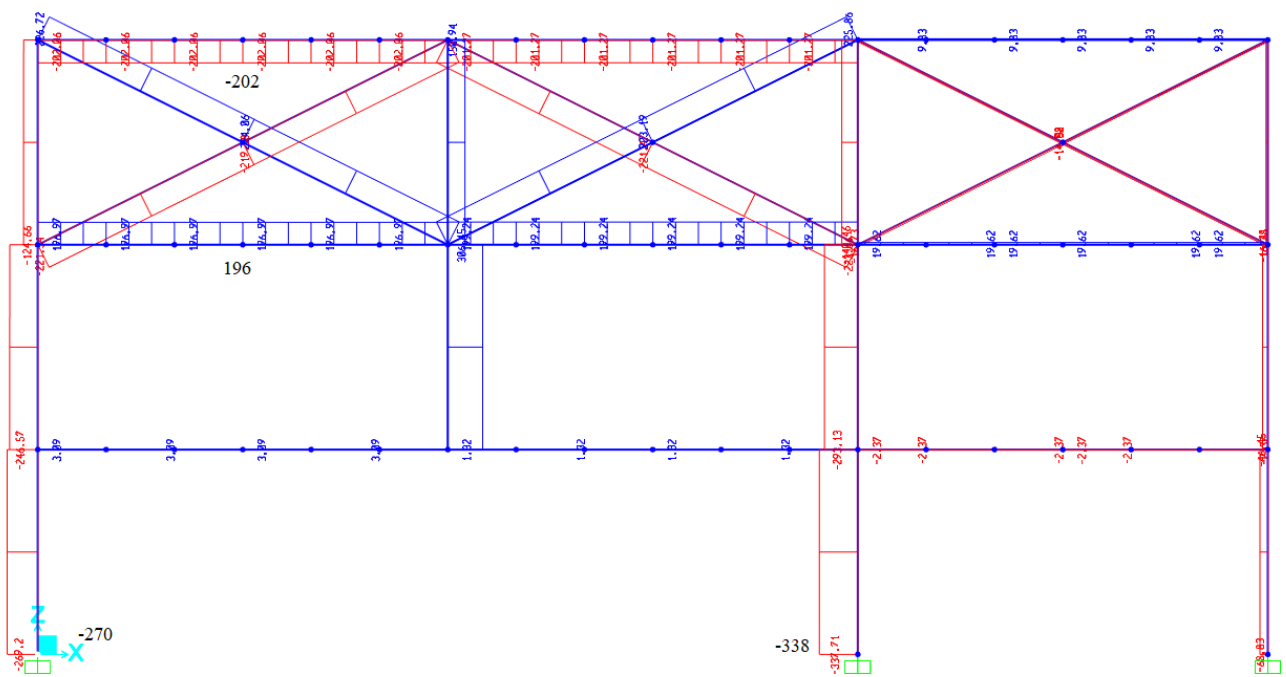


Рис. 4.10. Епюра поздовжніх зусиль перед втратою живучості станом на $1110с=18,5хв$

Було виявлено, що при нагріванні відбувається зменшення поздовжнього зусилля в нагрітій колоні внаслідок зменшення її жорсткості: модуль пружності сталі зменшується, коли температура досягає значення 100°C . Проте в ненагрітій, більш жорсткій колоні відбувається збільшення поздовжнього зусилля. Зусилля «перетікає» через аутригери від менш жорсткої колони до більш жорсткої. Проведено аналогічний розрахунок, але за умови, що аутригери включаються в роботу моделі каркасу лише після вилучення однієї із колон. Практично цього

можна досягти, якщо елементи аутригерів кріпитимуться за допомогою болтових вузлових з'єднань, що дозволяють обмежені вертикальні переміщення (зокрема, на овальних отворах у вертикальному напрямку, як на рисунку 4.11), щоб дозволити їх вертикальні переміщення до руйнування колони.

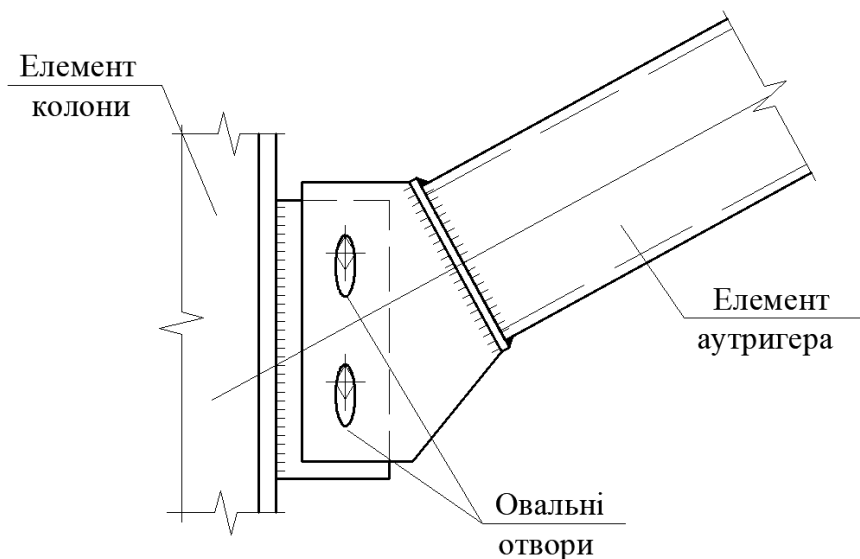


Рис. 4.11. Варіант вузла кріплення аутригерів, що дозволяє обмежені вертикальні переміщення

Перше руйнування відбувається в нагрітій внутрішній колоні ($1260c=21xv$). Руйнування по втраті стійкості із площини згину. Причиною зниження несучої здатності колони є зниження межі текучості сталі внаслідок нагрівання, а також зниження модуля пружності сталі та, відповідно, збільшення гнучкості.

Після вилучення зі схеми каркасу колони, що зруйнувалася та прикладення до вузла, до якого вона примикала, відповідних зусиль, руйнується внутрішня колона на проміжному та нижньому поверсі (ненагріта), а також крайня нагріта колона (нижній поверх). Аутригер витримує зусилля, що в ньому виникає. Балки, включно з нагрітою не руйнуються. Причина руйнування колон – збільшення поздовжнього зусилля за рахунок перерозподілу від зруйнованої колони через аутригери (-312т після -138т на першому поверсі та -268т після -90т на другому (див. рисунки 4.12, 4.13)). Відбувається втрата живучості. В нагрітій балці в цей час КВНЗ складає

0,947. Балка по міцності на згин завантажується повільніше, ніж колона на стійкість із площини згину.

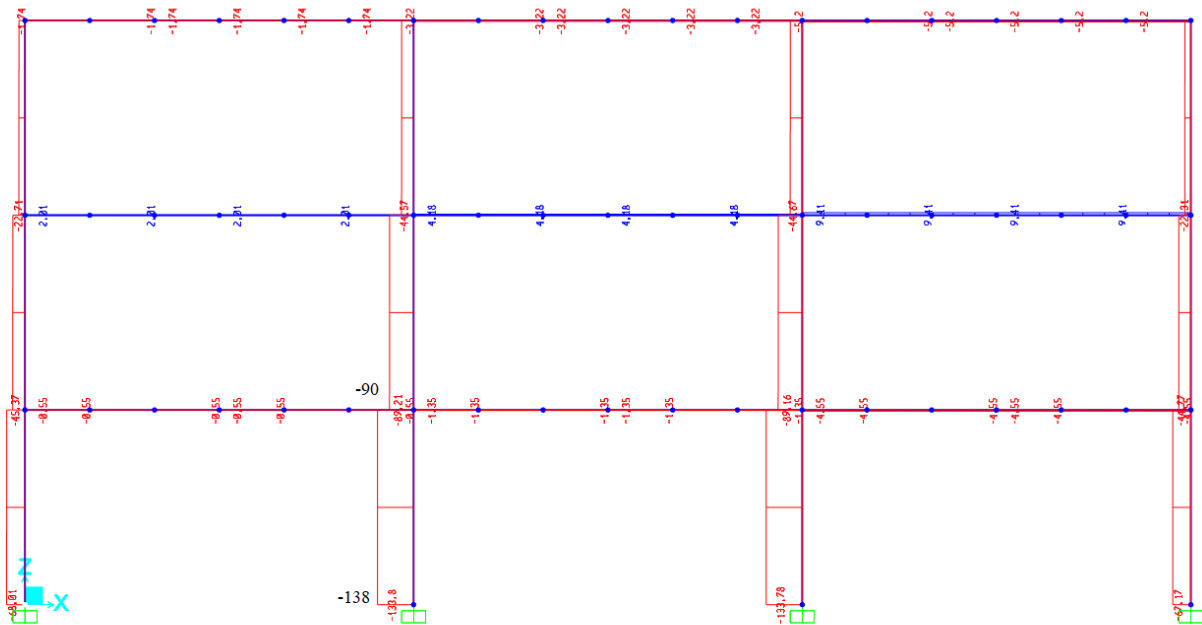


Рис. 4.12. Епюра поздовжніх сил перед пожежею

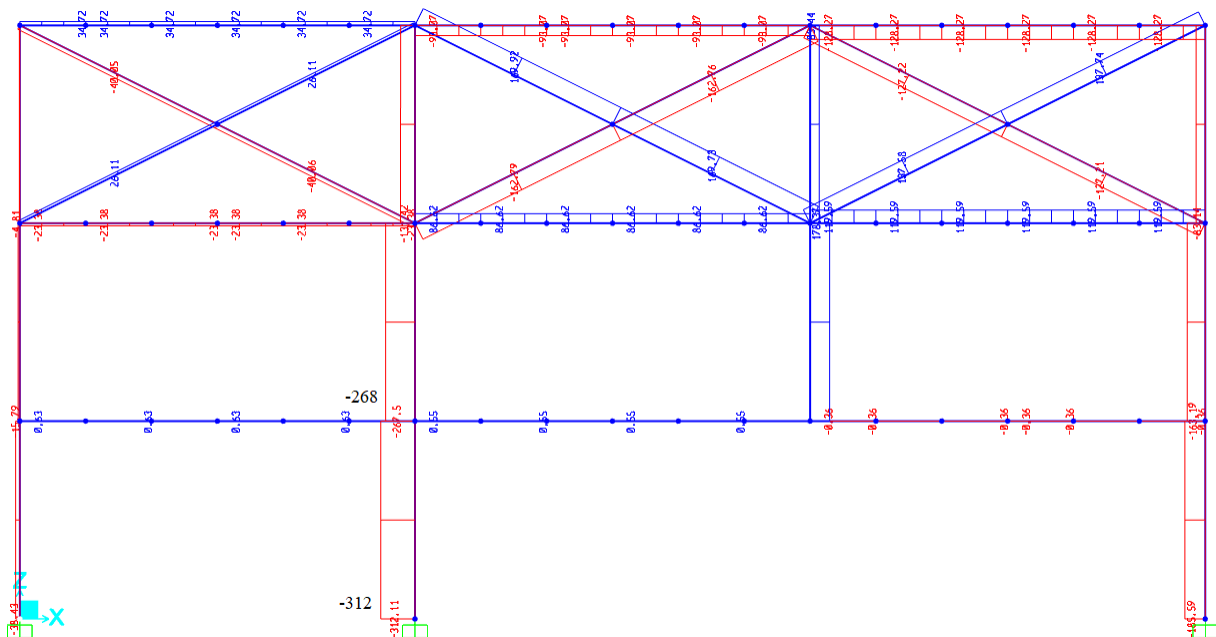


Рис. 4.13. Епюра поздовжніх сил перед руйнуванням середньої нагрітої колони на нижньому поверсі станом на $1080\text{с}=18\text{хв}$

Встановлено, що при включенні в роботу розрахункової схеми аутригерів лише після вилучення колони дозволяє уникнути першого руйнування за межами чарунки пожежі. В даному випадку першою руйнується колона, що призводить до втрати живучості на наступному етапі. Необхідно таким чином запроєктувати каркас, щоб перше руйнування відбулося в балці і порівняти цей механізм руйнування з попереднім за часом. Також переріз крайньої колони має витримувати динамічний ефект від руйнування середньої.

Вирішено досягти першого руйнування в балці шляхом збільшення несучої здатності таким чином, щоб КВНЗ в балці був на 10% більшим, ніж в колоні (іншими словами: резерв несучої здатності в колоні більший, ніж в балці на 10%).

Першою руйнується нагріта балка. Руйнування відбувається за міцністю на згин всередині прольоту. Час руйнування $1320\text{с}=22\text{хв}$. Причина руйнування – зменшення міцнісних характеристик сталі (60%) та незначне збільшення згинального моменту (0,5%). Температура сталі балки перед руйнуванням 609°C . КВНЗ в нагрітій середній колоні – 0,998. Епюра поздовжніх сил показана на рисунку 4.14.

Після виключення з роботи балки та прикладення реакцій від неї ($1350\text{с}=22,5\text{хв}$) внутрішня нагріта колона руйнується (див. рисунок 4.15). Причина руйнування: внаслідок дії вогню міцнісні характеристики сталі продовжують знижуватися. Так як крок часу в розрахунку 30с, то за цей час межа текучості сталі знижується до 108,8МПа з 114,3МПа або на 5,1%. Це призводить до руйнування крайньої колони.

колона. Причина руйнування збільшення поздовжнього зусилля в $158/67=2,35$ рази (див. рисунок 4.16). Натомість ненагріта внутрішня колона не руйнується, незважаючи на приріст зусилля в $318/133=2,39$ рази (КВНЗ 0,995).

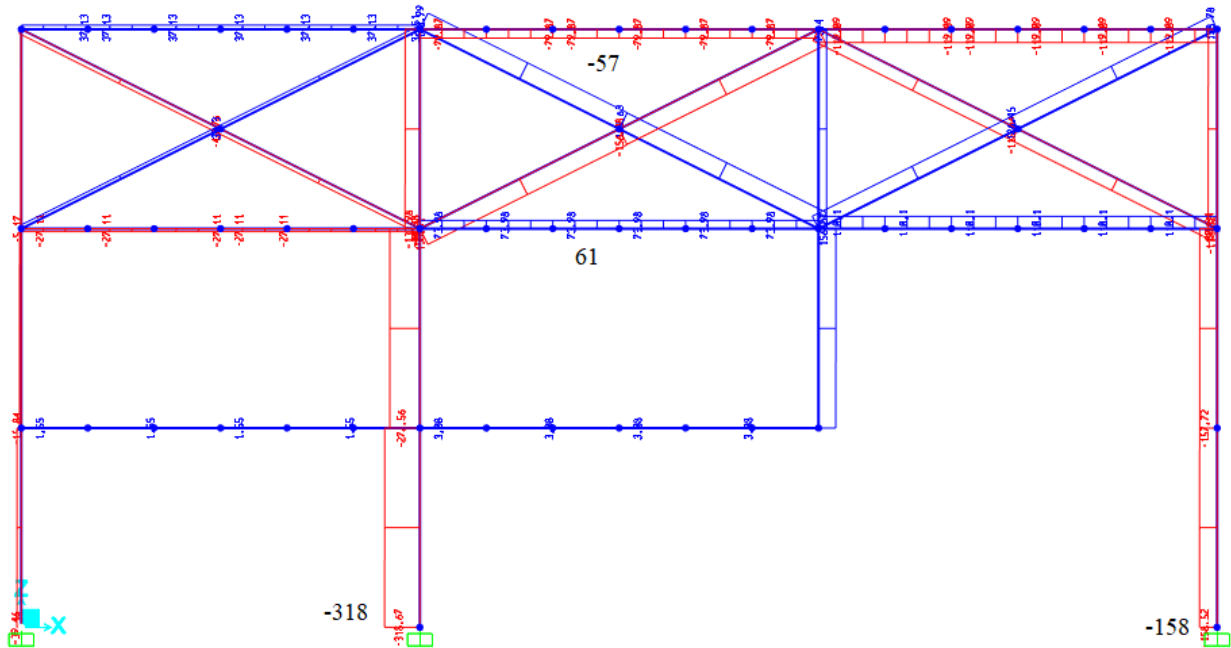


Рис. 4.16. Епюра поздовжніх зусиль станом на $1380с=23хв$

Останнім етапом розрахунку є вилучення зі схеми зруйнованої крайньої колони. Руйнуються середні балки середнього і верхнього поверху за міцністю за нормальними напруженнями. Причиною руйнування балок є збільшення поздовжньої сили в $887т/61т=14,6$ разів та $812т/57т=14,2$ разів відповідно (див. рисунок 4.17). Стискувальне зусилля в аутригері $-540т$, КВНЗ – 0,69. Настає втрата живучості каркасу.

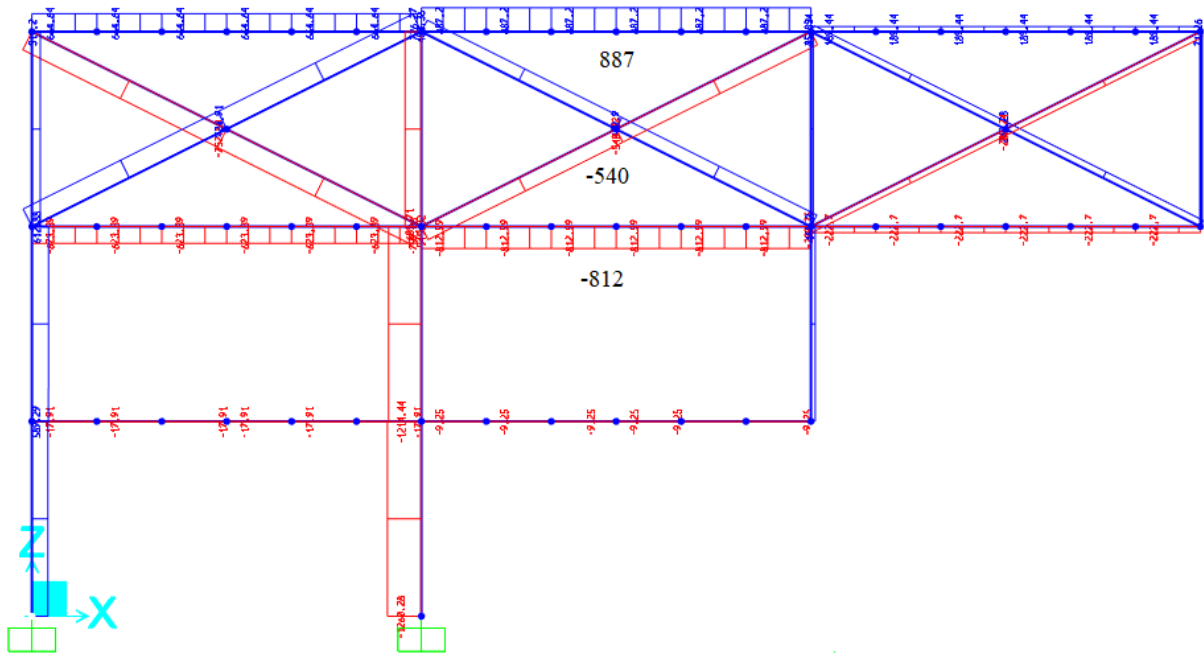


Рис. 4.17. Еюра поздовжніх зусиль станом на $1410c=23,5xв$

В даному розрахунку вдалося досягти того, щоб балка руйнувалася раніше за колону. Час живучості за такого механізму руйнування $60c=1xв$ у порівнянні з випадку, коли колона руйнується першою – $30c=0,5xв$. Але внутрішня нагріта колона не витримує динамічного ефекту від руйнування балки.

Був досліджений каркас, в якому різниця КВНЗ балки та колони складає більше, ніж у попередньому випадку 0,2 або 20%. Перше руйнування відбулося в нагрітій балці станом на $1320c=22xв$. Руйнування відбувається за міцністю на згин всередині прольоту. Причина руйнування – зменшення міцнісних характеристик сталі на 60% (з 255МПа до 103,3МПа). На час руйнування КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,68, крайній нагрітій колоні – 0,344.

Станом на $1350c=22,5xв$ було вилучено балку з розрахункової схеми та замість неї прикладені реакції від неї з протилежним знаком. Середня нагріта колона має КВНЗ 0,746, нагріта крайня колона – 0,708. Причина стрибку КВНЗ крайньої колони – збільшення розрахункової довжини в площині каркасу вдвічі, так як балка була розкріпленням для колони.

Станом на $1380\text{с}=23\text{хв}$ було знято реакції з протилежним знаком. КВНЗ: середня колона - 0,666, крайня колона - 0,571. Як можна побачити, нагріті колони витримують динамічний ефект від руйнування балки, після чого вони розвантажуються.

Станом на $1620\text{с}=27\text{хв}$ руйнується нагріта середня колона за втратою стійкості із площини каркасу. КВНЗ в крайній нагрітій колона – 0,601.

Після вилучення середньої колони станом на $1650\text{с}=27,5\text{хв}$ та прикладення неї реакцій з протилежним знаком нагріта крайня колона руйнується від втрати стійкості із площини згину. Причина руйнування - збільшення поздовжньої сили (з -47т до -142т), що передається від зруйнованої середньої колони через аутригери. Середня ненагріта колона при цьому не руйнується (КВНЗ = 0,718).

Станом на $1680\text{с}=28\text{хв}$ настає втрата живучості каркасу внаслідок руйнування крайніх балок на проміжному та верхньому поверхах. Для даного розрахунку час втрати живучості при пожежі складає $1680\text{с}=28\text{хв}$. Час першого руйнування $1320\text{с}=22\text{хв}$. Отже, час живучості при пожежі $1680\text{с}-1320\text{с}=360\text{с}=6\text{хв}$. Так, як при руйнуванні крайня колона має межу текучості сталі 63,5МПа (25% від початкової міцності сталі і 75% використання міцності матеріалу), і з урахуванням того, що був досліджений плоский каркас (живучість просторових каркасів більша за рахунок більшої кількості шляхів передачі зусиль), то досліджувати заходи ще більшого посилення живучості не є доцільним з точки зору значних перевитрат матеріалу.

Для результатів досліджень заходів посилення живучості вище каркасу було зроблено порівняльну таблицю 4.1.

Таблиця 4.1. Порівняння різних заходів посилення живучості для каркасу

Заходи посилення живучості	Час 1-го руйнування, с	Час втрати живучості, с	Час живучості, с	Відсоток використання міцності матеріалу
Аутригерні системи на верхньому поверсі	1080	1110	30	43

Аутригерні системи на верхньому поверсі з вузлами, що дозволяють обмежені вертикальні переміщення; коефіцієнт перерізу балки більший, ніж у колони	1260	1290	30	53
Аутригерні системи на верхньому поверсі з вузлами що дозволяють обмежені вертикальні переміщення; колона підібрана для ситуації з вилученою внутрішньою колоною 1-го поверху; КВНЗ в балці на 10% більший, ніж у колоні	1350	1410	60	60
Аутригерні системи на верхньому поверсі з вузлами що дозволяють обмежені вертикальні переміщення;; колона підібрана для ситуації з вилученою внутрішньою колоною 1-го поверху; КВНЗ в балці на 20% більший, ніж у колоні	1320	1680	360	75

Виходячи з таблиці 4.1, досліджені в даній роботі заходи посилення живучості при пожежі сталевих каркасів багатопверхових будівель дають можливість збільшити час втрати живучості на 40%, а час роботи каркасу після 1-го руйнування в 12 разів. Також резерв міцності матеріалу при її зниженні під час нагрівання використовується в 2,34 рази (149,1МПа/63,5МПа) більше.

Значення різниці КВНЗ балки та колони 0,2 або 20% варто перевірити для каркасів з іншим співвідношенням прольоту балки до висоти колони (в даному випадку $7,2\text{м}/3,6\text{м}=2$). Було досліджено каркаси зі співвідношенням $l/h=1, 3, 4$.

Для каркасу зі співвідношенням $l/h=3$ прольот балки прийнято 10,8м. Висота поверху 3,6м. Перше руйнування відбувається в нагрітій балці за міцністю на згин. Причина руйнування – зменшення міцності сталі (235МПа до 111,9МПа). Час руйнування $1530с=25,5хв$. На момент руйнування КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,773, в крайній нагрітій – 0,393.

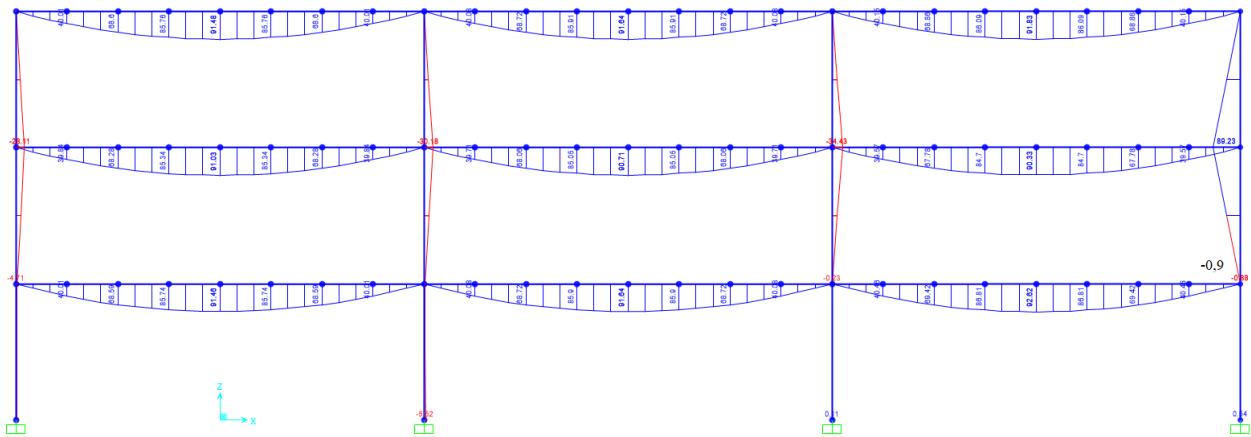


Рис. 4.18. Епюра моментів до руйнування балки ($1530с=25,5хв$)

На наступному етапі $1560с=26хв$ було вилучено зі схеми балку, замість неї прикладено реакції з протилежним знаком. Відбулося руйнування в крайній нагрітій колоні за міцністю на стиск зі згином. Причина руйнування: збільшення згинального моменту з 0,9тм до 48тм (див. рисунки 4.18, 4.19).

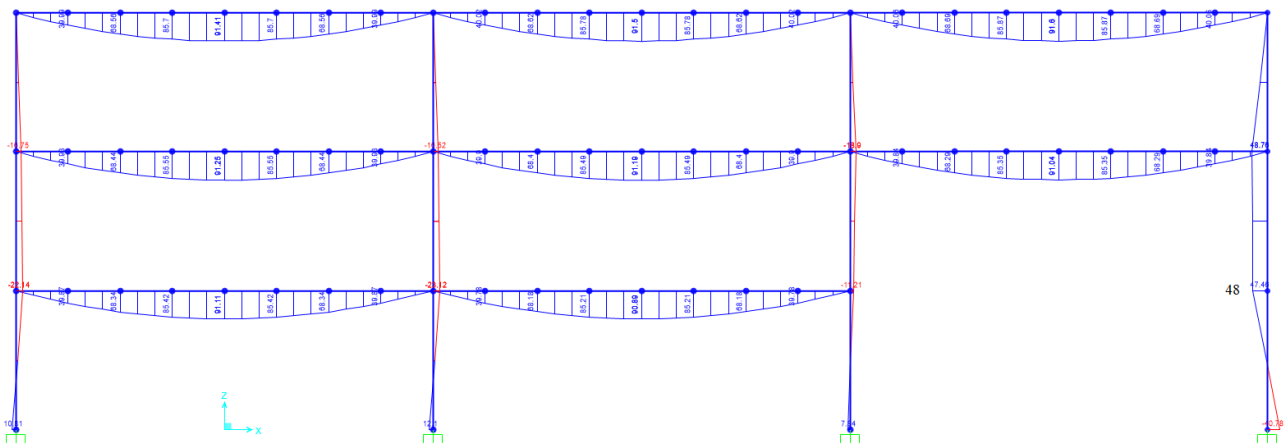


Рис. 4.19. Епюра моментів після руйнування балки станом на $1560с=26хв$

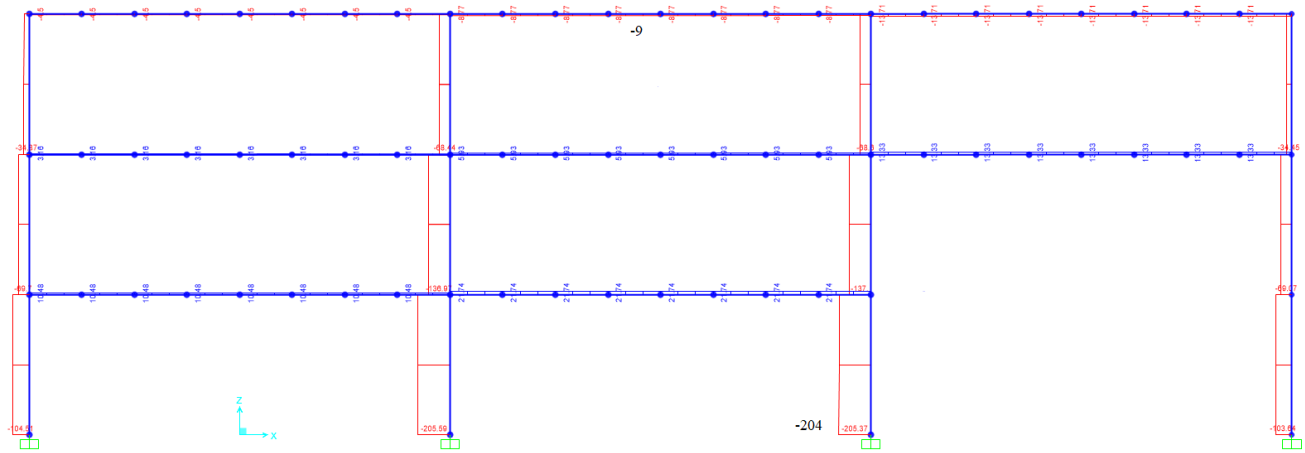


Рис. 4.20. Епюра поздовжніх сил до руйнування колони станом на $1560с=26хв$

На етапі $1590с=26,5хв$ було вилучено зруйновану колону (крайню нагріту) та включені в роботу аутригери. Була зруйнована середня нагріта колона та балка на верхньому поверсі. Причина: збільшення поздовжньої сили в колоні внаслідок перерозподілу зусиль через аутригери з 204т до 396т, в балці з 9т до 283т (див. рисунок 4.20, 4.21).

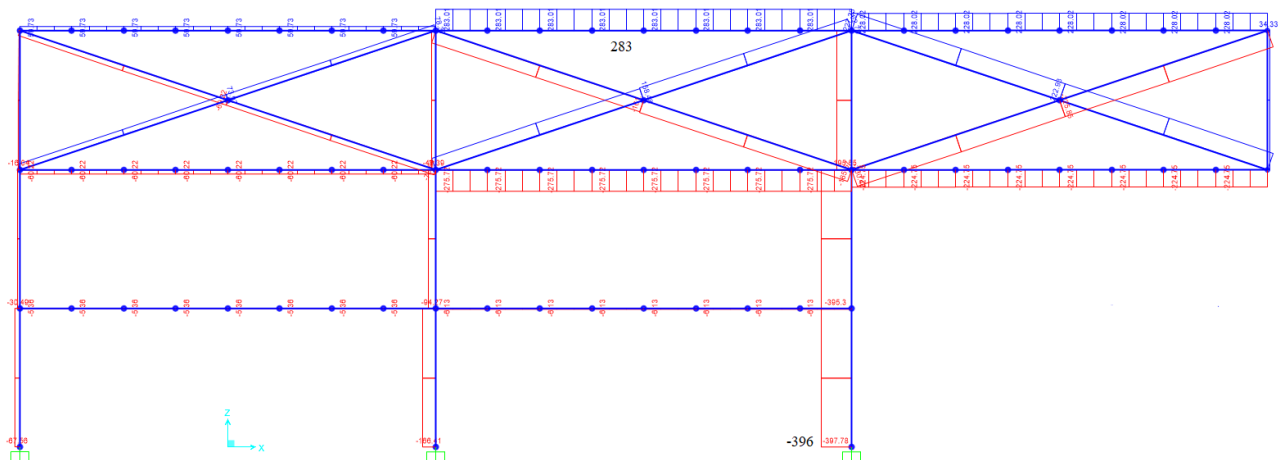


Рис. 4.21. Епюра поздовжніх сил після руйнування колони станом на $1590с=26,5хв$

На етапі $1620с=27хв$ настає втрата живучості. В даному випадку крайня нагріта колона не витримує динамічного ефекту від руйнування балки. Щоб колона пройшла цей етап без руйнування, було запроєктовано колону з більшим запасом несучої здатності, або меншим КВНЗ. Різниця КВНЗ балки та колони прийнята 0,25 або 25%.

Підібрано перерізи балки із початковим КВНЗ = 0,518, перерізи колони – із КВНЗ = 0,274. Перше руйнування відбувається в нагрітій балці. Час руйнування – $1530\text{с}=25,5\text{хв}$. Причина руйнування – зменшення межі текучості сталі під впливом температури.

Було вилучено балку, а її було замінено на реакції з протилежним знаком. Нагріті колони станом $1560\text{с}=26\text{хв}$ витримують навантаження, прикладене у вузлах зруйнованої балки. КВНЗ крайньої нагрітої колони – 0,95, середньої нагрітої - 0,692. Причина збільшення КВНЗ крайньої колони – збільшення згинального моменту з 0,8тм до 52тм (див. рисунок 4.22).

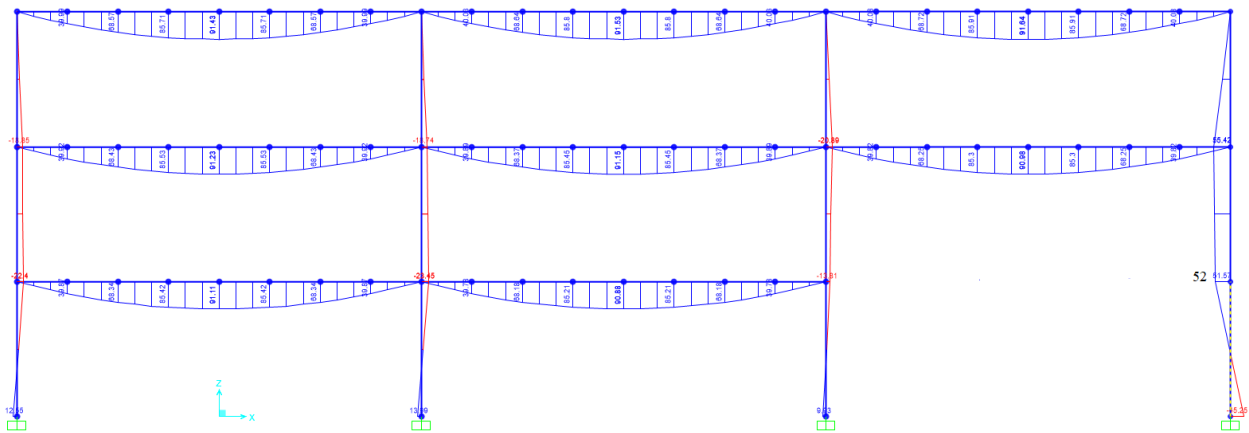


Рис. 4.22. Епюра моментів після руйнування балки станом на $1560\text{с}=26\text{хв}$

На наступному етапі $1590\text{с}=26,5\text{хв}$ навантаження від реакцій з протилежним знаком вилученої балки було зняте. КВНЗ в крайній колоні – 0,678, в середній – 0,574. Далі розрахунок було проведено до руйнування однієї з колон.

Станом на $1920\text{с}=32\text{хв}$ руйнується середня нагріта колона по втраті стійкості із площини згину. Причина руйнування – зниження межі текучості сталі. Температура руйнування – 693°C . КВНЗ в крайній нагрітій колоні – 0,563.

Після вилучення колони $1950\text{с}=32,5\text{хв}$ та включення в роботу аутригерів руйнується крайня нагріта колона за міцністю та стійкістю в обох площинах. Причина руйнування: збільшення поздовжнього зусилля стиску з -75т до -223т (див.

рисуюнок 4.23) та знижена межа текучості сталі, що за температури 699°C складає $54,6\text{МПа}$ (знижена на 77% від початкової).

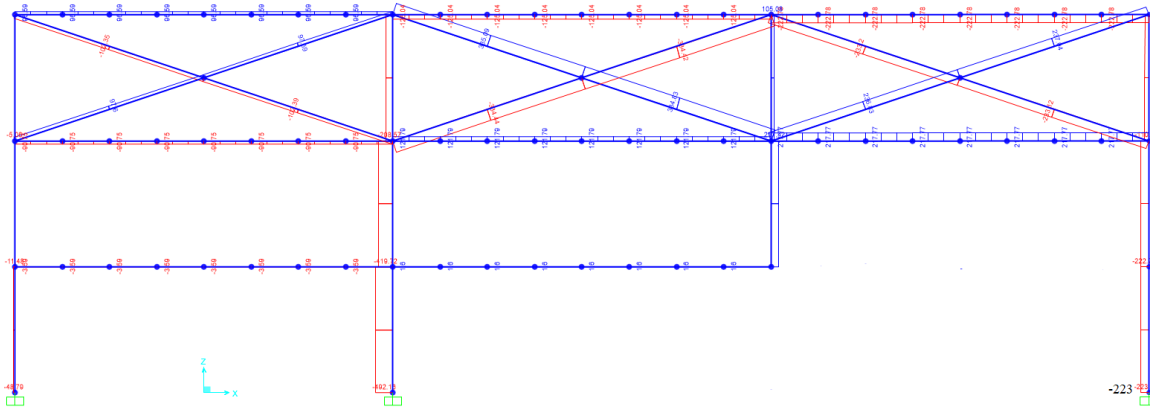


Рис. 4.23. Епюра поздовжніх сил після руйнування колони станом на $1950\text{с}=32,5\text{хв}$

На наступному етапі $1980\text{с}=33\text{хв}$ відбувається втрата живучості каркасу внаслідок руйнування балок в крайньому прольоті на верхньому та проміжному поверхах та падіння верхнього поверху.

Порівняння результатів розрахунків на живучість при пожежі багатоповерхового сталевго каркасу зі співвідношенням $l/h=3$ за різних різниць КВНЗ балки та колони наведені в таблиці 4.2. Як можна побачити із таблиці, при заданні різниці 25% час живучості збільшується в 5 разів, час втрати живучості на 22%. Також встановлено, що для більшого співвідношення прольоту балки до висоти колони потрібна більша різниця КВНЗ для посилення живучості при пожежі.

Таблиця 4.2 Порівняння результатів розрахунків з різною різницею КВНЗ

Різниця коефіцієнтів використання несучої здатності балки та колони	50-30=20%	50-25=25%
Час першого руйнування, с	1530с=25,5хв	1530с=25,5хв
Час втрати живучості, с	1620с=27хв	1980с=33хв
Час живучості, с	90с=1,5хв	450с=7,5хв
Відсоток використання міцності матеріалу	62	77

Було розраховано каркас із $l/h=4$ ($l=14,4\text{м}$ та $h=3,6\text{м}$) із різницею КВНЗ 25% з метою ще раз перевірити залежність цих двох факторів. Підібрано перерізи балки та колони із КВНЗ: 0,625 і 0,378 відповідно.

Станом на $1530\text{с}=25,5\text{хв}$ руйнується нагріта балка з температурою 558°C . КВНЗ в нагрітих колонах: середня – 0,929, крайня – 0,476. В крайній колоні в місці примикання балки 2-го поверху в крайньому прольоті починаються пластичні деформації (див. рисунок 4.24).

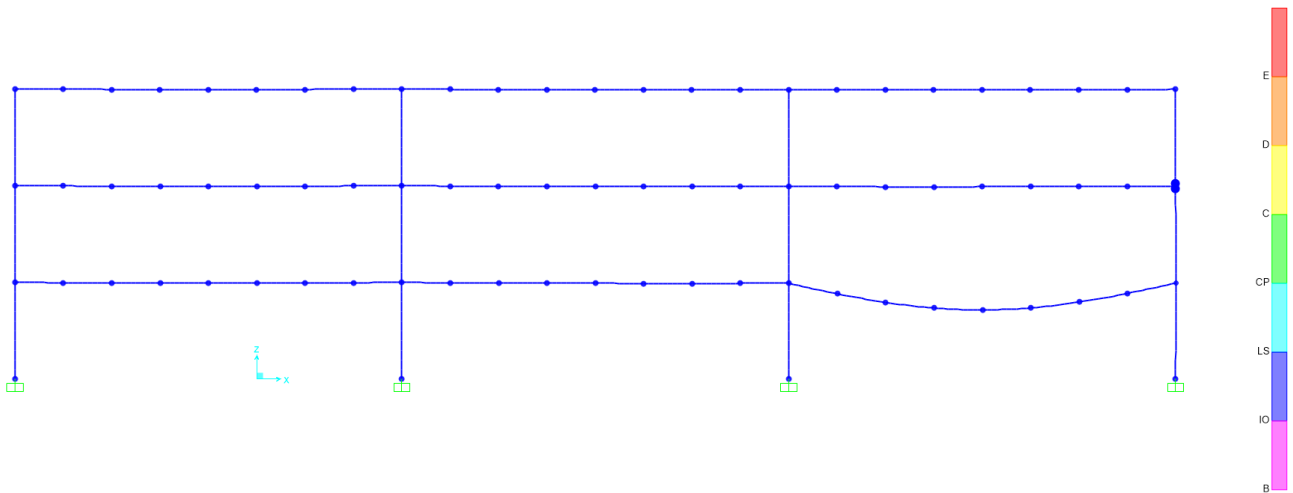


Рис. 4.24. Пластичні деформації станом на $1530\text{с}=25,5\text{хв}$

Станом на $1560\text{с}=26\text{хв}$ балка була вилучена з розрахункової схеми з усіма необхідними заходами (див. рисунок 4.25). Відбулося руйнування в нагрітій крайній колоні (за стійкістю в із площини згину) та в середній нагрітій колоні (за міцністю на стиск зі згином).

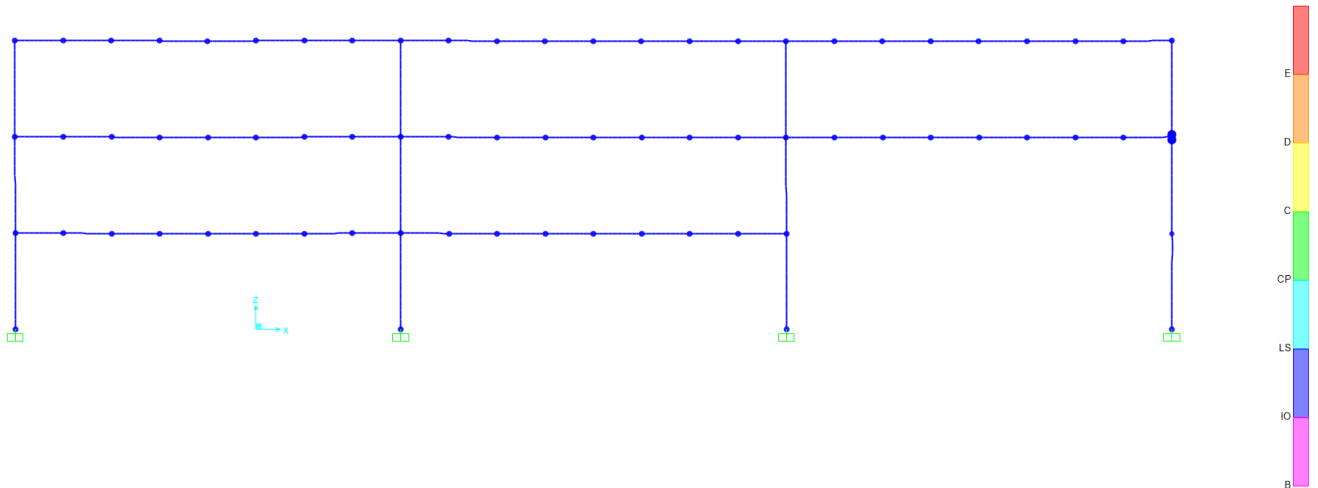


Рис. 4.25. Пластичні деформації станом на $1560s=26xv$

Станом на $1590s=26,5xv$ настає втрата живучості внаслідок збільшення поздовжніх зусиль в балках 2-го і 3-го поверху в крайньому прольоті та падіння верхнього поверху. Встановлено, що для $l/h=4$ різниця КВНЗ балки та колони 25% недостатня. Було збільшено до 30%. Знову більше співвідношення l/h вимагає більшої різниці КВНЗ балки та колони.

Було запроектовано каркас із $l/h=4$ із різницею КВНЗ 30%. Станом на $1530s=25,5xv$ руйнується нагріта балка за міцністю на стиск зі згином. Причина руйнування: зменшення межі текучості сталі внаслідок нагрівання та збільшення поздовжнього зусилля внаслідок температурного розширення. КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,772, в крайній нагріта колона – 0,394. В колоні над крайньою нагрітою (проміжній та верхній поверх) КВНЗ 0,932 внаслідок збільшення згинального моменту з 0 до $162tm$ (див. рисунок 4.26).

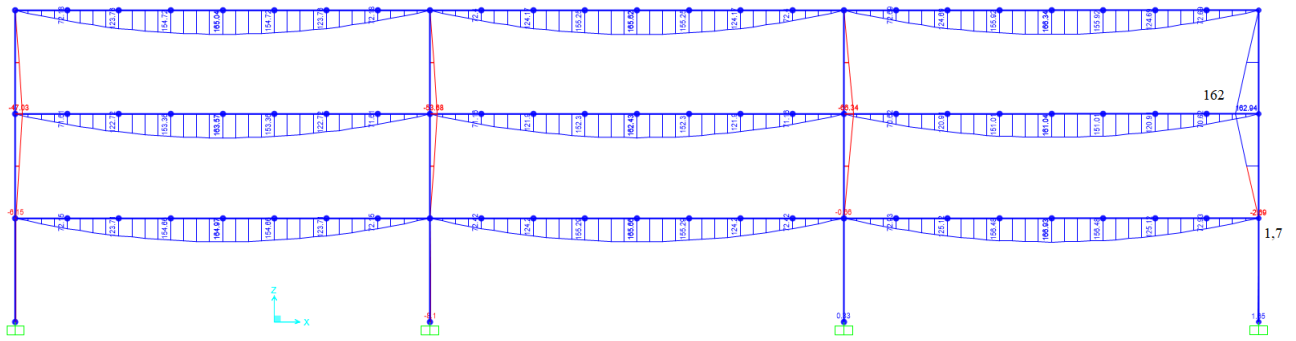


Рис. 4.26. Епюра моментів після руйнування балки станом на $1530с=25,5хв$
 Станом на $1560с=26хв$ було вилучено балку (з усіма необхідними заходами).
 КВНЗ в середній нагрітій колоні – $0,904$. Внаслідок динамічного ефекту крайня нагріта колона була зруйнована за міцністю на стиск зі згином. Причина руйнування – збільшення згинального моменту внаслідок вилучення балки з $1,7тм$ до $88,51тм$ (див. рисунок 4.27).

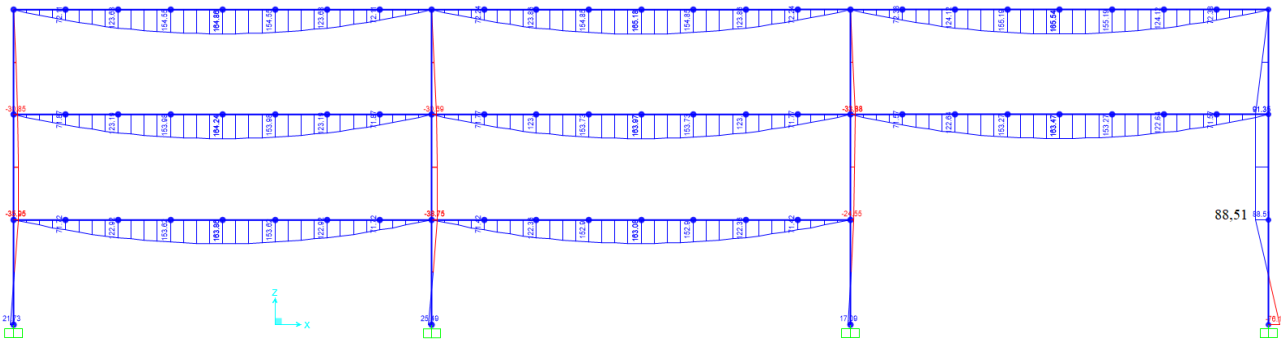


Рис. 4.27. Епюра моментів станом на $1560с=26хв$

Станом на $1590с=26,5хв$ було вилучено крайню нагріту колона та включені в роботу аутригери. Відбувається руйнування балок 2-го та 3-го поверху в крайньому прольоті. Причина руйнування – збільшення поздовжнього зусилля з $-25т$ до $-410т$ (див. рисунок 4.28). Після цього настає втрата живучості каркасу.

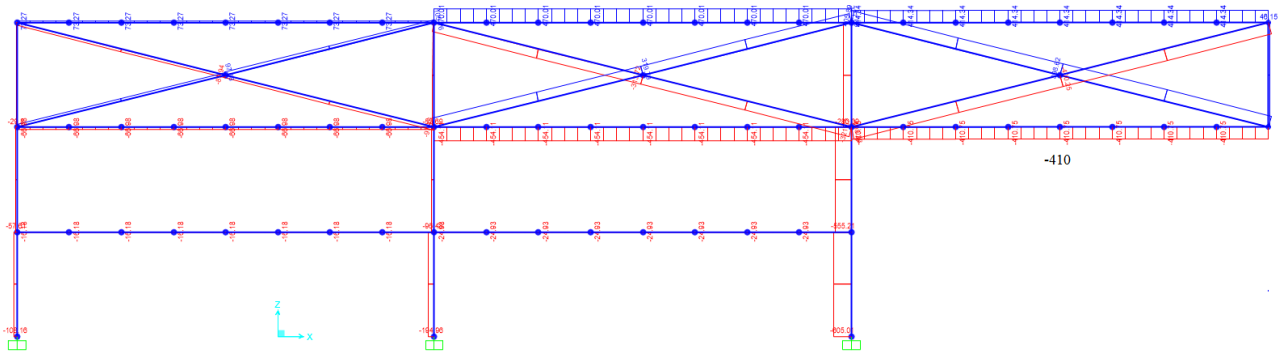


Рис. 4.28. Епюра поздовжніх сил станом на 1590с=26,5хв

Встановлено, що збільшення різниці КВНЗ між балкою та колоною призводить до зменшення КВНЗ крайньої колони при руйнуванні балки, а середня колона витримує динамічний ефект від руйнування балки. Один із можливих варіантів посилення живучості при пожежі даного каркасу: далі збільшувати різницю КВНЗ між балкою та колоною до тих пір, поки крайня колона каркасу буде витримувати динамічний ефект від руйнування балки.

Також однією із причин руйнування колони є те, що температура в ній більша, ніж в балці. Коефіцієнт перерізу балки $[Am/V]_{sh,b} = 40m^{-1}$, а колони $[Am/V]_{sh,k} = 45m^{-1}$. Якщо порівняти із розрахунками $l/h=3$ (різниця КВНЗ 25%), де живучість при пожежі була посилена до максимально можливої, то коефіцієнти перерізу балки $47m^{-1}$, а колони $46m^{-1}$.

Було встановлено таку послідовність подальших досліджень:

- перепроєктувати елементи каркасу з різницею КВНЗ балки та колони 30% таким чином, щоб коефіцієнт перерізу балки був більшим, ніж у колони;
- якщо таким чином досягти максимальної живучості не вийде, то потрібно збільшувати різницю КВНЗ балки та колони.

Було запроектовано каркас із балкою з $[Am/V]_{sh,b} = 45m^{-1}$, а колоною $[Am/V]_{sh,k} = 42m^{-1}$. Станом на 1380с=23хв руйнується балка за міцністю на згин. Причина руйнування – зменшення межі текучості сталі. КВНЗ в нагрітій середній колоні – 0,44, в нагрітій крайній колоні – 0,232, в крайній колоні на проміжному поверсі – 0,925, на верхньому – 0,747. Згинальний момент в крайній колоні на проміжному

поверсі менший, ніж в попередньому розрахунку – 152тм в порівнянні з 162тм (див. рисунок 4.29).

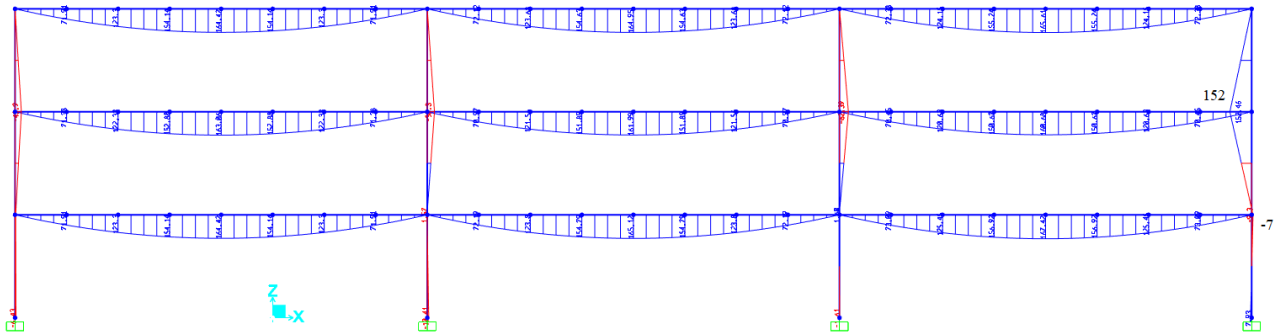


Рис. 4.29. Епюра моментів станом на $1380с=23хв$

Станом на $1410с=23,5хв$ балка була вилучена (з усіма необхідними заходами). КВНЗ в нагрітій середній колоні – 0,536, в крайній нагрітій колоні – 0,732. Приріст КВНЗ в крайній нагрітій колоні пов'язаний зі збільшенням згинального моменту з 7тм до 95тм (див. рисунок 4.30) та збільшенням розрахункової довжини в площині каркасу через вилучення балки з роботи каркасу.

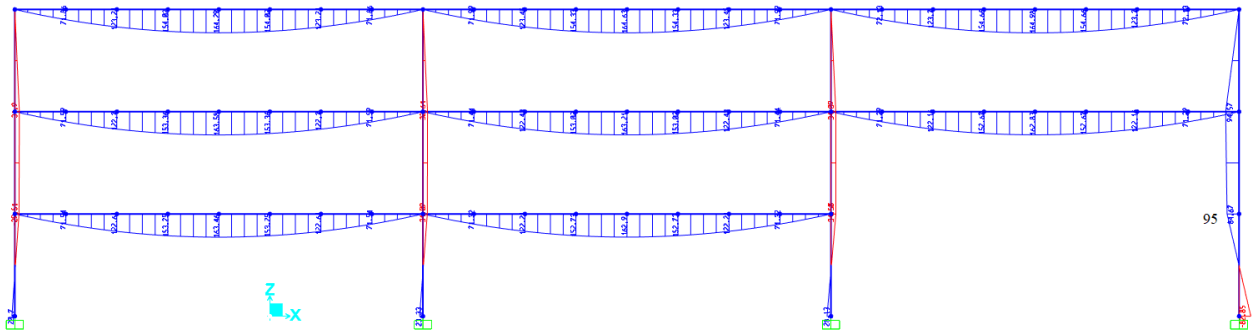


Рис. 4.30. Епюра моментів станом на $1410с=23,5хв$

Станом на $1440с=24хв$ нагріта середня колона – 0,44, крайня нагріта колона – 0,557. Зменшення КВНЗ зумовлене зняттям зусиль, що моделювали динамічний ефект від вилучення балки з роботи каркасу. Проведено розрахунок до руйнування колони.

Станом на $1980с=33хв$ руйнується середня нагріта колона, КВНЗ в крайній – 0,516. Причина руйнування – зменшення межі текучості сталі. Станом на

2010с=33,5хв було вилучено середню колону та включені в роботу аутригери. Крайня колона зруйнувалася за міцністю на стиск зі згином. Причина руйнування – збільшення поздовжнього зусилля зі -101т до -306т (див. рисунок 4.31).

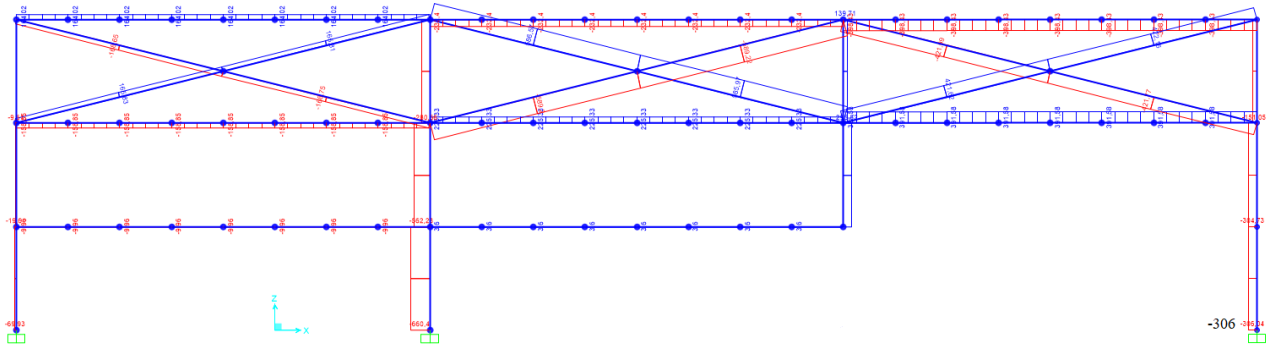


Рис. 4.31. Епюра поздовжніх сил станом на 2010с=33,5хв

Станом на 2040с=34хв руйнуються крайні балки на проміжному та верхньому поверхах відбувається втрата живучості каркасу. Встановлено, що каркас із різницею КВНЗ 30% до максимуму посилює живучість при пожежі. Також грає важливу роль коефіцієнт перерізу, тому форма перерізу також впливає на живучість каркасу при пожежі (див. таблицю 4.3).

Таблиця 4.3 Порівняльна таблиця для різних розрахунків каркасу з $l/h=4$

Заходи посилення живучості при пожежі	25%	30%	30%, коефіцієнти перерізу в балці більший, ніж в колоні
Час першого руйнування, с	1530с=25,5хв	1530с=25,5хв	1380с=23хв
Час втрати живучості, с	1590с=26,5хв	1590с=26,5хв	2040=34хв
Час живучості, с	60=1хв	60=1хв	660=11хв
Відсоток використання міцності матеріалу: $\frac{(R_{уп.пoch} - R_{уп.кін})}{R_{уп.пoch}} \cdot 100\%$	61	60	77

де $R_{уп,поч}$ – межа текучості сталі на початку пожежі; $R_{уп,кін}$ – межа текучості сталі на момент втрати живучості каркасу			
---	--	--	--

З таблиці 4.4 видно залежність різниці КВНЗ балки та колони, необхідної для максимального посилення живучості, від геометрії каркасу, а саме відношення прольоту балки до висоти колони каркасу l/h .

Таблиця 4.4 Залежність КВНЗ від геометрії каркасу

l/h (відношення прольоту балки до висоти колони каркасу)	4	3	2
Різниця КВНЗ балки та колони, %	30	25	20

Було проведено аналогічні розрахунки для каркасу із $l/h=1$ при різниці КВНЗ 15% та остаточно довести закономірну лінійну залежність між цих двої параметрів. Було підбрано перерізи. КВНЗ балки – 0,595, колони – 0,438. Різниця – 15%. Коефіцієнт перерізу балки – 129м^{-1} , колони – 119м^{-1} .

Перше руйнування відбулося станом на $780\text{с}=13\text{хв}$. Зруйнувалася нагріта балка за міцністю на згин. Причина руйнування – зниження межі текучості сталі. Температура балки – 565°C . КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,774, в крайній нагрітій колоні – 0,398.

Станом на $810\text{с}=13,5\text{хв}$ балка була вилучена з усіма необхідними заходами (див. рисунок 4.32). Відповідно КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,857, в крайній нагрітій колоні – 0,481. Отже, колони витримують динамічний ефект від вилучення балки.

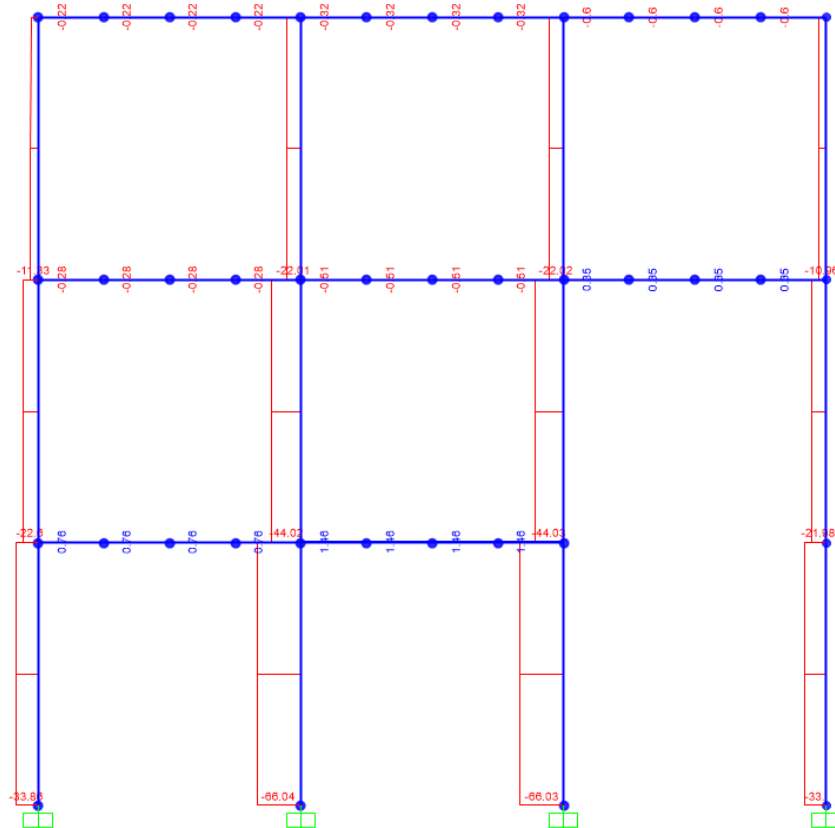


Рис. 4.32. Епюра поздовжніх зусиль станом на $810c=13,5xв$

Станом на $960c=16xв$ зруйнувалася нагріта середня колона. Руйнування відбулося за втратою стійкості із площини згину. Причина руйнування: зниження межі текучості сталі та модуля пружності. КВНЗ в крайній нагрітій колоні – 0,489.

Станом на $990c=16,5xв$ колона була вилучена та введені в роботу каркасу аутригери. Крайня нагріта колона руйнується за стійкістю із площини згину. Причини руйнування: збільшення зусилля з $-22т$ до $-75т$ (див. рисунок 4.33) внаслідок перерозподілу зусиль зі зруйнованої середньої колони та динамічного ефекту від її руйнування. Станом на $1020c=17xв$ відбувається втрата живучості каркасу внаслідок руйнування крайніх балок на проміжному та верхньому поверхах.

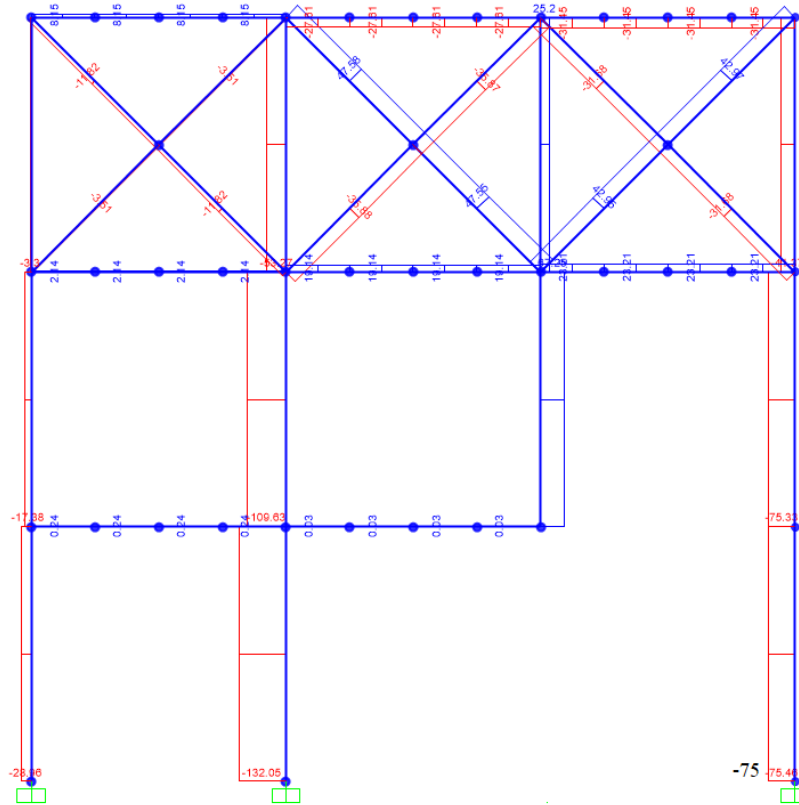


Рис. 4.33. Епюра поздовжніх зусиль станом на $990\text{с}=16,5\text{хв}$

Результати розрахунку для каркасу з $l/h=1$ були занесені в таблицю 4.5.

Таблиця 4.5 Таблиця результатів для каркасу з $l/h=1$

Різниця КВНЗ балки та колони, %	15%
Час першого руйнування, с	$780\text{с}=13\text{хв}$
Час втрати живучості, с	$1020\text{с}=26,5\text{хв}$
Час живучості, с	$240=4\text{хв}$
Відсоток використання міцності матеріалу	62

На основі вище викладених розрахунків була сформована методика посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі:

- мінімальну різницю коефіцієнтів використання несучої здатності в балках та колонах необхідно приймати залежно від співвідношення прольоту балок та висоти

колони згідно таблиці 4.6 (у випадку наявності різних співвідношень приймати різницю КВНЗ приймати для більшого);

Таблиця 4.6 Залежність різниці КВНЗ від геометрії каркасу

l/h(відношення прольоту балки до висоти колони каркасу)*	4	3	2	1
Різниця КВНЗ балки та колони, %	30	25	20	15

* - для проміжних значень різницю КВНЗ приймати в більшу сторону

- КВНЗ необхідно визначати, виходячи з характеристичних значень навантажень, характеристичних значень міцності сталі, аварійної розрахункової ситуації, із тимчасових короточасних навантажень слід враховувати вітрове з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,35$;

- форму перерізу необхідно приймати такою, щоб коефіцієнт перерізу балки має бути більшим, ніж у колони з урахуванням вогнезахисту для того, щоб температура балки була більшою:

$$\left[\frac{A_m}{V}\right]_{sh,b} > \left[\frac{A_m}{V}\right]_{sh,k} \quad (4.1)$$

- перерізи елементів необхідно приймати такими, в яких шарнір пластичності утворюється раніше, ніж настає втрата місцевої стійкості (рекомендовано використовувати перерізи 1-го класу за Eurocode);

- в каркасі на верхньому поверсі необхідно перебачити X-подібні аутригерні системи (попередньо визначені як найбільш ефективні з точки зору живучості [19-22]) з кріпленням їх за допомогою болтових з'єднань що дозволяють обмежені вертикальні переміщення для того, щоб вони сприймали вертикальні зусилля лише у випадку руйнування колони;

- переріз аутригерів та рішення вузла їх кріплення визначати, виходячи з розрахункової ситуації, коли колона з найбільшим КВНЗ вилучена з розрахункової

схеми з урахуванням динамічного ефекту (потрібно визначити зусилля в аутригері та вертикальне переміщення у верхньому вузлі вилученої колони);

- вузлові з'єднання примикання балок до колон приймати шарнірними.

4.2. Дослідження живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель з жорсткими вузлами примикання балок до колон

В даному параграфі показано результати досліджень каркасу аналогічного до того, що у параграфі 4.1, проте із жорсткими вузлами примикання балок до колон, з метою перевірки застосовності вище описаної методики посилення живучості для таких каркасів. Було виконано розрахунок каркасу з жорсткими вузлами зі співвідношенням $l/h=2$. Різниця КВНЗ балки та колони прийнята 20%. Підібрано перерізи: балки з КВНЗ 0,523 та коефіцієнтом перерізу 72м^{-1} , колона з КВНЗ 0,318 та коефіцієнтом перерізу 65м^{-1} .

Станом на $1290\text{с}=21,5\text{хв}$ руйнується нагріта балка за міцністю на згин на обох опорах. КВНЗ в колонах: середня – 0,492, крайня – 0,381. Пластичні деформації з'являються в середніх балках на всіх поверхах та в крайній колоні на верхньому поверсі (див. рисунок 4.34).

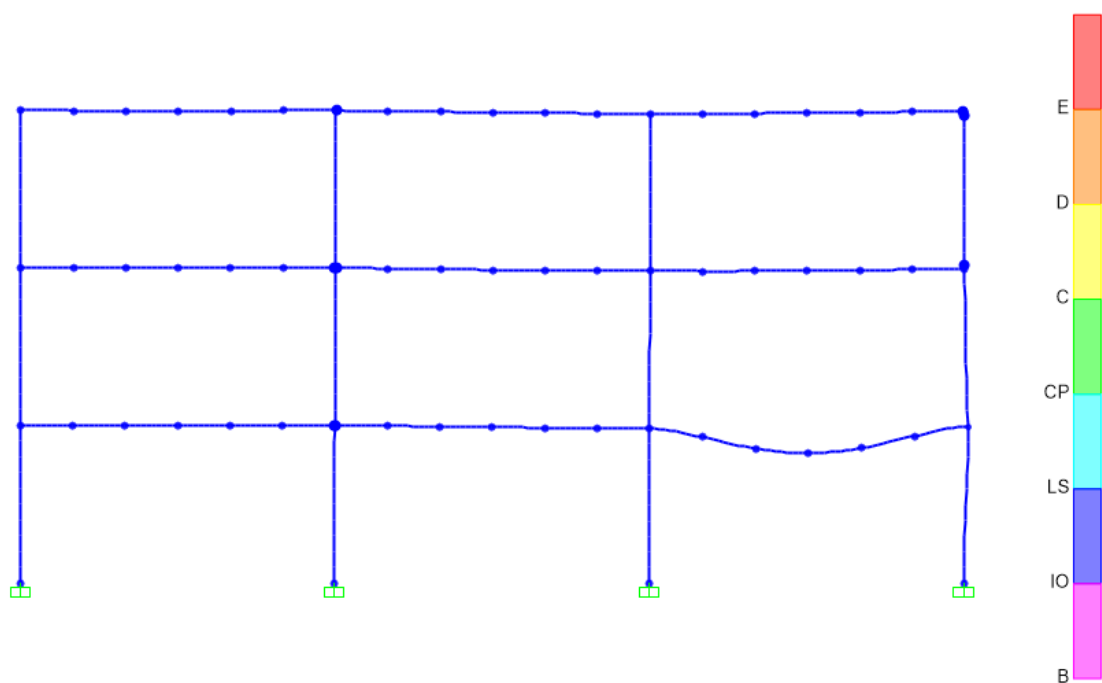


Рис. 4.34 Пластичні деформації станом на $1290\text{с}=21,5\text{хв}$

Зусилля змінюються наступним чином:

- поздовжня сила зменшується в середній нагрітій колоні;
- в крайній нагрітій колоні зусилля збільшується, зменшується згинальний момент;
- в середній ненагрітій колоні поздовжня сила збільшується.

Станом на $1320\text{с}=22\text{хв}$ зруйнована балка була вилучена зі схеми (з усіма необхідними заходами). КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,499, в крайній нагрітій – 0,829. Тому нагріті колони витримують динамічний ефект від руйнування балки. Пластичні деформації у середній ненагрітій балці верхнього поверху переходять в «блакитну» зону (див. рисунок 4.35).

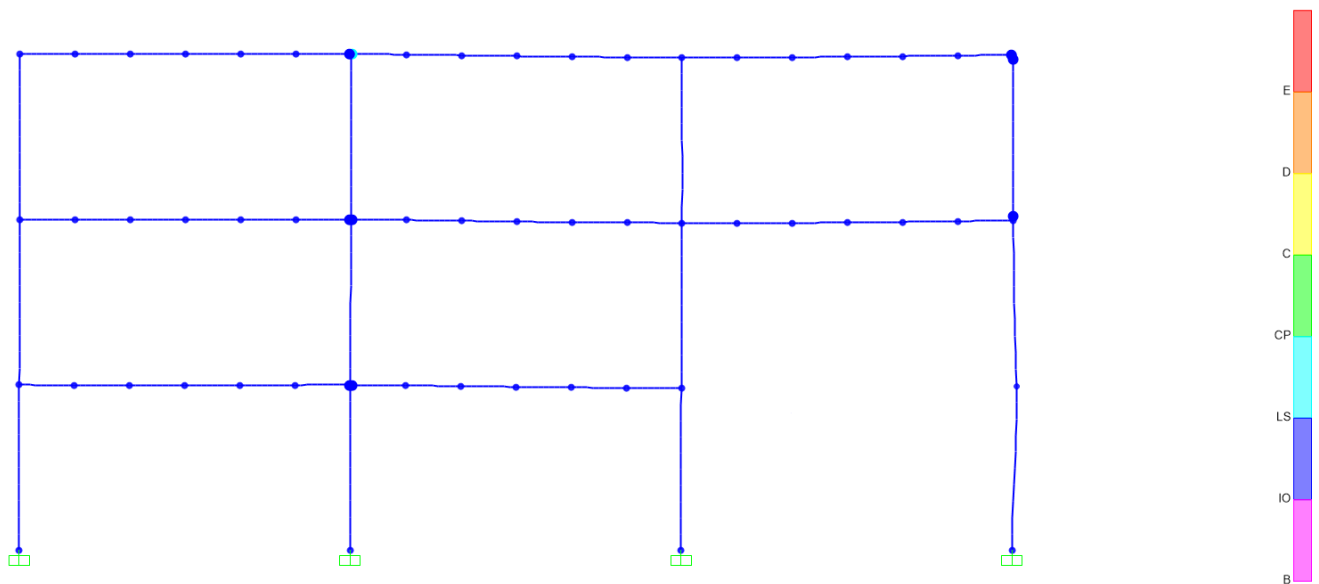


Рис. 4.35. Пластичні деформації станом на $1320\text{с}=22\text{хв}$

Станом на $1350\text{с}=22,5\text{хв}$ дія динамічного ефекту припинилася. КВНЗ в середній нагрітій колоні – 0,435, в крайній – 0,758. В ненагрітих елементах пластичні деформації продовжують розвиватися (див. рисунок 4.36).

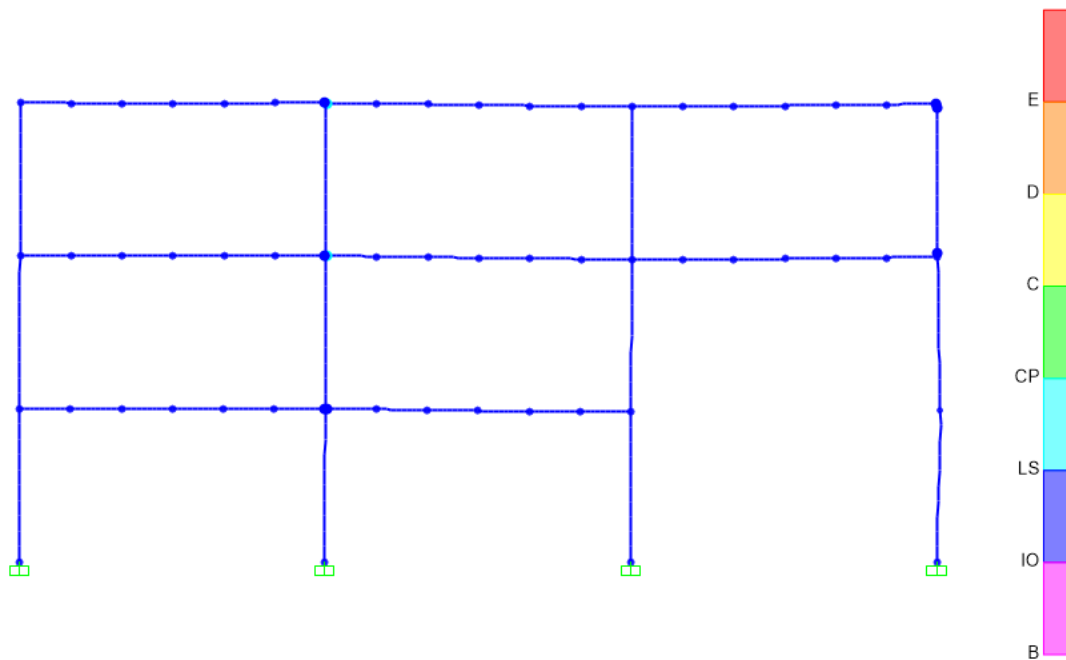


Рис. 4.36. Пластичні деформації станом на $1350c=22,5xv$

Станом на $1620c=27xv$ руйнуються середні балки на верхньому та середньому поверхах (див. рисунок 4.37). КВНЗ в нагрітих середній колоні 0,539, крайній колоні - 0,673.

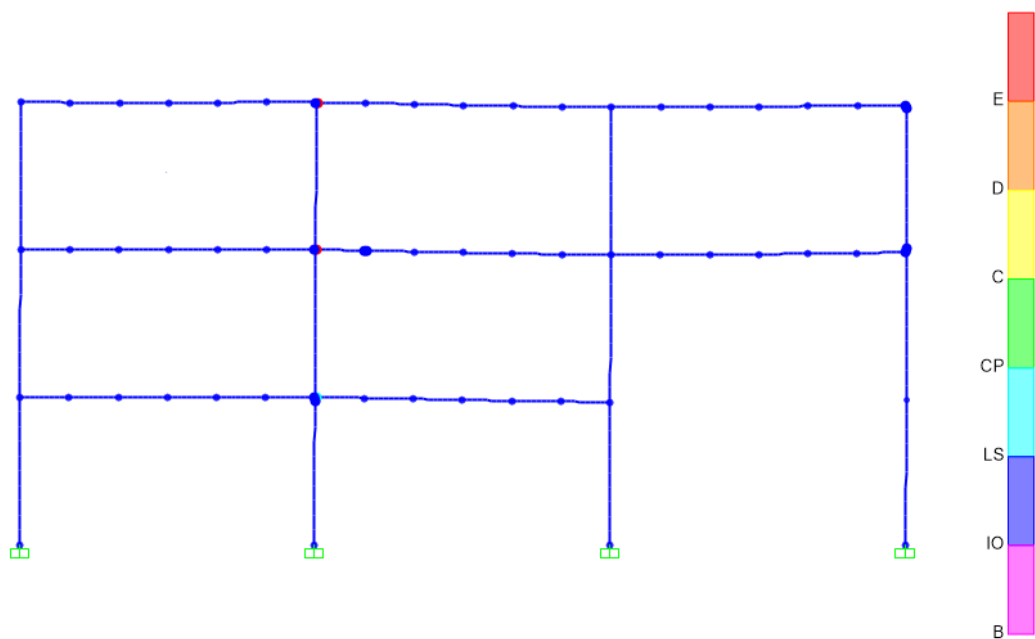


Рис. 4.37. Пластичні деформації станом на $1620c=27xv$

Падіння перекриттів в ненагрітих чарунках є втратою живучості каркасу. Втрата живучості відбувається до руйнування нагрітих колон. Різниця КВНЗ балки

та колони, що закладалася на початку розрахунку, за аналогією до каркасів з шарнірними вузлами кріплення балок, виявилася правильною з точки зору того, що першою руйнується саме балка, нагріті колони витримують динамічний ефект від руйнування балки. Проте заходи посилення живучості при пожежі, винайдені раніше щодо каркасів з шарнірним кріпленням балок не запобігають руйнуванню елементів за межами нагрітої чарунки.

Варто провести в майбутніх дослідженнях дослідження щодо можливості знайти таку різницю КВНЗ для балки та колони, щоб одночасно балки були достатньої несучої здатності, щоб не було руйнувань в ненагрітих елементах і колони були достатньої несучої здатності, щоб колони не руйнувалися раніше за балки. Порівняння результатів розрахунку аналогічних каркасів з різним приєднанням балок до колон наведено в таблиці 4.7.

Таблиця 4.7. Результати розрахунків для каркасів з різними вузлами примикання балок до колон

Каркас з вузлами приєднання балок до колон	Шарнірними (див. рисунок 1.10)	Жорсткими (див. рисунок 1.11)
Час першого руйнування	1320с=22хв	1290с=21,5хв
Час втрати живучості	1680с=28хв	1620с=27хв
Час живучості	360с=6хв	330с=5,5хв
Відсоток використання міцності матеріалу нагрітих елементів	75	72
Пластичні деформації в ненагрітих елементах	Не відбуваються	Відбуваються до першого руйнування
Руйнування ненагрітих елементів	Не відбувається	Відбувається в середніх балках на проміжному та верхньому поверсі

Щодо каркасів з жорсткими вузлами балок встановлено наступне:

- внаслідок того, що менша кількість ступенів свободи при температурних розширеннях, викликаних пожежею, відбувається менш передбачуваний для інженера та наукового дослідника розподіл зусиль, з точки зору живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель, бажано застосовувати каркаси з шарнірним приєднанням балок;
- в жорстких каркасах більше використовується резерв міцності за рахунок пластичних деформацій і цей факт є аргументом до подальших досліджень цих каркасів на предмет запобігання руйнування ненагрітих елементів при пожежі і одночасним посиленням живучості;
- багатьма дослідниками (зокрема співвітчизниками Білик А.С., Коваленко А. [19-22]) було доведено, що жорсткі каркаси є більш живучими з точки зору одиничної живучості без врахування причини першого руйнування, але з точки зору пожежі краще проектувати каркаси з більшою кількістю ступенів свободи (більший час живучості, не відбувається руйнування в ненагрітих елементах);
- застосування шарнірних вузлів кріплення балок стане ще одним пунктом в раніше сформованій методиці посилення живучості сталевих каркасів багатоповерхових будівель при пожежі.

Визначено область застосування методики, сформованої в розділі 4.2. СКББ, в яких:

- регулярне ортогональне вертикальне та горизонтальне планування;
- вертикальні несучі конструкції – колони, горизонтальні – балки;
- мінімальна кількість поверхів -3 та мінімальна висота - 10,8м;
- максимальне співвідношення прольоту балки до висоти колони – 4;
- перерізи елементів суцільні двотаврові;
- в перерізах елементів може утворюватися повний шарнір пластичності без втрати місцевої стійкості;
- межа вогнестійкості в балках не більша, ніж в колонах;

- несуча здатність всіх вузлових з'єднань більша, ніж несуча здатність відповідних елементів каркасу;
- залізобетонна плита опирається на верхній пояс балок без сумісної роботи балки з плитою.

4.3. Робота вузлів СКББ при пожежі

Було виконано перевірку шарнірного вузла приминання балок до колон розглянутого в розділі 4.1 сталевого каркасу при пожежі. Зусилля в елементах каркасу прийняті на момент руйнування в перерізі балки. Визначені напруження в з'єднувальних елементах вузла та порівняні з міцнісними характеристиками сталі залежно від температури станом на момент руйнування елемента балки.

Прийнято, що температура у вузлі рівна температурі балки на момент руйнування. Вузли запроектовані на зусилля, що відповідають несучій здатності елемента балки на дію поперечної сили з коефіцієнтом 1,5, оскільки саме такими є рекомендації чинних норм [1] щодо того, щоб елементи каркасу руйнувалися раніше за вузли. Такий розрахунок проведено з метою виявити, чи дійсно елемент балки руйнується при пожежі раніше за вузлове з'єднання.

Розрахунок проведено для шарнірного вузла каркасу зі співвідношенням $l/h=2$: висота колони 3,6м, прольот балки – 7,2м (див. рисунок 4.32). Переріз колони – 2-320x20, - 360x20, балки – 2-180x22, - 600x16. Марка сталі - С255. Розглядається випадок станом на $1320с=22хв$. Температура балки 627 °С, колони – 600 °С. Враховане пониження модуля пружності сталі внаслідок дії температури.

Несуча здатність на міцність на зріз даної балки складає 122,72т. Вузлове зєднання було запроектоване на поперечне зусилля $1,5 \times 122,72т = 184,08т$. Конструктивне рішення вузла показане на рисунку 4.33. Розрахункова модель вузла показана на рисунку 4.34. До елементів, що примикають до вузла прикладені зусилля, що відповідають розрахунку стержневої скінченно-елементної моделі. Елементи з двотаврових перерізів змодельовані пластинчастими скінченними

елементами, а болти – стержневими. Розрахунок проведено в програмному комплексі ЛІРА-САПР R2 2022.

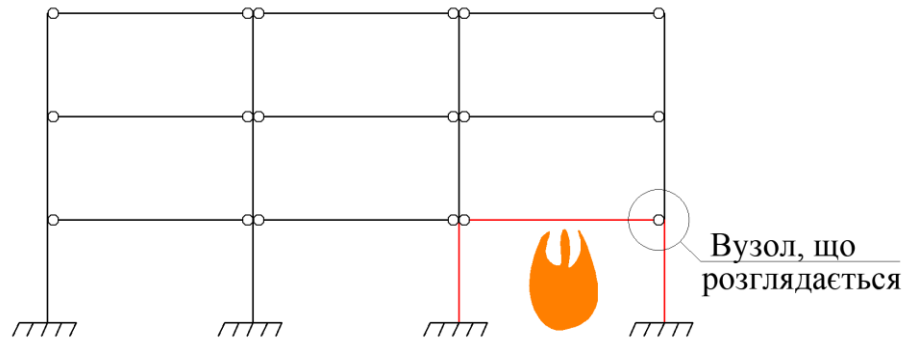


Рис. 4.32. Розрахункова схема каркасу, що розглядається

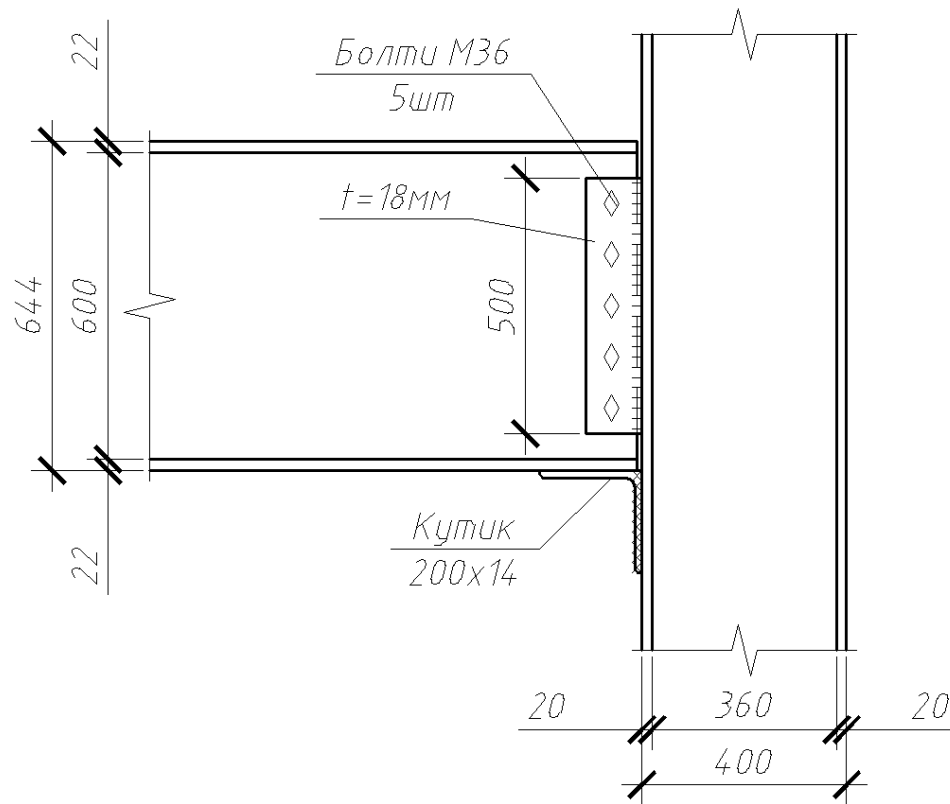


Рис. 4.33. Конструктивне рішення вузла

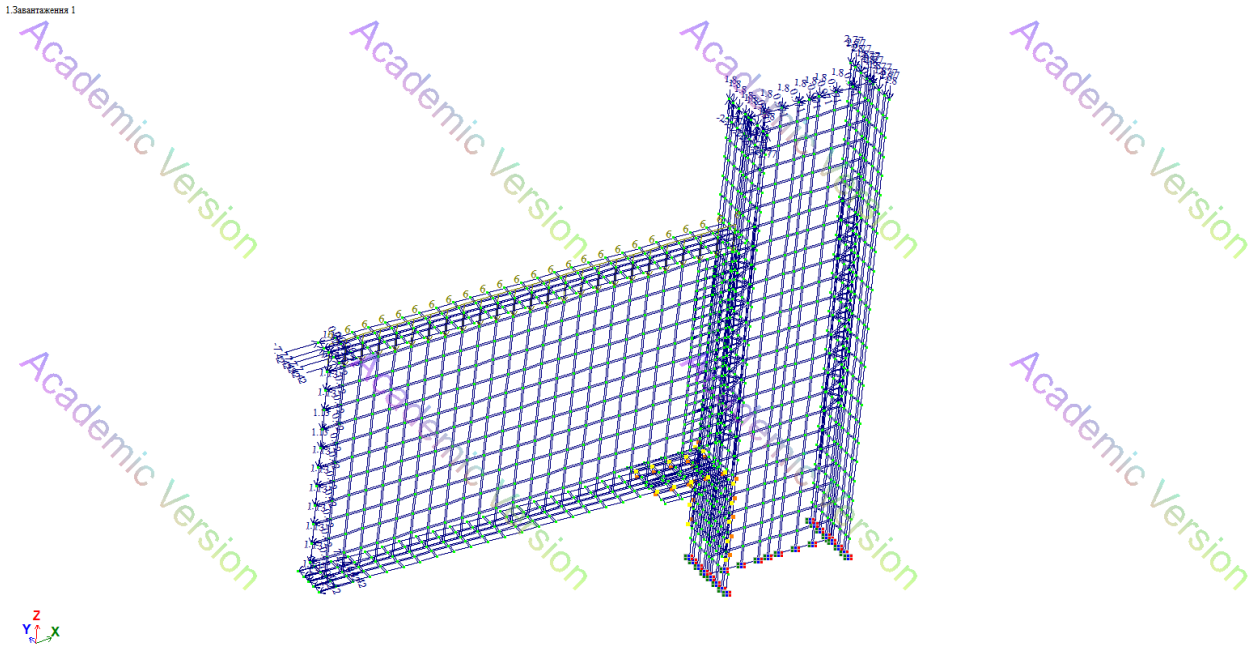


Рис. 4.34. Розрахункова схема вузла

Деформована схема з ізополями вертикальних переміщень показана на рисунку 4.35. Еквівалентні напруження, визначені за теорією найбільших головних напружень, показані на рисунку 4.36-4.37.

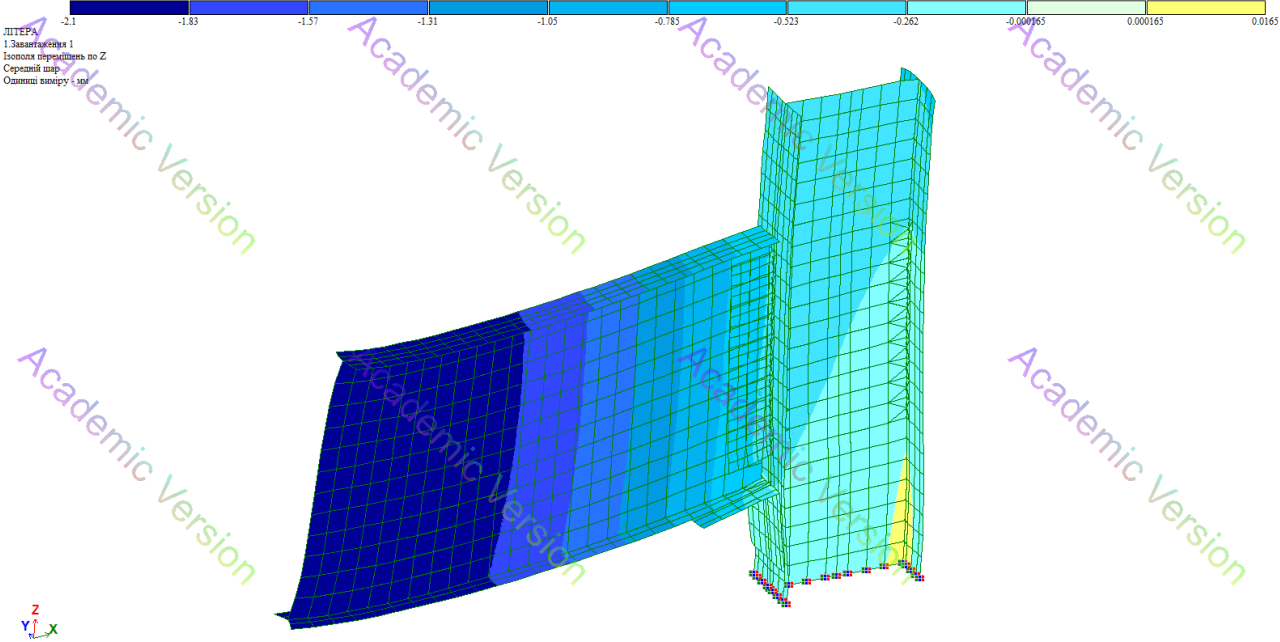
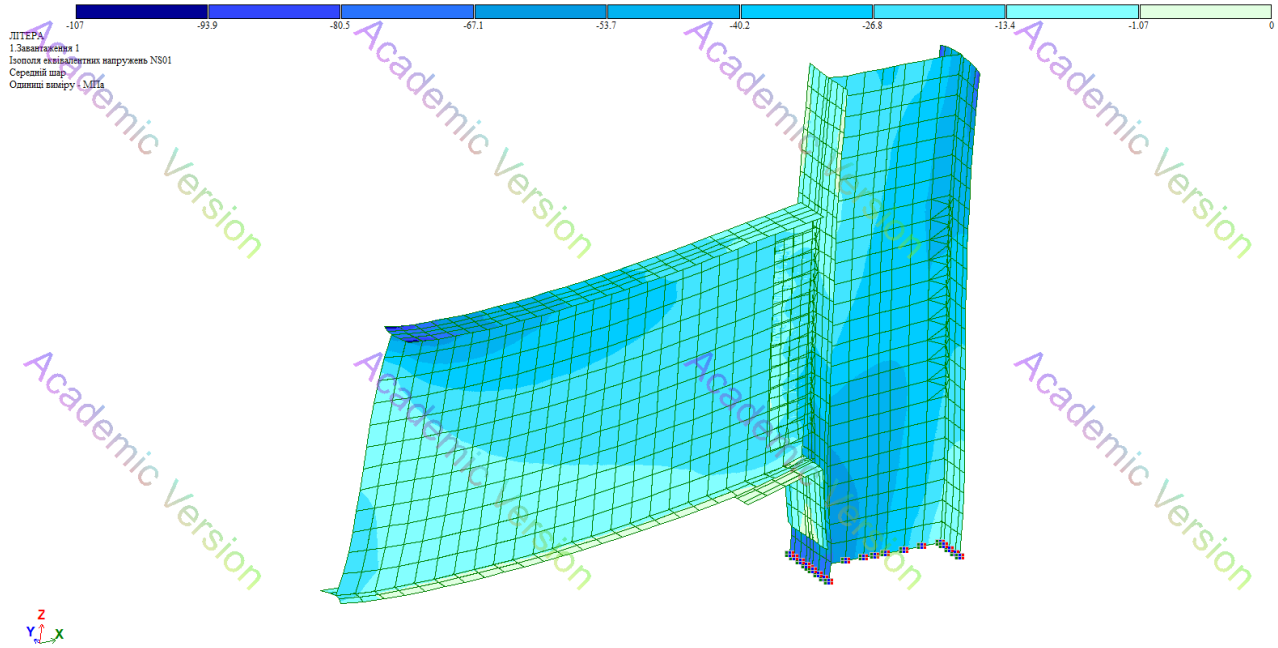
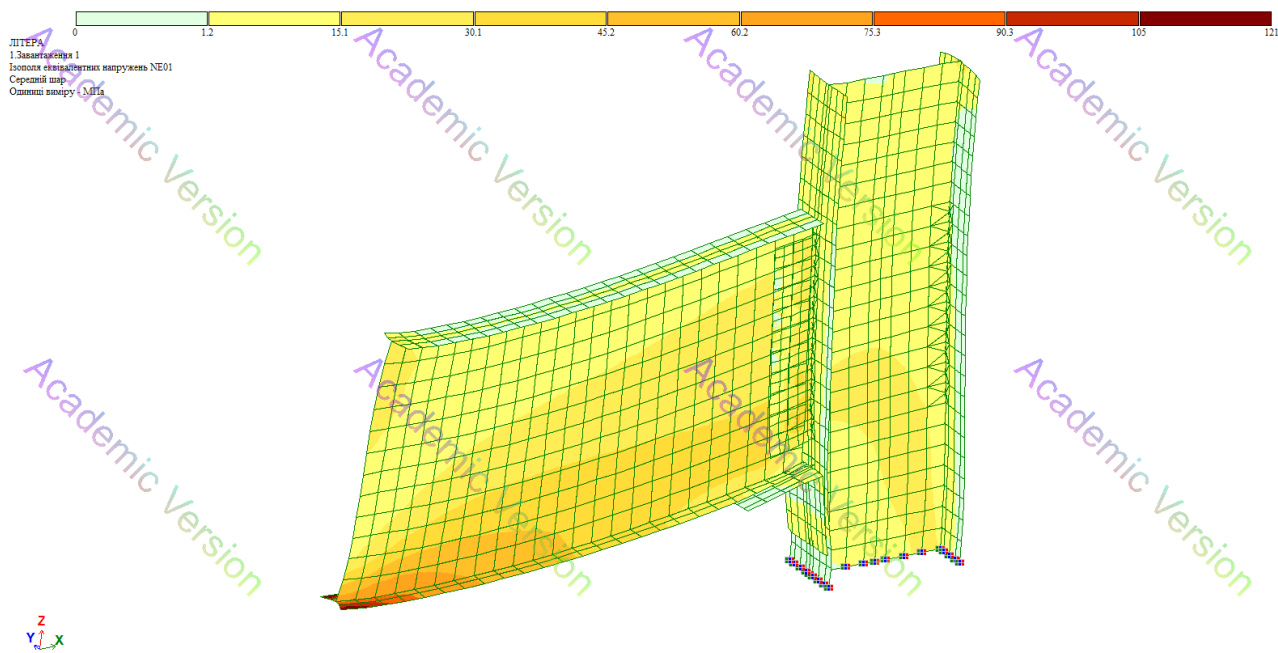


Рис. 4.35. Ізополя вертикальних переміщень

Рис. 4.36. Ізополю еквівалентних напружень σ_e Рис. 4.37. Ізополю еквівалентних напружень σ_s

Значення напружень у з'єднувальній пластині, опорному столику та перерізувальне зусилля в болтах показані на рисунках 4.38-4.40.

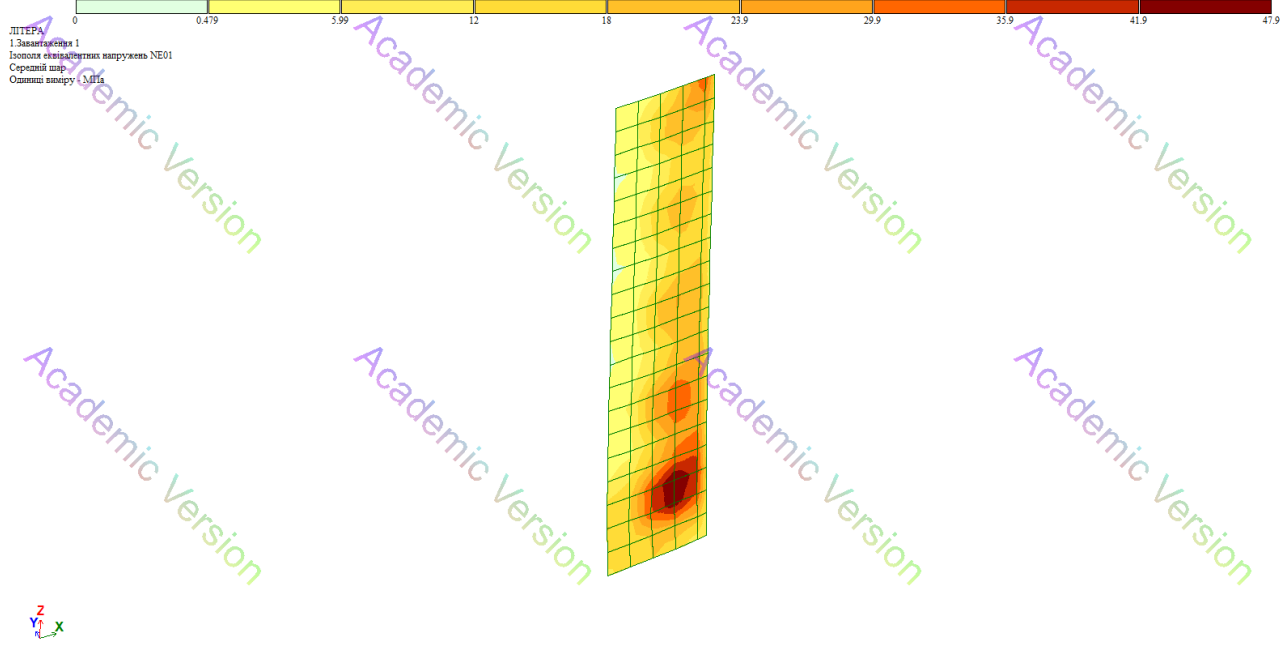


Рис. 4.38. Значення еквівалентних напружень σ_e (максимальні) у з'єднувальній пластині

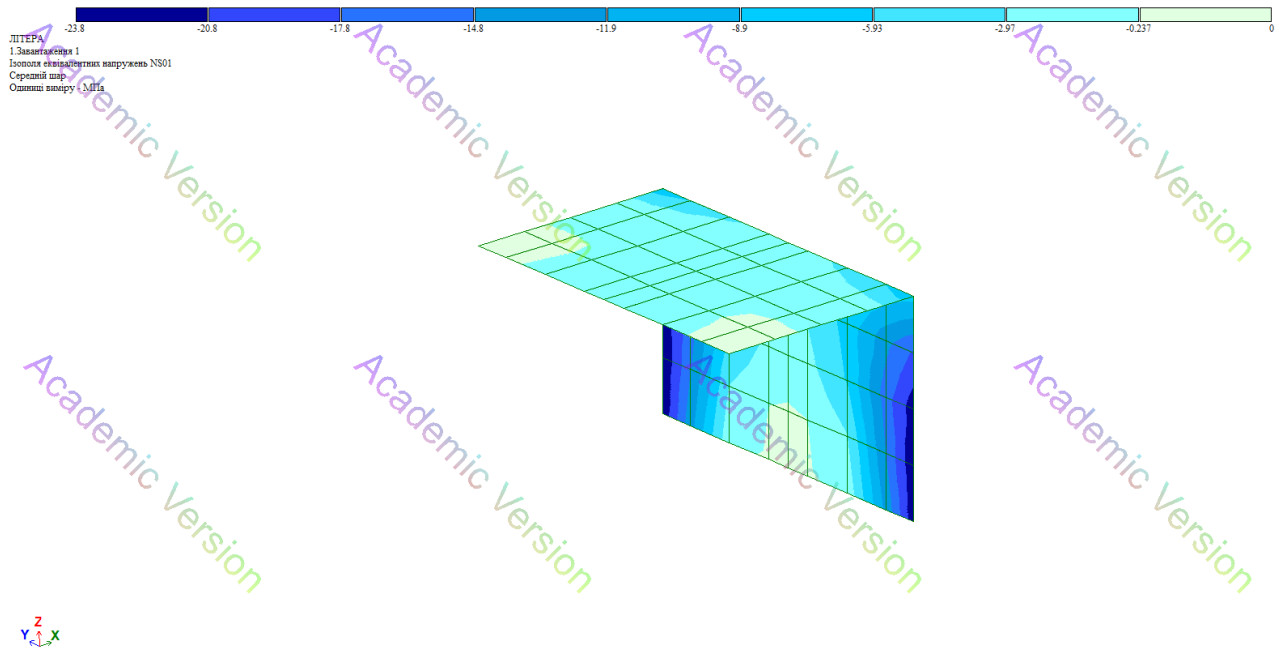


Рис. 4.39. Значення еквівалентних напружень σ_s (максимальні) у опорному столику з кутика

рішення вузла показане на рисунку 4.42. Розрахункова модель вузла показана на рисунку 4.43.

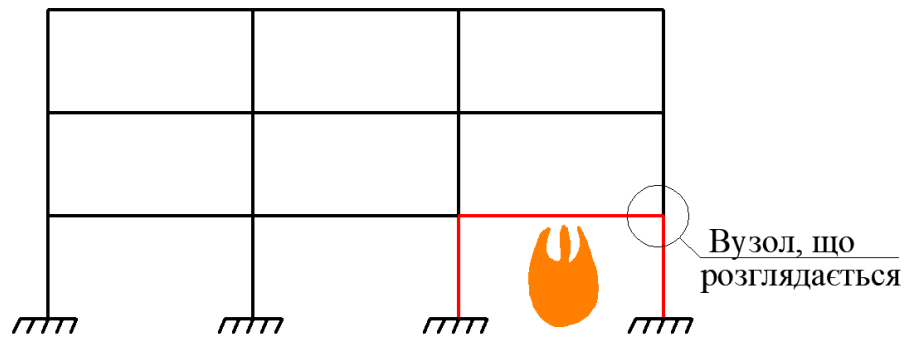


Рис. 4.41. Розрахункова схема каркасу, що розглядається

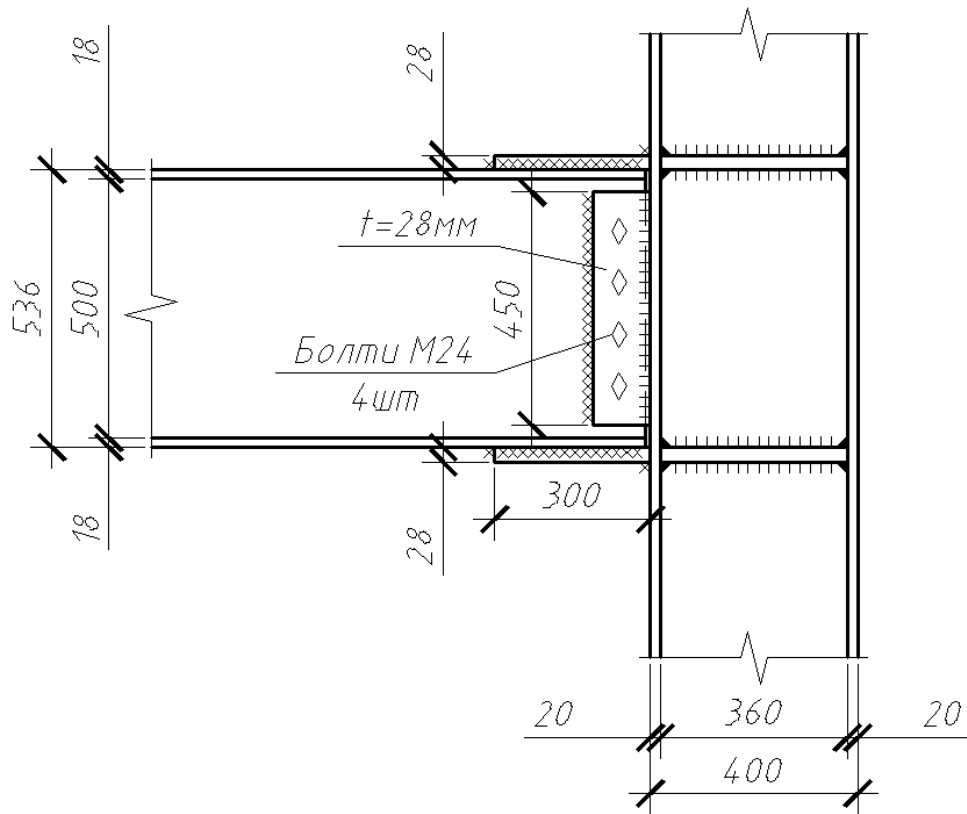
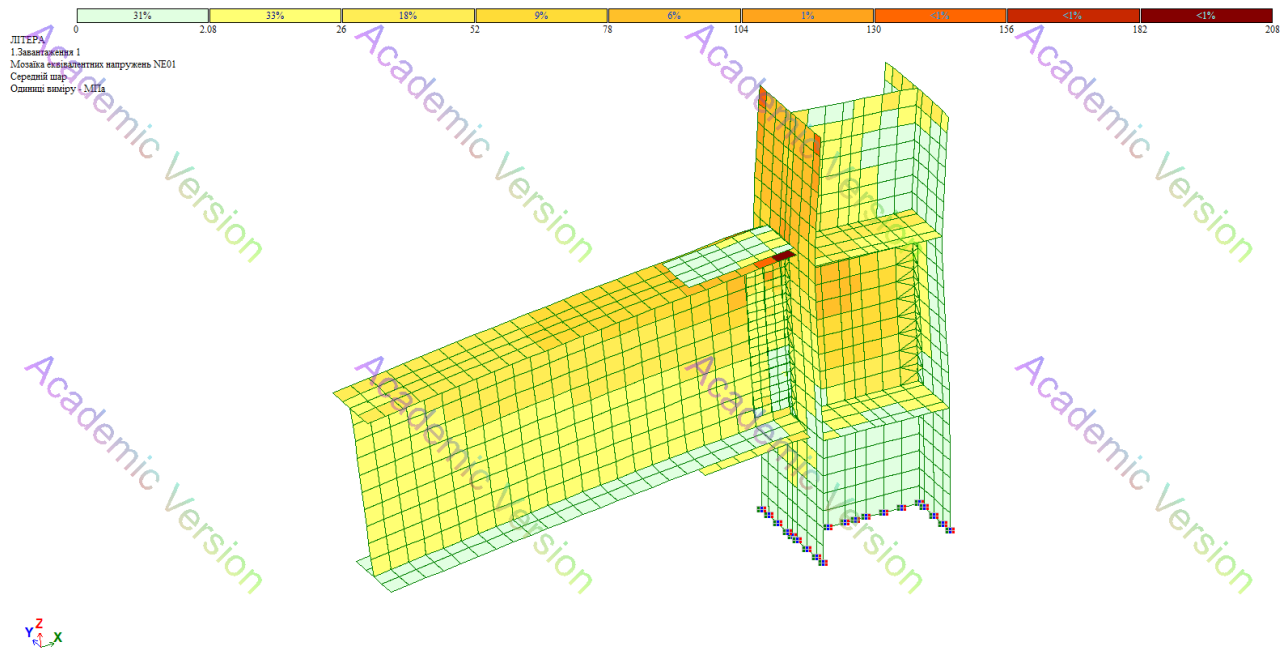
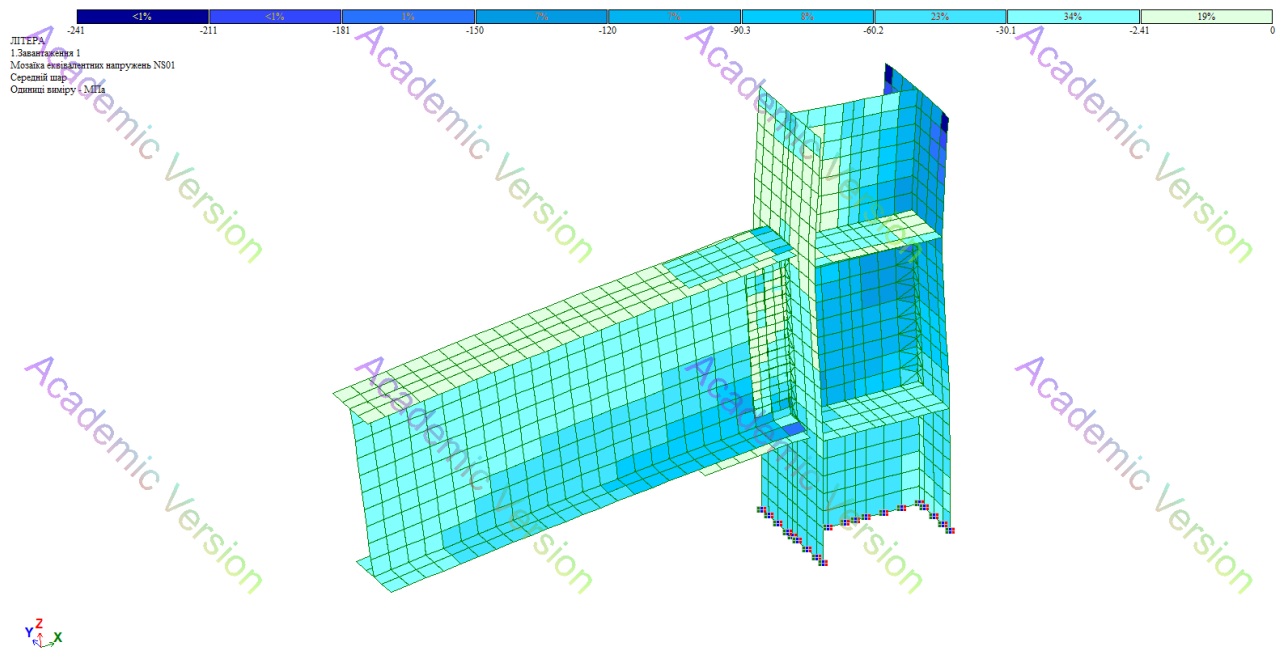


Рис. 4.42. Конструктивне рішення жорсткого вузла

Рис. 4.45. Ізополя еквівалентних напружень σ_e Рис. 4.46. Ізополя еквівалентних напружень σ_s

Значення напружень у з'єднувальній пластині, накладних пластинах по поясах балки, ребрах в колоні, перерізувальне зусилля в болтах показані на рисунках 4.47-4.50.

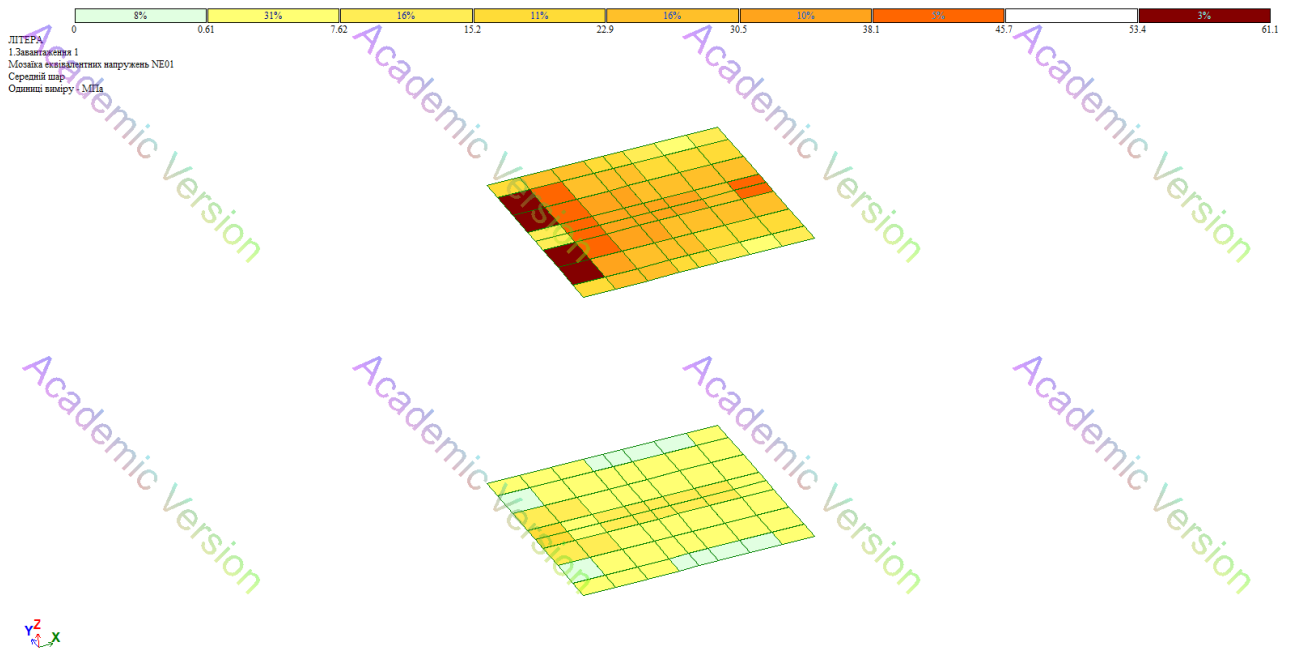


Рис. 4.49. Значення еквівалентних напружень σ_e (максимальні) у ребрах колони

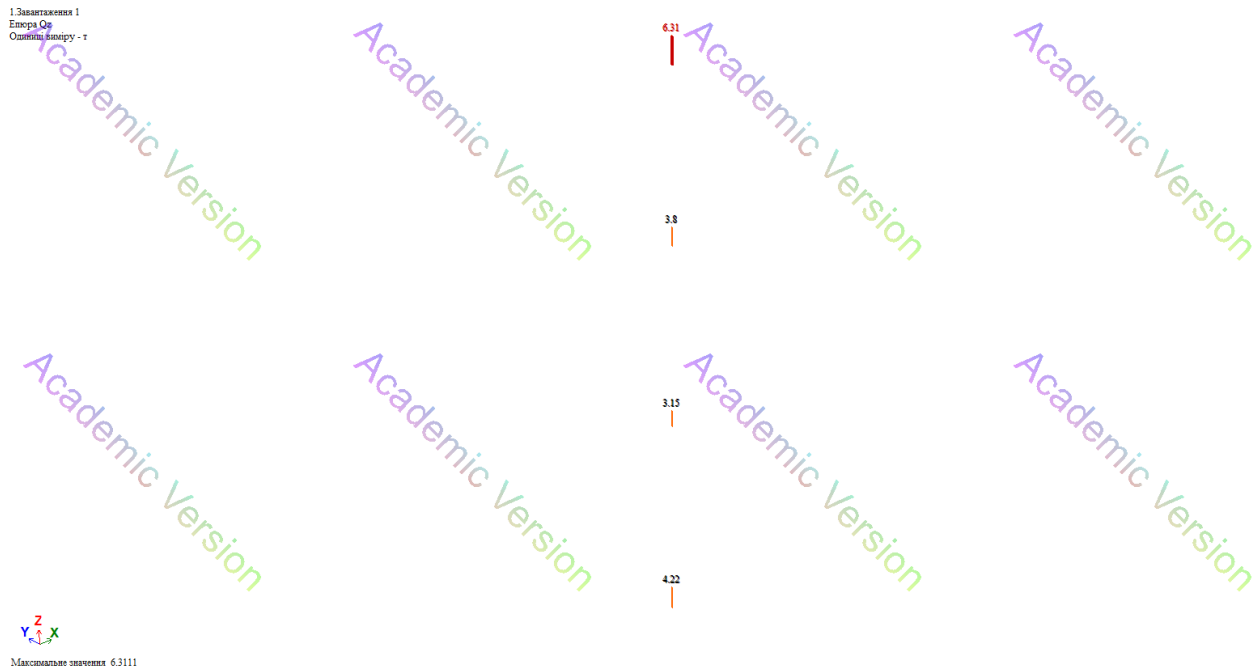


Рис. 4.50. Епюра перерізувальних сил в болтах

Аналізуючи результати розрахунку можна сказати, що визначені напруження у вузловому з'єднанні не перевищують межу текучості сталі, що для балки з урахуванням пониження внаслідок дії температури складає $R_y=108,2\text{МПа}$. Несуча здатність болта М24 класу міцності 12.9 на зріз з урахуванням температури $619\text{ }^\circ\text{C}$ складає $7,39\text{т}$ (згідно [94]), що більше за визначену перерізувальну силу в болті

6,31т. До руйнування елемента балки жорсткий вузол, запроектований на дію зусилля, що в 1,5 рази перевищує несучу здатність балки, не руйнується.

Виходячи з результатів розрахунку шарнірних та жорстких вузлів примикання балок до колон СКББ елементи балок руйнуються раніше за вузлові з'єднання, якщо ті запроектовані на зусилля, що в 1,5 рази більші за несучу здатність елемента.

4.4. Висновки до розділу 4

До розділу 4 були зроблені наступні висновки:

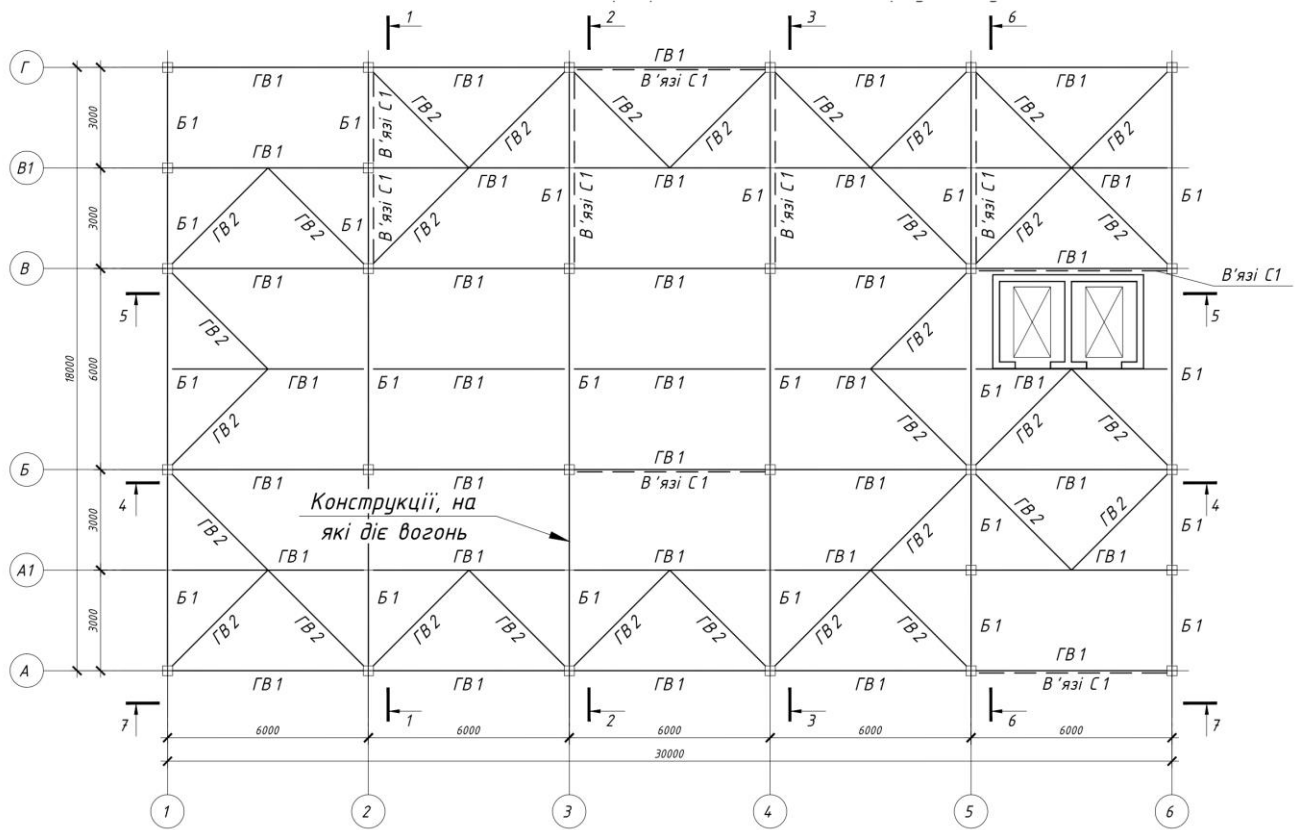
- сформована методика посилення живучості СКББ при пожежі дозволяє регулювати механізм руйнування каркасу на більш безпечний, проміжок часу між 1-м руйнуванням та втратою живучості (що пропонується називати часом живучості) збільшується і дає більшу можливість для евакуації людей з будівлі у випадку аварії;
- з точки зору живучості СКББ при пожежі рекомендується використовувати рішення шарнірних вузлів кріплення балок до колон (так як більша податливість сприяє кращій роботі каркасу при температурних розширеннях), що є також більш простим з точки зору зведення рішенням;
- рішення, рекомендовані в методиці, підвищують конструктивну безпеку будівель з СКББ та потенційно зменшують кількість жертв та матеріальних збитків у випадку аварії, так як збільшують час для евакуації людей з будівлі
- проектування вузлових з'єднань на зусилля, що в 1,5 рази більші за несучу здатність елемента, є виправданим для СКББ.

РОЗДІЛ 5. ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДИКИ ПОСИЛЕННЯ ЖИВУЧОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ МОЖЕЛЮВАННІ ПРИ ПОЖЕЖІ НА КОНКРЕТНОМУ ОБ'ЄКТІ

5.1. Розрахунок на живучість каркасу конкретної будівлі при можливій пожежі

Для апробації розробленої в даній дисертаційній роботі було взято об'єкт в Подільському районі м. Києва. Будівля семиповерхова. Несучі конструкції – збірний залізобетонний каркас. В будівлі запроектована надбудова трьох поверхів зі сталевих каркасу з відповідними підсиленнями існуючих несучих конструкцій. Клас наслідків відповідальності будівлі – СС3. Згідно ДБН В.1.1-7-2016 [31] таку будівлю потрібно розраховувати на живучість при пожежі. Були визначені заходи із посилення живучість при пожежі сталевих каркасу надбудови згідно методики, розробленої в розділі 4, та перевірені розрахунком. Збірний залізобетонний каркас був розрахований на живучість при пожежі окремо, а в даній дисертаційній роботі представлені результати лише для сталевих каркасу.

На рисунку 5.1 зображені план та розріз сталевих каркасу надбудови. Дані про перерізи конструктивних елементів наведені на рисунку 5.2. аналітична модель показана на рис 5.3. Каркас має жорсткі кріплення до існуючого залізобетонного каркасу. Кріплення балок до колон жорсткі. Для збільшення просторової жорсткості будівлі в сталевому каркасі передбачені вертикальні в'язі.



а

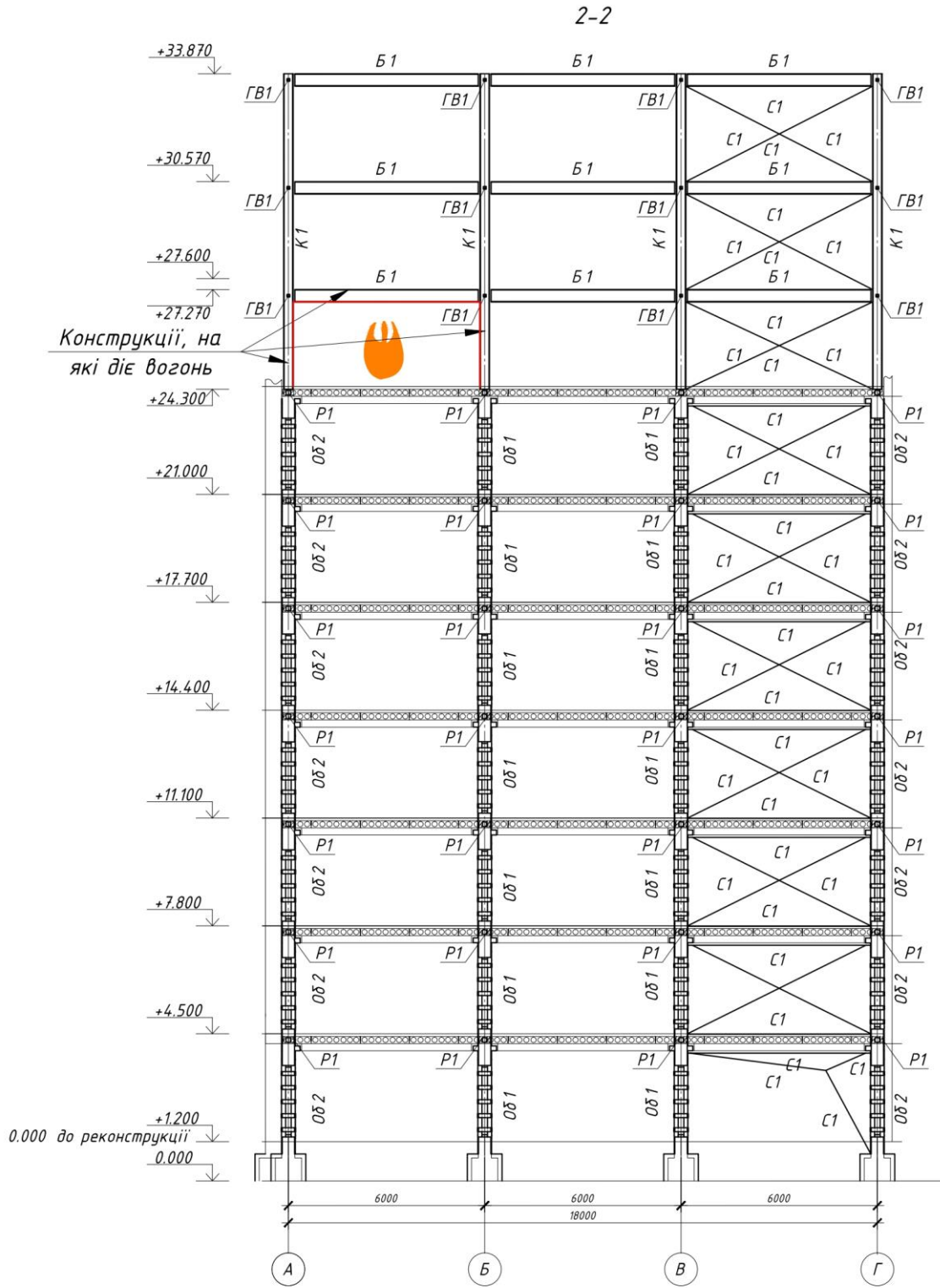


Рис. 5.1. Рішення сталевго каркасу:

а - план перекриття надбудови,

б – поперечний розріз будівлі

ВІДОМІСТЬ ЕЛЕМЕНТІВ (каркас надбудови)

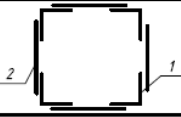
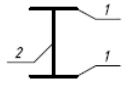



Марка	Переріз			Опорні зусилля			Група констр.	Марка сталі	Примітка
	Ескіз	поз.	склад	М,кНм	N,кН	Q,кН			
К1		1	L 100x10		1300			С255	
		2	L 63x6						
Б1		1	- 250x18	330		330			
		2	- 350x12						
ГВ1			□ 120x4						
ГВ2			□ 80x5						
С1			□ 120x4						

Рис. 5.2. Відомість елементів каркасу

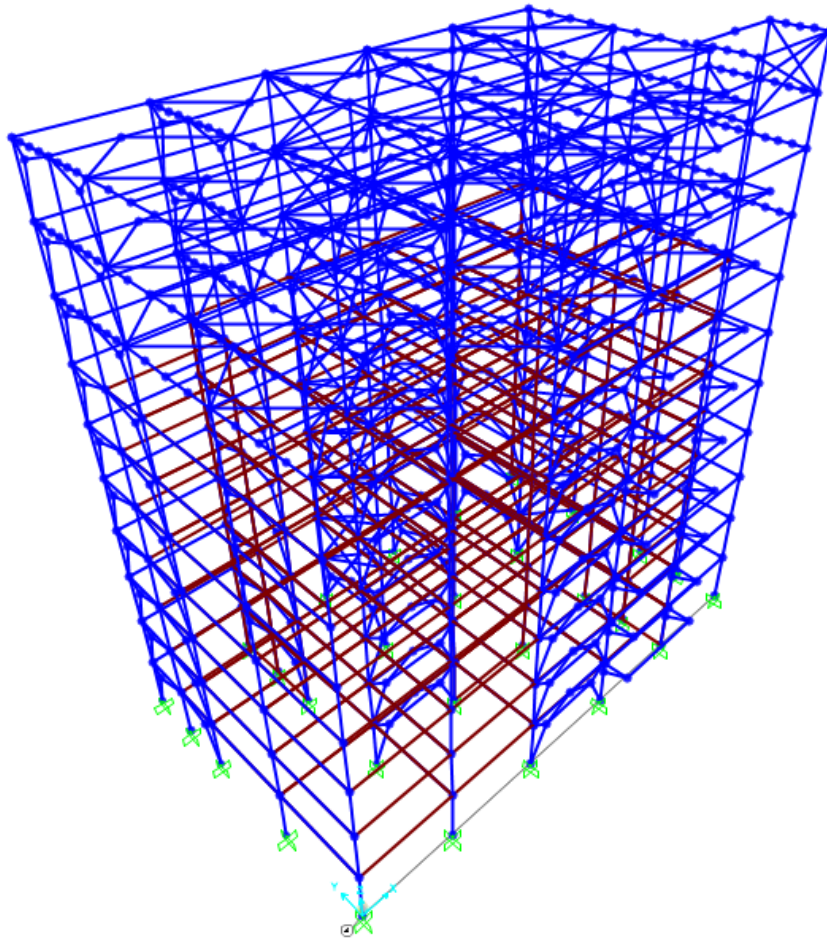


Рис. 5.3. Аналітична модель просторового каркасу

Запроектовані конструктивні рішення були перевірені на відповідність методиці, розробленій в розділі 4. Проліт балок складає 6м. Висота поверху на нижньому поверсі – 3,41м. Співвідношення $l/h=6\text{м}/3,41\text{м}=1,76$. Згідно методики різниця КВНЗ балки та колони має бути 0,2 або 20% (як для $l/h=2$) або більше. Були визначені максимальні КВНЗ для аварійного сполучення зусиль від характеристичних навантажень. Навантаження були прикладені на каркас: постійні, тимчасові, вітрові. Було розраховано каркас на аварійне сполучення з коефіцієнтами сполучень згідно [93], для вітрового навантаження прийнято коефіцієнт сполучень $\psi=0,35$ (див. розділ 3). КВНЗ в колоні 0,7 за місцевою стійкістю та 0,6 за загальною стійкістю. КВНЗ в балці 0,423. Різниця КВНЗ балки та колони, -0,277, не відповідає методиці. Необхідно перепроєктувати обидва

перерізи. Переріз зварного двотавра балки: пояс – 250x18, стінка 350x12. Згідно класифікації Eurocode 3 [88] переріз відноситься до 1 класу (ті, які можуть утворювати шарнір пластичності без втрати місцевої стійкості). Переріз колони в даних проектних рішеннях наскрізний. Методика, розроблена в розділі 4, поширюється лише на суцільні перерізи. В наскрізному перерізі існує додаткова задача врахування нерівномірного термічного розширення гілок та решітки, впливу цього розширення на роботу стержня. А в даному випадку переріз колони був перепроєктований із суцільного двотавра.

Коефіцієнт перерізу двотавра балки $(A/V)_{sh}=70\text{м}^{-1}$. Коефіцієнт перерізу колони з чотирьох кутиків $(A/V)_{sh}=103\text{м}^{-1}$. В проекті передбачений вогнезахист однаковий і для балок, і для колон – для межі вогнестійкості R120. Це означає, що в колоні буде більша температура, ніж в балці, що протирічить методиці. Необхідно запроектувати перерізи балки та колони таким чином, щоб в колоні коефіцієнт перерізу був меншим, ніж у балці. Як можна побачити в главі 4, вогнестійкість колони суттєво впливає на живучість каркасу.

Аутригерні системи на верхньому поверсі проектом не передбачені. Архітектурні рішення даної будівлі передбачають, що на верхньому поверсі буде типовий поверх і у випадку встановлення аутригерних систем їх потрібно буде змінювати. Були досліджені варіанти посилення живучості даного каркасу при пожежі зі зміною конструктивної схеми, із введенням аутригерів та без введення аутригерів та були порівняні з точки зору живучості при пожежі та вартості в ділі.

Перерізи балки та колони каркасу були підібрані відповідно, щоб КВНЗ в балці був 0,63, в колоні – 0,43 (з різницею 20%). Переріз балки 2-220x14, -360x14, коефіцієнт перерізу 79м^{-1} , переріз може утворювати шарнір пластичності. Переріз колони 2-260x20, -320x18, коефіцієнт перерізу 69м^{-1} , переріз може утворювати шарнір пластичності. Були запроектовані перерізи аутригерів такої конфігурації, щоб вони не обмежували архітектурно-планувальні рішення: в середніх поперечниках напівпортальні, в крайні – хрестові (див. рисунок 5.4). Переріз

аутригерів - труба 150x10. Було прийнято, що елементи аутригерів, що не входять у склад в'язевого блоку, не включаються в роботу до руйнування колони.

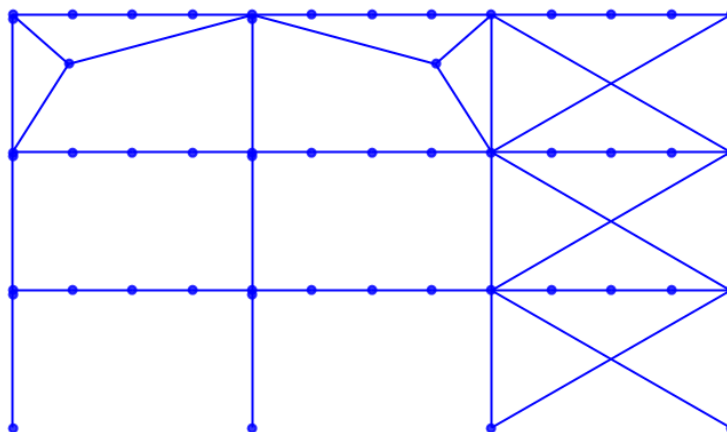


Рис. 5.4. Запропоноване рішення аутригерних систем для посилення живучості

Розрахунок каркасу було проведено для конструкцій без вогнезахисту через наступні причини:

- для балок і колон в проекті будівлі передбачена одна межа вогнестійкості R120;
- у проекті відсутні рішення з товщини та матеріалу вогнезахисту.

Прийнято, що джерело пожежі знаходиться в поперечнику, де крок колон 6м. Розташування джерела пожежі було обране в крайньому прольоті на нижньому поверсі сталевго каркасу (в розділі 3 визначене, як найбільш несприятливе з точки зору живучості при пожежі) по осі 3 між осями А і Б (див. рисунок 5.1). Розрахунок проведено за алгоритмом, аналогічним до розділу 4.

Станом на 1140с=19хв відбувається руйнування вертикальних вязей в осях 2-3 по осі Б (див. рисунок 5.5). Суть кольорова гама різних стадій пластичних деформацій наведена в розділі 4. Це пояснюється тим, що ці в'язі примикають до нагрітої колони по осі 3.

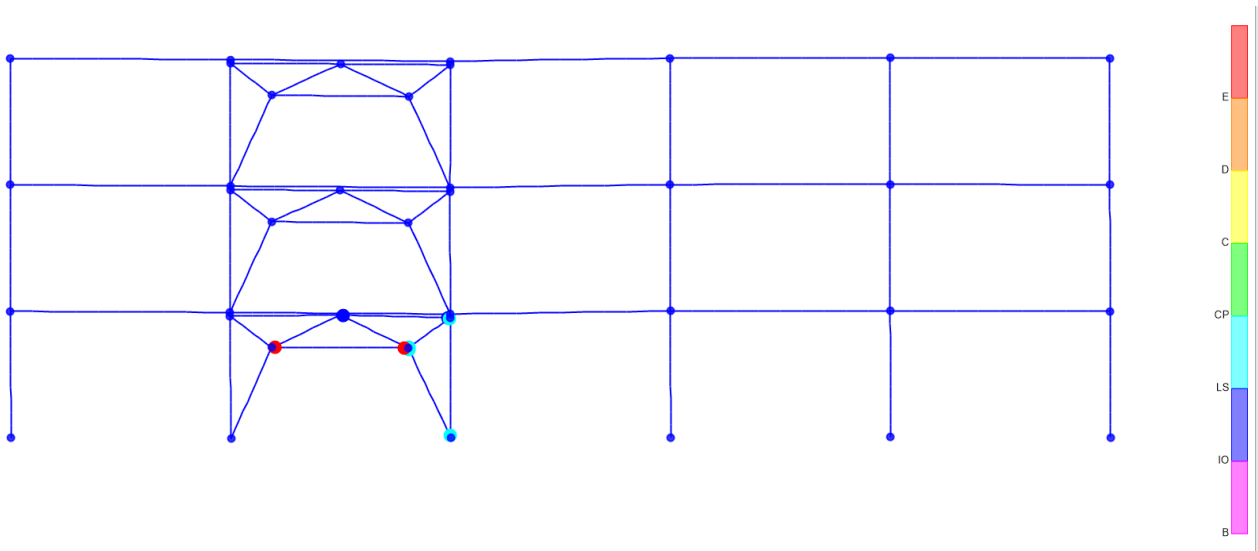


Рис. 5.5. Руйнування елементів вертикальних в'язей на нижньому поверсі сталевого каркасу станом на $1140c=19xv$

Станом на $1290c=21,5xv$ відбувається руйнування в нагрітій балці міцністю на стиск зі згином як стиснуто-зігнутого елемента. КВНЗ в середній нагрітій колоні 0,54, в крайній нагрітій колоні 0,325, найбільш завантажена ненагріта колона в сусідньому поперечнику 0,328.

Встановлено, що в нагрітих колонах зменшується зусилля і переходить в ненагріті (див. рисунки 5.6, 5.7):

- крайня нагріта колона з -42т до -34т;
- середня нагріта колона з -100т до -77т;
- середня ненагріта колона з -83т до -94т.

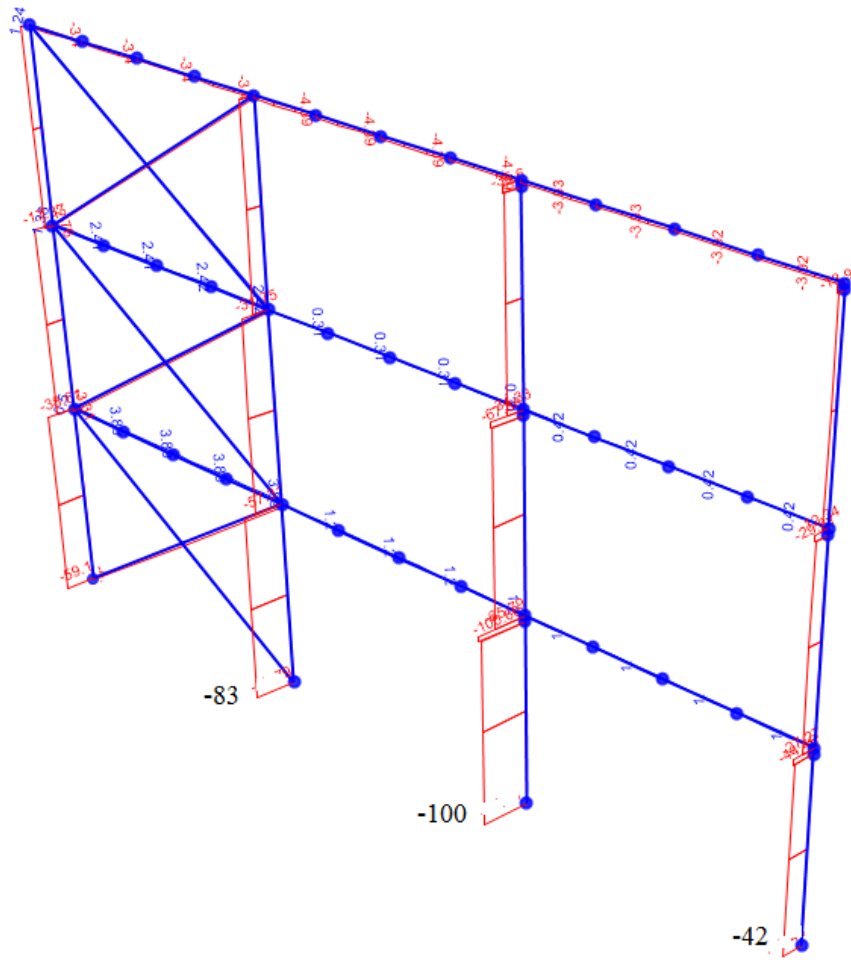


Рис. 5.6. Епюра поздовжніх сил станом на початку пожежі в поперечнику з нагрітими конструкціями

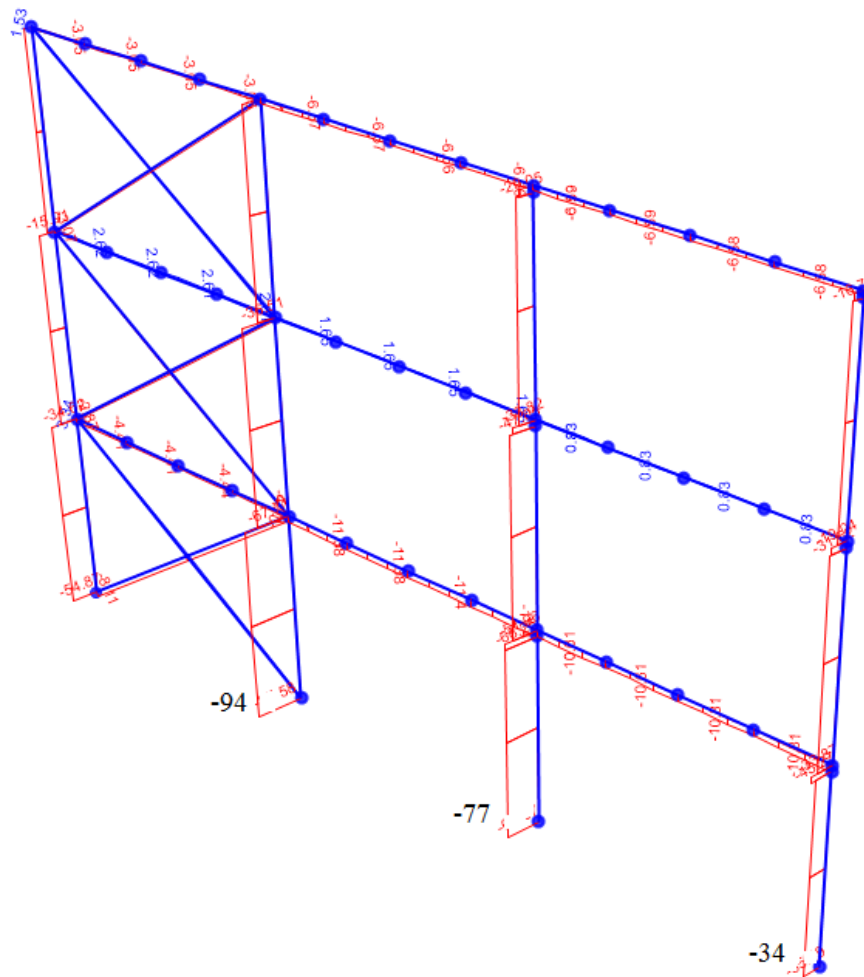


Рис. 5.7. Епюра поздовжніх сил станом на $1290c=21,5хв$ в поперечнику з нагрітими конструкціями

Станом на $1320c=22хв$ було вилучено балку із розрахункової схеми. КВНЗ в середній нагрітій колоні 0,264, в крайній нагрітій колоні 0,253. Нагріті колони витримують динамічний ефект. В сусідніх балках починають розвиватися пластичні деформації (див. рисунок 5.8).

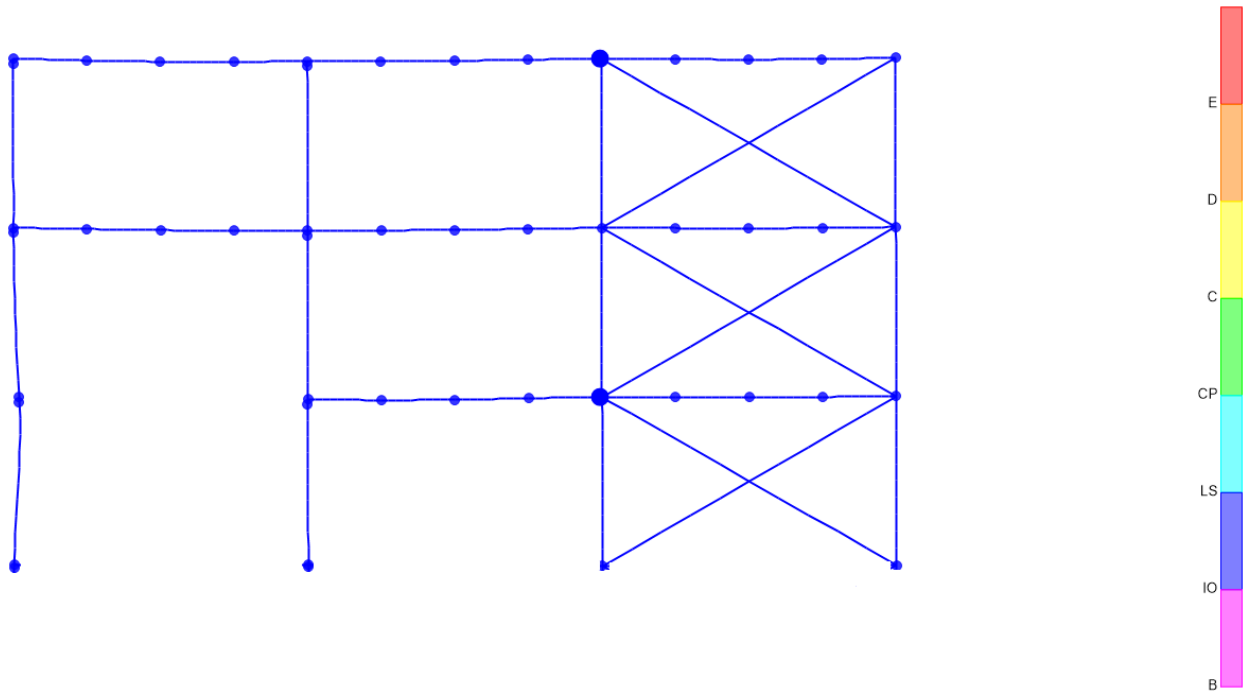


Рис. 5.8. Пластичні деформації в поперечнику з нагрітими конструкціями
станом на $1320c=22xв$

Станом на $2520c=42xв$ руйнуються вертикальні в'язі по осі А в осях 3-4 (див. рисунок 5.9), що також примикають до нагрітої колони (по осі А).

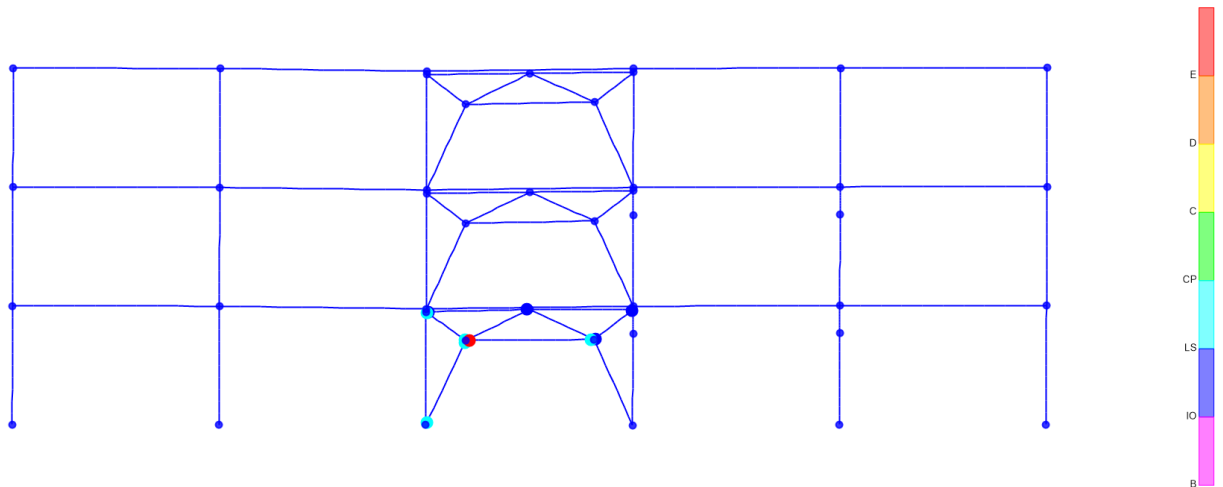


Рис. 5.9. Руйнування елементів вертикальних в'язей на нижньому поверсі
сталевго каркасу станом на $2520c=42xв$

Станом на $2550c=42,5xв$ в ненагрітих балках в середньому прольоті утворюється шарнір пластичності і вони руйнуються (див. рисунок 5.10). На

наступному етапі $2580с=43хв$ відбувається втрата живучості внаслідок падіння вище розташованих поверхів на нижче розташовані.

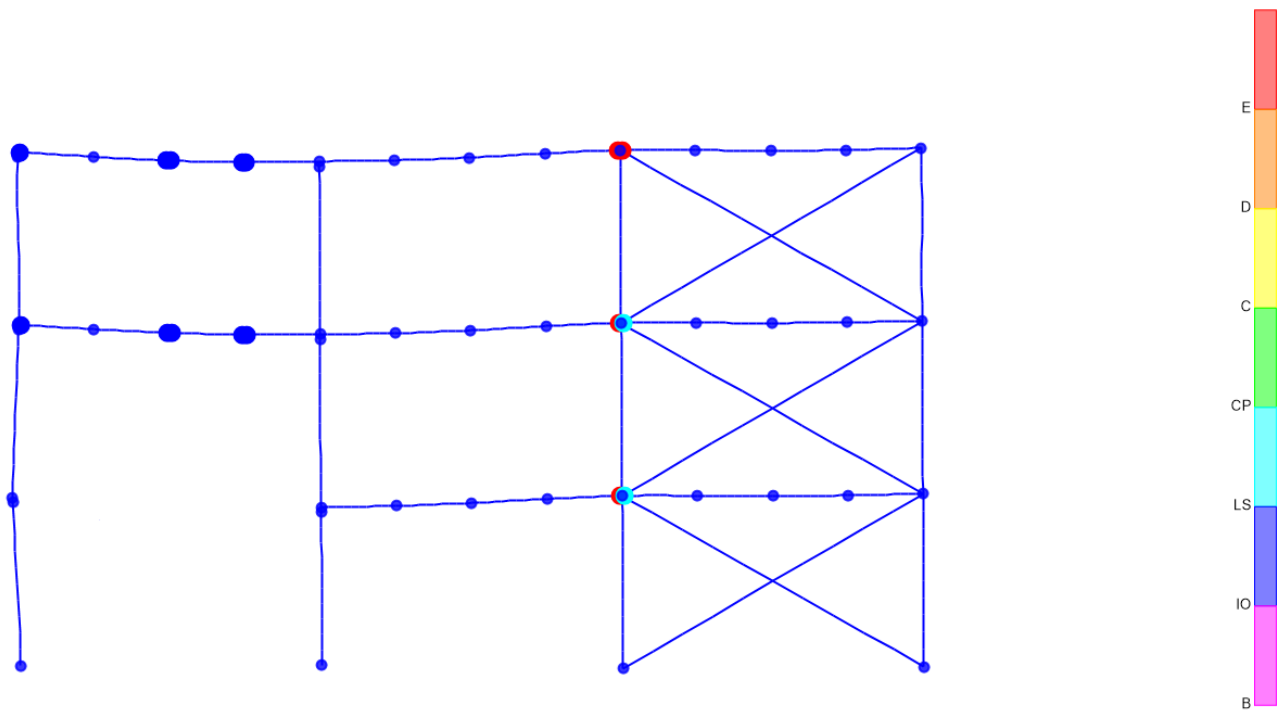


Рис. 5.10. Руйнування ненагрітих балок в поперечнику з нагрітими конструкціями станом на $2550с=42,5хв$

Для аналогічного розрахунку з аутригерами на верхньому поверсі (див. рисунок 5.2) результати були аналогічними, так як аутригери не включалися в роботу в силу відсутності руйнування колон. Було проведено розрахунок і для існуючих рішень. Результати всіх розрахунків показані в таблиці 5.1. Як можна побачити, прийняті заходи посилення живучості при пожежі даного каркасу збільшують в 48 разів час живучості.

Таблиця 5.1 Результати розрахунків з посиленням живучості каркасу та без

Каркас	Час першого руйнування	Час втрати живучості	Час живучості
Без посилення живучості	$1050с=17,5$	$1080с=18хв$	$30с=0,5хв$
З посиленням живучості без	$1140с=19хв$	$2580с=43хв$	$1440с=24хв$

введення додаткових елементів			
З посиленням живучості із введенням додаткових елементів	1140с=19хв	2580с=43хв	1440с=24хв

Каркаси з існуючими та запропонованими конструктивними рішеннями були порівняні з точки зору металоємності, вартості матеріалів та вартості в ділі. Результати порівняння були занесені в таблиці 5.2-5.4. Вартість каркасу в ділі в таблиці 5.4 була розрахована за наступною формулою:

$$C_d = V_{ст} \cdot V + V_{мон} \cdot V \quad (5.1)$$

де: C_d – вартість сталевих каркасу в ділі;

V – металоємність, т;

$V_{ст}$ – вартість одиниці матеріалу сталі згідно [95], грн/т;

$V_{мон}$ – вартість монтажу одиниці маси сталевих конструкцій згідно [96], грн/т.

Таблиця 5.2 Порівняння металоємності різних елементів каркасу для варіанту без аутригерів

Конструкції	Вага каркасу без посилення живучості при пожежі, т	Вага каркасу із посиленням живучості при пожежі без аутригерів, т	Співвідношення
Колони	20,90	36,47	1,74
Балки	12,43	10,55	0,85
Горизонтальні в'язі	7,57	7,57	1
Вертикальні в'язі	6,20	5,14	0,83
Аутригери	-	7,12	-

Разом	47,11	66,86	1,42
--------------	-------	-------	------

Таблиця 5.3 Порівняння металоємності різних елементів каркасу для варіанту з аутригерами

Конструкції	Вага каркасу без посилення живучості при пожежі, т	Вага каркасу із посиленням живучості при пожежі з аутригерами, т	Співвідношення
Колони	20,90	36,47	1,74
Балки	12,43	10,55	0,85
Горизонтальні в'язі	7,57	7,57	1
Вертикальні в'язі	6,20	6,20	1
Разом	47,11	60,8	1,29

Таблиця 5.4 Порівняння вартості в ділі розглянутих рішень

Каркас	Металоємність, т	Вартість елементів каркасу, тис. грн	Вартість в ділі, тис. грн	Приріст відносно початкового варіанту, %
Без посилення живучості	47,11	2017	5361	-
З посиленням живучості без зміни конструктивної схеми	60,8	2565	5909	10
З посиленням живучості зі зміною конструктивної схеми	66,86	2919	6623	24

З результатів розрахунку можна побачити, що з точки зору живучості каркасу при пожежі аутригери не виправдовують тих витрат сталі та коштів, що наведені в табл. нижче. Але вони необхідні з точки зору одиничної живучості.

5.2. Висновки до розділу 5

До розділу 5 були зроблені наступні висновки:

- сформована в розділі 4 методика посилення живучості була успішно апробована на просторовій скінченно-елементній моделі конкретного об'єкту;
- розроблені рішення посилюють живучість при пожежі каркасу в 48 разів та одиничну живучість, збільшуючи вартість каркасу в ділі на 24% у порівнянні з рішеннями в наявному проекті, що доводить економічну ефективність;
- розрахунок просторової розрахункової схеми показав, що в просторова модель має більші резерви несучої здатності і час живучості більший, ніж в аналогічних плоских моделях;
- в каркасах із жорсткими вузлами при нагріванні зусилля переходить від нагрітих до ненагрітих колон через вертикальні в'язі, що руйнуються першими;
- в силу введення аутригерних систем на останньому поверсі можуть змінитися архітектурно-планувальні рішення, але це необхідно з точки зору одиничної живучості [34-37] в силу того, що в даному розрахунку балки примикають до колон лише в одному напрямку.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Загалом, виходячи зі зробленого в дані дисертаційній роботі, було виділено наступне:

1. Багатоповерхові будівлі є найпоширенішим і вразливим типом міської забудови в світі і в Україні зокрема; багатоповерхові будівлі зі сталевим каркасом достатньо розповсюджені в Україні, і є перспективними при післявоєнній відбудові внаслідок своїх переваг, головними із яких є час зведення, гнучкість планування та оборотність життєвого циклу.
2. Пожежі у багатоповерхових будівлях зі сталевим каркасом є актуальною проблемою сьогодення, особливо під час загроз воєнного часу, тому необхідно досліджувати конструктивні рішення, що дозволять проектувати будівлі як безпечне середовище для знаходження людини. СКББ часто відносяться в більшості до критичної інфраструктури до речі, і як показала практика, часто вразливі до нападів з повітря.
3. Пожежі чинять комплексну і складну дію на сталеві конструкції каркасів багатоповерхових будівель, який найбільш характеризується невизначеністю, високою швидкістю настання пікової температури та подовженістю у часі.
4. Внаслідок дії пожежі може статися прогресуюче руйнування сталевих конструкцій багатоповерхових будівель, що ставить питання посилення їх живучості, яке також визначене нормативно.
5. Окреслено предмет та об'єкт досліджень, обґрунтовано прийняті гіпотези та спрощення; зокрема показано що дослідження плоских схем виправдано моделює просторову роботу регулярних ортогональних сталевих каркасів; визначено комбінаторні варіанти сценаріїв розвитку пожежі; показано, що моделювання на дію пожежі багатоповерхового каркасу всього із трьох поверхів, дає можливість винести достовірно якісні результати, такі як і при моделюванні каркасу із 10 поверхів.

6. Для конструктивних схем із шарнірним та із жорстким приєднанням балок до колон у вузлах визначено і розглянуто найбільш поширені та реалістичні **стратегії посилення живучості: 1) збільшення площі перерізів в каркасі, 2) забезпечення сумісної роботи сталевих балок із залізобетонною плитою перекриття, 3) збільшення товщини вогнезахисного матеріалу; 4) введення аутригерів на верхньому поверсі**
7. В роботі визначений спосіб моделювання впливу пожежі і з врахуванням якомога більшої кількості факторів; визначено розрахункові комплекси для проведення досліджень - SAP-2000 для елементів та ЛІРА-САПР для вузлів; обґрунтовано принципи моделювання конструкцій при розрахунках живучості при пожежі. **За розрахунком на одиничну живучість локальне руйнування моделюється «видаленням» колони із розрахункової схеми, але пожежа таким чином змодельована бути не може, так як характер дії вогню на конструкції є поступовим, супроводжується розширенням матеріалу, змінами його характеристик в часі, та нерівномірно діє по площі насамперед перекриття.**
8. В результаті досліджень зокрема встановлено, що колони нижніх поверхів більш чутливі до пожежі, ніж верхні, так як більш завантажені, проте колони на верхніх поверхах теж варто перевіряти на пожежу, так як вони мають менший переріз; також визначено, що **під час пожежі першою може руйнуватися перекриття каркасу, а не колона, як при розрахунку на одиничну живучість від невизначеного фактору.**
9. Також показано, що внаслідок пожежі у одному відсіку СКББ – можуть втрачати живучість не нагріті конструкції.
10. У роботі визначено і досліджено заходи посилення живучості, зокрема встановлено, що існуючі рішення посилення живучості СКББ запропоновано вдосконалити на основі проведених досліджень на більш ефективні та економічні.

11. Внаслідок проведених викладок та досліджень вперше сформована національна методика посилення живучості при пожежі, яка дозволить будівельним інженерам-конструкторам на етапі проектування приймати конструктивні рішення без трудомісткого моделювання пожежі; сформована методика та термінологія пропонується для внесення в нормативні документи і може нівелювати той, факт, що в чинних нормах рекомендацій із посилення живучості для залізобетонних конструкцій значно більше, ніж для сталевих.
12. Проведено практичне застосування запропонованої методики на реальному проекті надбудови існуючого регулярного каркасу багатоповерхової будівлі трьома поверхами із сталевих елементів; на основі техніко-економічного порівняння встановлено, що конструктивні рішення, розроблені згідно методики, сформованої в даній роботі значно посилюють живучість СКББ при відносно невеликих затратах.
13. Визначено, що вітчизняні норми мають містити конкретні вимоги і методики із забезпечення стійкості до прогресуючого руйнування будівель, в тому числі зі сталевим каркасом, що дозволить уникнути невизначеності і покращити проектну галузь, надійність об'єктів і безпеку громадян нашої країни. Зроблено відповідні пропозиції до ДБН.
14. Сформульовано рекомендації для майбутніх досліджень, у яких варто дослідити живучість перекриттів СКББ при пожежі, взаємодію другорядних та головних балок при нагріванні; та вплив просторової жорсткості СКББ на їх живучість при пожежі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення: – [Чинні від 2020-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 59 с. – (Державні будівельні норми).
2. Плоский В.О., Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: підручник. Кам'янець-Подільський : ПП «Медобори-2006», 2014. 617 с.
3. Першаков В. М., Барабаш М. С., Белятинський А. О., Лисницька К. М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія. Київ : НАУ, 2015. 456 с.
4. Проблеми протидії пожежної небезпеки та вогнестійкості висотних будівель. Частина 3. Конструктивні схеми та особливості об'ємно-просторових структур висотних будівель : монографія / В.М.Першаков та ін. Київ : ТОВ НВФ «Славутич-Дельфін», 2018. 140 с.
5. Лоусон М., Білик А.С. Сталеві конструкції в архітектурі: монографія. рос. мовою. Київ : УЦСБ, 2018. 138 с.
6. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 81 с. – (Державні будівельні норми).
7. Pearson C., Delatte N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. J. Perform. Constr. Facil. 2005. №19(2), P. 172-177.
8. King, S., and Delatte, N. Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study. J. Perform. Constr. Facil. 2004. №18(1). P. 54-61.
9. Schellhammer J., Delatte N., Bosela P. Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia. J. Perform. Constr. Facil. 2013. №27(3). P. 354-361.
10. Martin R., Delatte N. Another Look at the L'Ambiance Plaza Collapse. J. Perform. Constr. Facil. 2000. №14(4), P.160-165.
11. Carol W. Lewis. The Terror that Failed: Public Opinion in the Aftermath of the Bombing in Oklahoma City. Public Administration Review. 2002. №60(3). P. 201-210.

12. Khobar Towers: tragedy and response: monograph / Perry D. Jamieson. Washington: Air Force History and Museums Program United States Air Force, 2008. 276p.
13. Ройтман В.М. Инженерные аспекты событий 11 сентября 2001 года в Нью-Йорке при атаке террористами башен Всемирного торгового центра. Глобальная безопасность. 2006. № 3. С. 30-35.
14. Investigation of the October 30, 2003, fatal parking garage collapse at Tropicana Casino Resort, Atlantic City, NJ: scientific research work report /Mohammad A. Virginia: U.S. Department of Labor, 2004. 56p.
15. Понад \$54 млрд - збитки житлового фонду України внаслідок повномасштабної війни на кінець травня 2023 року. URL: <https://kse.ua/ua/about-the-school/news/ponad-54-mlrd-zbitki-zhitlovogo-fondu-ukrayini-vnaslidok-povnomasshtabnoyi-viyni-na-kinets-travnua-2023-roku/> (дата звернення 25.08.2023).
16. Білик А.С. Екологічний та економічний аналіз життєвого циклу каркасів будівель: монографія. Київ : УЦСБ, КНУБА, 2022. 263 с.
17. Білик А.С. Сталь в реконструкції будівель: монографія. рос. мовою. Київ : УЦСБ, 2016. 167 с.
18. Арошенко М., Гордеев В., Лебедич И. Тайны стальных конструкций. Киев : Издательство «Сталь», 2004. 304 с.
19. Білик А. С., Коваленко А. І. Порівняння методів розрахунку металевих каркасів висотних будівель на одиничну живучість. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. 2015. №16. С. 30-39.
20. Білик А. С., Коваленко А. І. Динамічні зусилля в колонах сталевих каркасів багатоповерхових будівель при розрахунку на одиничну живучість. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2016. №32. С. 304-309.
21. Коваленко А.І. Особливості проектування багатоповерхових будівель з одиничною живучістю. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2016. № 63. С. 62-66.

22. Білик А. С., Коваленко А. І. Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд. *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития.* 2016. № 87. С. 35-41.
23. Статистика пожеж. Аналітичні матеріали. URL: <https://idundcz.dsns.gov.ua/upload/1/8/7/0/6/2/4/analitchna-dovidka-pro-pojeji-072023.pdf> (дата звернення 25.08.2023).
24. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). - [Чинні від 2013-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 106 с.
25. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT). - [Чинні від 2010-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 80 с.
26. EN 1991-1-7. Eurocode 1: Actions on structures - Part 4: Part 1-7: General actions - Accidental actions: EN 1991-1. - Brussels: Management Centre, 2006. - 69 с. - (European Standard).
27. ASCE7-16. Minimum design for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017.
28. UFC 4-023-03. United Facilities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Department of Defense USA, 2009.
29. BSI. BS6399: Loading for buildings – Part 1: code of practice for dead and imposed loads. British Standard Institute, London, UK, 1996.
30. BSI. BS5950: Structural use of steelwork in building – Part1: code of practice design – rolled and welded sections. British Standard Institute, London, UK, 2000.

31. ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – [Чинні від 2017-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 39 с. – (Державні будівельні норми).
32. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с. – (Державні будівельні норми).
33. Richard Liew J.Y., Tang L.K., Holmaas T., Choo Y.S. Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*. 1998. № 47, P. 19-45.
34. Tavakoli H.R., Kiakojour F. Threat-Independent Column Removal and Fire-Induced Progressive Collapse: Numerical Study and Comparison. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 2015. №48(1). P. 121-131.
35. Sun R., Burgess I., Huang Zh., Dong G.. Progressive failure modelling and ductility demand of steel beam-to-column connections in fire. *Engineering Structures*. 2015. №89. P. 66-78.
36. Richard Liew J.Y., Tang L.K., Holmaas T., and Choo Y.S. Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*. 1998. № 47, P. 19-45.
37. Jiang, J., Li G.Q., and Usmani, A.S. Progressive collapse mechanisms of steel frames exposed to fire. *Advances in Structural Engineering*. 2014a. №17(3), P. 381-398.
38. Sun, R.R., Huang, Z.H., and Burgess, I. “Progressive Collapse Analysis of Steel Structures under Fire Conditions.” *Engineering Structures*. 2012a. № 34, P. 400-413.
39. Lange, D., Roben, C., and Usmani, A.S. (2012). “Tall Building Collapse Mechanisms Initiated by Fire: Mechanisms and Design Methodology.” *Engineering Structures*, 36, 90-103.
40. Дробот В. Ю. Живучесть большепролетных металлических покрытий: дис. ... к-та техн. наук : 05.23.01. Москва, 2010. 212 с.

41. Фесенко О. А. Прогресуюче руйнування багатоповерхових безригельних каркасних будівель внаслідок пожежі після землетрусу. Будівельні конструкції. 2013. №78(1). С. 388-393.
42. Розроблення пропозицій щодо математичного розрахунку багатоповерхових безригельних каркасних будівель на стійкість до прогресуючого руйнування внаслідок пожежі, спричиненої землетрусом: звіт про НДР / кер. Ю.І. Немчинов. Київ: ДП "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", 2011. 101с.
43. Ромашкіна М. А. Вплив запроектованих навантажень на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд : дис. ... к-та техн. наук : 05.23.01. Київ, 2016. 152 с.
44. Wada A., Ohi K., Suzuki H., Sakumoto Y., Fushimi M., Kamura H., Murakami Y., Sasaki M., Fujiwara K. Study of Structural Redundancy of High-Rise Steel Building Due to the Effect of Heat and Loss of Vertical Structural Members. Engineering, Material Science. 2004. 24p.
45. Sun, R.R., Huang, Z.H., and Burgess, I. The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire. Journal of Constructional Steel Research. 2012b. №72. P.130-142.
46. Ali H.M., Senseny P.E., Alpert R.L. (). Lateral displacement and collapse of single-storey steel frames in uncontrolled fires. Engineering Structures. 2004. №26, P. 593-607.
47. M. Alrubaidi, S.A. Alhammadi. Investigation of different infill wall effects on performance of steel frames with shear beam-column connections under progressive collapse. Latin American Journal of Solids and Structures. 2022. №19(2). P. 1-24.
48. Sun R.R., Huang Z.H., Burgess I. Progressive Collapse Analysis of Steel Structures under Fire Conditions. Engineering Structures. 2012a. №34, P. 400-413.
49. Jiang, B.H., Li, G.Q., and Usmani A.S. Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire. Journal of Constructional Steel Research. 2015a. № 115, P. 160-168.

50. Wada, A., Ohi, K., Suzuki, H., Kohno, M., Sakumoto, Y. A study on the collapse control design method for high-rise steel buildings. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*. 2006. №16(2), P. 137-141.
51. Wang Y.C., Dai X.H., Bailey C.G. An experimental study of relative structural fire behaviour and robustness of different types of steel joint in restrained steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. № 67, P. 1149-1163.
52. Agarwal A., Varma A.H. Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns. *Engineering Structures*. 2014. № 58, P.129-140.
53. J. Jiang, Guo-Qiang Li. Progressive Collapse of Steel High-Rise Buildings Exposed to Fire: Current State of Research. *International journal of High-Rise Buildings*. 2018, Vol.7, №4, P. 375-387.
54. EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3: Design of steel structures –Part 1-2: General rules – Structural fire design: EN 1991-1. - Brussels: Management Centre, 2005. - 81 p. - (European Standard).
55. Behnam B., Rezvani F.H. Structural evaluation of tall steel moment-resisting structures in simulated horizontally travelling postearthquake fire. *Journal of Performance of Constructed Facilities, Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2014, №30(2). 12p.
56. Rackauskaite E., Hamel C., Law A., Rein G. Improved formulation of travelling fires and application to concrete and steel structures. *Structures*. 2015. №3. P. 250-260.
57. Adarsh P., Vijaykumar P. Bhusare. Structural Analysis of Multi-Storey Steel Frames Exposed to Travelling Fire & Traditional Design Fires. *Journal of Advances and Scholarly Researches in Allied Education*. 2018. Vol. XV. №2. P. 459-465.
58. Quiel S.E., Marjanishvili S.M. Fire resistance of a damaged steel building frame designed to resist progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2012. № 26(4), P.402-409.

59. Neal M.C., Garlock M.E., Quiel S.E., Marjanishvili S. (2012). Effects of fire on a tall steel building designed to resist disproportionate collapse. ASCE Structures Congress 2012. 2012. P. 246-256.
60. Fang C., Izzuddin B.A., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A. Robustness of multi-story car parks under localized fire-Towards practical design recommendations. Journal of Constructional Steel Research. 2013. № 90, P. 193-208.
61. V. V. Yurchenko, I. D. Peleshko. Parametric optimization of steel lattice portal frame with CHS structural members. Strength of Materials and Theory of Structures. 2021. № 107. P. 45-74.
62. Peleshko I., Yurchenko V. An improved gradient-based method to solve parametric optimisation problems of the bar structures // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 265-288.
63. V. V. Yurchenko, I. D. Peleshko. Parametric optimization of steel structures based on gradient projection method. Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. № 105. P. 192-220.
64. Перельмутер А. В., Юрченко В. В. Аналіз несучої здатності центрально-стиснутих стержневих елементів із холодногнутих профілів. Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2021. № 85. С. 28-42.
65. Peleshko I., Yurchenko V. Parametric optimization of bar structures with discrete and continuous design variables using improved gradient projection method // Strength of materials and theory of structures: scientific-and-technical collected articles. – KYIV: KNUBA, 2023. – Issue 110. – P. 178-198.
66. М. О. Вабіщевич, Д. А. Сторчак. Розв'язання нелінійних контактних задач деформування вузлових з'єднань сталевих конструкцій. Опір матеріалів і теорія споруд. 2022. № 108. С. 178-188.

67. Vabishchevich M., Stryhyn R. Simulation of the process of shrinkage of the conical workpiece of the steam turbine rotor by the semi analytical finite element method. Proceedings of Odessa Polytechnic University. 2019. №1(57). P. 34-40.
68. Solodei I.I., Vabishchevich M.O., Stryhun R.L. Semianalytical finite elements method efficiency in the geometrically nonlinear elastic-plastic problems. Strength of Materials and Theory of Structures. 2019. № 103. P. 71-81.
69. M. O. Vabishchevich, Gh. A. Zatyliuk. Analysis of the stressed-strained state of the foundation-shell at interaction with the elasticplastic medium. Strength of Materials and Theory of Structures. 2021. № 106. P. 105-112.
70. Вабищевич М.О., Фесун І.К. Підходи щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель та споруд. Сучасний стан та перспективи. Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. збірник. 2023. №110. С. 256-263.
71. С.В. Колесніченко, Ю.В.Селютін, Д.Ф.Оболонков, О.С. Карабанов. Визначення залишкового ресурсу будівельних сталевих конструкцій за показниками індексу надійності. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2021. № 25. С. 48-55.
72. С.В. Колесніченко, Ю.В.Селютін, І.Ю. Черних, К.Б. Мнацаканян. Методологія призначення індексу надійності β для визначення технічного стану будівельних сталевих конструкцій. Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. 2020. №43. С. 86-95.
73. S. Kolesnichenko, The Principles of Risk Assessment for Building Steel Structures with Imperfections. International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering. 2019. Vol. 8. Is. 8. P. 2735-2739.
74. Колесніченко С. В. Використання термографічного способу контролю для виявлення недосконалостей сталевих конструкцій. Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. 2019. Вип. 39(1). С. 13-20.

75. А. О. Попаденко, С. В. Колесніченко. Експериментальне дослідження термографічного контролю для виявлення тріщин у сталевих конструкціях. Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. 2020. №45. С. 80-90.
76. Yu.V. Vorona, Yu.V Maksimiyuk, I.Yu. Martyniuk, O.V. Maksimiyuk. Reliability of results obtained by semi-analytical finite element method for prismatic bodies with variable physical and geometric parameters. Strength of Materials and Theory of Structures. 2021. № 107. P. 184-192.
77. Ю. В. Максим'юк, І. І. Солодей, Р. Л. Стригун. Вихідні співвідношення нелінійного динамічного формозмінення вісесиметричних та плоскодеформівних тіл. Опір матеріалів і теорія споруд. 2019. № 102. С. 252-262.
78. Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк. Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2019. №4/2019. С. 10-20.
79. Yu. V. Maksimiyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkril, O.V. Maksimiyuk. Basic relationships for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies. Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. № 104. P. 255-264.
80. О. Гуляр, Ю. Максим'юк, А. Козак, О. Максим'юк. Універсальний призматичний скінчений елемент загального типу для фізично і геометрично нелінійних задач деформування призматичних тіл. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2020. №06/2020. С. 72-84.
81. Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В. Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несних конструкцій інструментами ПК «ЛІРА – САПР». Український журнал будівництва та архітектури, 2022. № 1 (007). С.7-14.

82. Барабаш М., Ковальов А., Ромашкіна М. Розрахункове оцінювання вогнестійкості вогнезахисених залізобетонних будівельних конструкцій засобами ПК «ліра-сапр». Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2023. №12/2023. С.53-64.
83. Barabash, M., Iegupov, V., Pysarevskiy, B. Simulation of the Seismic Resistance of Buildings with Account of Unlimited Soil Space. In: Blikharsky, Z. (eds) Proceedings of EcoComfort 2020. EcoComfort 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 100. P. 26-33.
84. M. Barabash, B. Pisarevskiy, Ya. Bashynskiy Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program). Civil and Environmental Engineering. 2020. Vol. 16. Issue 1. P. 63-70
85. Alexander S. Gorodetsky, Maria S. Barabash, Maryna A. Romashkina, Andrii V. Tomashevsky. "Characteristic load" principle. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2020. №16(2). P. 50-62.
86. Башинская О. Ю., Пикуль А.В., Барабаш М.С. Решение задачи термползучести бетона методом конечных элементов. Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. 2017. Вып. 99. С. 22-29.
87. EN 1991-1-2:2002. Eurocode 1: Actions on structures –Part 1-2: General rules – Actions on structures exposed to fire: EN 1991-1. - Brussels: Management Centre, 2002. - 61 p. - (European Standard).
88. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1991-1. - Brussels: Management Centre, 2005. - 93 p. - (European Standard).
89. Калафат К.В., Вахитова Л.Н. Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2016. Киев: ООО «НПП «Интерсервис», 2016. 108 с.
90. Калафат К.В, Билик А.С, Біляєв М.А., Ковалевська Е.А. Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3. Практичний посібник до

ДСТУ-Н EN 1993-1-2:2010. Київ: Український Центр Сталевого Будівництва, 2016. 81 с.

91. EN 1990:2002. Eurocode 0: Basis of structural design: EN 1990. - Brussels: Management Centre, 2002. - 119 p. - (European Standard).

92. Куцевич В.В., Кисіль С.С., Білик А.С. Принципи архітектурно-планувальної організації багатоповерхових автостоянок: колективна наукова монографія. Київ : КНУТД, УЦСБ, КНУБА, 2019. 184 с.

93. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2006. 77 с. (Державні будівельні норми).

94. ДБН В.2.6–198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. [Чинний від 2015-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2014. 199 с. (Державні будівельні норми).

95. Прайс-листи Менінвест-СМЦ. URL: <https://metinvest-smc.com/ua/price-list/#download> (дата звернення 25.06.2023).

96. Ціна металоконструкцій: виготовлення та монтаж. Вартість робіт URL: <https://sbk.ltd.ua/uk/prajs-list/220-tsena-metallokonstruksij-izgotovlenie-i-montazh-stoimost-rabot.html> (дата звернення 25.06.2023).