

Надбудова мансардного поверху (уроки однієї помилки)

Кривельов Л. І.

Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій, м. Київ

Аналіз проектних рішень і результатів обстежень будинків, об'єм яких збільшено в результаті надбудови мансард, свідчить про те, що доволі часто тримальна здатність головних конструкцій як мансарди так і нижчих поверхів знаходиться на межі припустимої, а інколи і нижчою за цю межу. Помилки одного проекту та його реалізації, технічні рішення, до яких необхідно було вдаватися для усунення цих помилок, показані на прикладі реконструкції житлового будинку. Узагальнено найбільш поширені негативні наслідки надбудов, визначена необхідність нормування вимог до технічних рішень і процесів реконструкції житлових будинків.

Сучасний етап процесу міського будівництва характеризується значними обсягами регенерації забудови центральних районів великих міст. В умовах ринкової економіки, приватної власності на землю та нерухомість ефективна реконструкція існуючої забудови стає найбільш привабливою для інвесторів. Окрім цього, реконструкція забудови великих міст і, зокрема, забудови їх історичних районів є одним з шляхів реалізації принципів компактного міста, які рекомендовані Європейською комісією ООН і які покладені в засади «Концепції розвитку населених пунктів», затвердженої Постановою Верховної Ради України.

Одним з поширених в сучасному архітектурних рішень реконструкції житлових будинків, збудованих на межі XIX-XX сторіч, і які складають найбільш цінну частину історичної забудови центральних районів великих міст, є надбудова мансардного поверху (далі мансарди). Під такою назвою розуміють будівлю для проживання або для громадських потреб в просторі горища, окреслену в поперековому перерізі будинку чотирма схилами з різними кутами нахилу. Таке рішення горища запропоно-

ване в XVII сторіччі Жюль-Ардуеном Мансаром (*J. Hardouin-Mansart*, автор палацу Великий Трианон, Собору інвалідів у Парижі т.щ.), за прізвищем котрого воно і отримало свою назву.

Мансарди завдяки можливості застосування нових ефективних теплоізоляційних матеріалів набули великого поширення. Для міст з розвиненим рельєфом мансарди надають суттєву виразність дахам - «п'ятим» фасадам будинків.

Поширення будівництва мансард разом з тим створює і певні проблеми. Практика обстежень тримальних конструкцій будинків, їх основ та аналіз проєктів мансард свідчать про те, що доволі часто тримальна здатність головних конструкцій як мансарди, так і нижчих поверхів знаходиться на межі припустимого, а інколи є нижчою.

До цього призводить наступна низка технічних рішень, яка є майже типовою:

- останній поверх і мансарда об'єднуються в одну квартиру в двох рівнях;
- для створення вільного плану квартири великої площі видаляється середня тримальна стіна в межах останнього поверху будинку частково або повністю;
- простір між зовнішніми стінами перекривається розвиненими сталевими балками, або навіть системою сталевих ферм, нижні пояси яких утворюють основу для другорядних балок перекриття між останнім поверхом і мансардою;
- власне перекриття робиться у вигляді сталево-залізобетонної монолітної плити по сталевому профільованому настилу;
- в разі застосування ферм виникає необхідність закриття її конструкції і організації в її площі суцільної перегородки. Разом з тим, це вимагає влаштування в такій перегородці прорізів для дверей або суттєво великих прорізів, які не перекриваються дверми. Це призводить до створення ферм з ґраткою, яка це припускає. Здебільшого такі ферми принципово мають більшу деформативність;
- нерідко з тією ж метою вдаються до схем ферм, які з позиції кінематичного аналізу шарнірно-стрижньової системи є такими, що геометрично змінюються. Щоб запобігти цьому, значно розвивають переріз поясів ферм для сприйняття виникаючих згинальних моментів;
- при наявності в будинку підвалу, останній доволі часто переобладнується на приміщення офісів, магазинів. Це вимагає збільшення висоти приміщень підвалу за рахунок видалення суттєвого шару ґрунту, що призводить до зниження тримальної здатності основи будинку.

Сумуючи всі зазначені додаткові впливи на тримальні конструкції і вади в рішеннях конструкцій мансард, слід відзначити, що найбільш поширеними наслідками цього є:

- перевищення величин навантаг, які утворюються, над величинами тримальної здатності ґрунтів основи під зовнішніми стінами;
- перевищення величин навантаг, які утворюються, над величинами тримальної здатності простінків зовнішніх стін нижніх поверхів;
- значна деформативність металевого каркасу мансарди при дії як вертикальних, так і горизонтальних навантаг.

Помилки і технічні рішення, до яких необхідно було вдатися для усунення цих помилок, демонструє приклад реконструкції одного будинку. Остання полягала в надбудові двох поверхів, що за проектними і узгоджувальними документами було представлено як «переобладнання горищного простору в мансарду для влаштування квартири в двох рівнях».

Житловий будинок, над яким зроблено надбудову, належить до фонових елементів забудови центральної історичної частини міста. Споруджений первісно як триповерховий у 1898 р., він у 30-і роки минулого сторіччя був надбудований четвертим поверхом. Забудовниками отриманий дозвіл був реалізований у вигляді надбудови двох (!) поверхів, які мали нахилені стіни і нагадували зовні мансарду. Тож зведення над четвертим поверхом ще двох поверхів перетворило будинок у шостиповерховий (рисунок 1). Надбудова двох поверхів здійснена за допомогою встановлення на поздовжні стіни будинку металевого каркасу. На 5-му і 6-му поверхах надбудови влаштовано квартири в двох рівнях.

Слід відзначити, що ділянка, на якій розміщено будинок, характеризується складними інженерно-геологічними умовами. Геологічна будова ділянки характеризується насипними ґрунтами, лесовими супісками та суглинками слабо та середньопросадковими, які згідно з п.3.6 СНиП 2.02.01-83 [1] за просадковістю належать до 1-го типу.

Головними тримальними конструкціями надбудови є три потужні ферми Ф1, Ф2 та Ф3, на які спираються перекриття 5-го і 6-го поверхів і покриття надбудови. Розташування, схеми ферм і організація тримальних конструкцій наведені на рисунку 2. Всі три ферми з обох боків обличковані блоками з ніздрюватого бетону з густиною 600-700 кг/м³ завтовшки 100 мм.

Ферма Ф1 заввишки в поверх спирається на торцеву стіну і стіну сходової клітини. В свою чергу на неї та на поздовжню зовнішню стіну фасаду з боку подвір'я спирається заввишки така ж ферма Ф2. З іншого боку сходової клітини поперек будинку на зовнішні поздовжні стіни спирається ферма Ф3. Така організація тримальних конструкцій надбудови була створена внаслідок вилучення під час попередньої реконструкції на 4-му поверсі внутрішніх поздовжніх середніх стін для створення приміщень з великими лінійними розмірами в обох напрямках.

Всі три ферми є опорами для сталевих балочних клітин і залізобетонної плити двох перекриттів. Перекриття над 4-м поверхом спирається на стіни і на нижній пояс ферм, перекриття над 5-м поверхом спирається на попереківі стіни і на верхні пояси ферм.

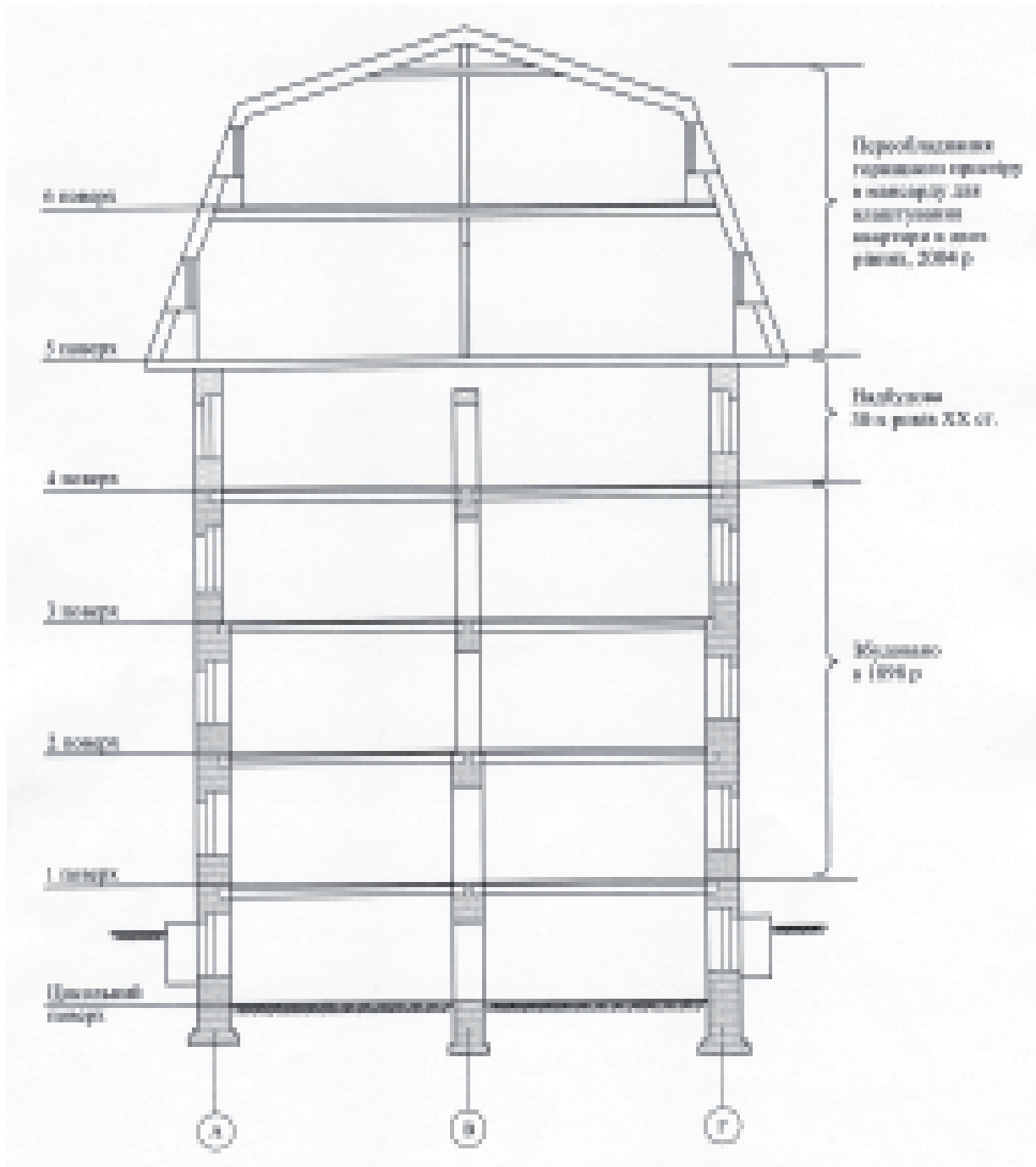


Рисунок 1. Етапність зведення будинку

Покриття має тримальну частину у вигляді ламаних рамних крокв, які спираються на перекриття і на гребеневий прогін. Останній спирається на ряд стояків, які базуються на перекритті між 5-м і 6-м поверхами.

Обстеження будинку і аналіз здійснених конструктивних рішень були проведені на прохання експлуатанта будинку в зв'язку з необхідністю введення надбудови в експлуатацію. Було встановлено наступне. Внаслідок некоректної розробки проекту надбудови в тримальних конструкціях були застосовані елементи з геометричною змінюваністю їх структури. В наслідок цього система тримальних конструкцій двоповерхової надбудови не забезпечувала у повній мірі жорсткість як окремих її

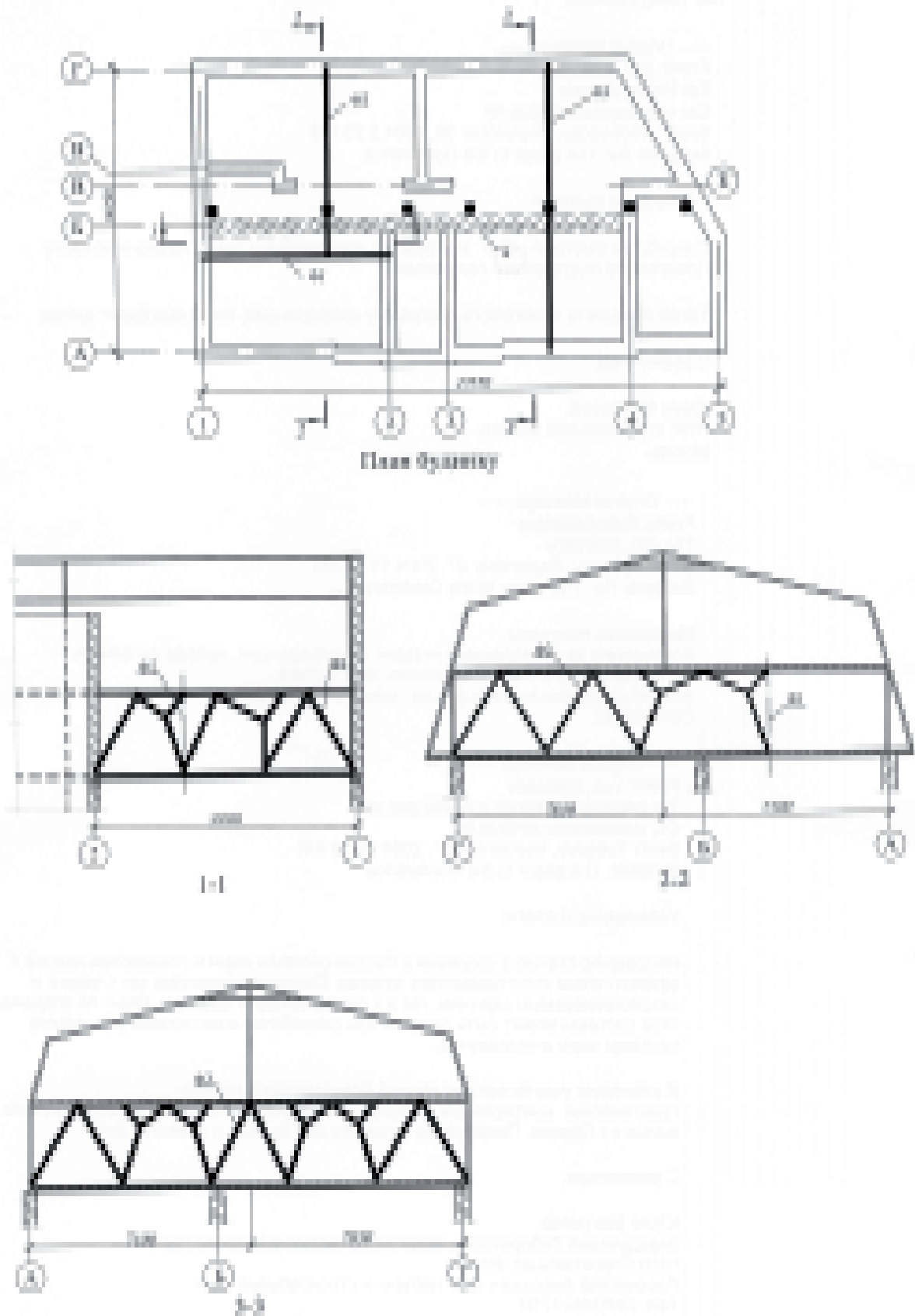


Рисунок 2. Організація тримальних конструкцій надбудови:
а-стіна Б розташована нижче нижніх поясів ферм Ф2 та Ф3

елементів, так і системи в цілому. Окрім цього було створено надмірну концентрацію додаткових зусиль в одному з простінків 1-го поверху будинку.

Аналіз проекту встановив, що з трьох ферм лише одна, а саме Ф1, мала правильно організовану схему. Ферми Ф2 та Ф3 мали решітку, яка при прийнятті загального правила наявності шарнірів у вузлових з'єднаннях стрижнів була кінематичне змінюваним механізмом. Такі помилки були припущені в місцях організації дверних прорізів в перегородках, які обличковують ферми. Незмінюваність конструкцій ферм мала бути забезпеченою, на думку авторів проекту, розвиненими перерізами поясів ферм, які при цьому працювали би на згин.

Вище, на другому поверсі надбудови розташовані ламані сталеві крокви, які спираються на елементи перекриття, яке в свою чергу спирається на ферми. Необхідно зауважити, що загальним правилом влаштування дахів, і зокрема мансардних, є організація спирання крокв на капітальні стіни будинків – тримальні і самотримальні. В будинку, який аналізується, проектні і реалізовані в будівництві рішення це правило ігнорували.

Тримальні конструкції даху спираються на елементи, які несуть на собі два міжповерхових перекриття. До того ж, це спирання не організоване безпосередньо на головні елементи тримальних конструкцій надбудови. Опорами крокв є стояки, які підтримують гребневий прогон. Стояки ж при цьому спираються не на ферми, а на другорядні балки перекриття над першим поверхом надбудови. За проектом поміж стояками були відсутні зв'язи. Поміж кроквами тільки в трьох місцях поставлені зв'язи в площині схилів.

Зі слів працівників, які здійснювали технічний нагляд при будівництві, ці недоліки проекту були виявлені ще на стадії будівництва і в робочому порядку усувалися. Матеріали фіксації цих змін проекту у забудовника були відсутні. Тому були проведені обміри приміщень в місцях цих змін і магнітометричні дослідження, які встановили наявність під обличкуванням певних металевих елементів. Магнітометричні дослідження проводилися приладом ИЗС-10Н за методикою ГОСТ 22904-78 [2] і були продубльовані також іншим приладом фірми «Bosch».

Обмірами приміщень першого поверху надбудови встановлено, що ферма Ф1 не може мати решітку, яка наведена в проекті, позаяк в перегородці, що утворена обличкуванням ферми, зроблені прорізи для дверей на місці розташування розкосів ферми. Було встановлено, що поруч з прорізами присутні металеві елементи, які можуть утворювати якусь нову нечітко визначену конструкцію. Розкриття обличкування ферми Ф1 встановило, що частина з цих металевих елементів була алюмінієвими маячними рейками для виконання високоякісної штукатурки.

В фермі Ф2 проріз теж був організований на місці, яке не передбачалося проектом тримальних конструкцій. Магнітометричні дослідження встановили наявність певних металевих елементів, які, разом з тим, не забезпечували геометричну не-

змінюваність ферми. Така ж невизначеність структури була встановлена і в фермі Ф3. Було зроблено висновок, що зафіксований метал, скоріш за все, був маячними алюмінієвими рейками.

На другому поверсі надбудови поміж стояками, які підтримують гребеневий прогон, магнітометричними методами встановлена наявність розкосів, які забезпечували незмінність системи стояків у поздовжньому напрямку будинку.

Для ліквідації кінематичної змінюваності ферм в останні були введені необхідні додаткові стрижні. В фермах Ф2 та Ф3 це були додаткові стояки обабіч дверних прорізів. В фермі Ф1 був введений стояк в вузлі притискання ферми Ф2, позаяк стояк цієї ферми (Ф2), віднесений від площини ферми Ф1, не міг вважатися елементом решітки останньої. В цій же фермі були встановлені розкоси, які забезпечили незмінюваність ферми. На рисунку 3 наведені реалізовані зміни в структурі ферм.

Великий прогін ферми Ф3 свідчив про можливість перевантаження зовнішніх стін, зокрема стіни «А», яка в нижніх поверхах мала простінки з відносно невеликими перерізами. Так простінок 1-го поверху мав переріз 510×770 (h) мм і висоту в межах віконного прорізу 2400 мм. Для розрахунків була встановлена неруйнівними ультразвуковими методами міцність цегли і розчину. Було встановлено, що навантага, яка діє на простінок, на 35% перебільшує тримальну здатність останнього.

Умови експлуатації будинку, на нижніх поверхах якого були розташовані квартири з високоякісним оздобленням, виключали можливість здійснення підсилення простінку металевими, або залізобетонними конструкціями. Зниження навантаги було би можливе за рахунок демонтажу перегородки, яка обличковувала ферму Ф3, і перегородки 6-го поверху в цій же площині. Такі заходи мали би зменшити перевантаженість простінку, але тримальна здатність все ж залишалася при цьому меншою на 13,3% за навантагу, яка діє на простінок.

Перевантаження такого відповідального елемента будинку вимагало більш суттєвих заходів, а саме - розвантаження перерізу будинку по площині ферми Ф3 шляхом організації передачі частини опорної реакції ферми Ф3 на суміжні простінки стіни «А». З цією метою на стіну по вісі «А» була встановлена розвантажувальна металева рама, стійки якої були розміщені по вісі простінків, суміжних з перевантаженим. Висота рами дорівнювала висоті першого поверху надбудови (5-го поверху будинку). До ригеля рами за допомогою сталевий тяги був підвішений опорний вузол ферми Ф3.

Тяга являла собою два стрижня $\varnothing 30$ мм з лівою та правою різьбою, які з'єднувалися поміж собою відповідною гайкою. Таким чином було утворено гвинтовий домкрат, який дозволяв створити зусилля в тязі, «підняти» опорний вузол ферми і тим самим зменшити навантагу на простінок по цьому вертикальному напрямку, передаючи цю навантагу на суміжні менш навантажені простінки.

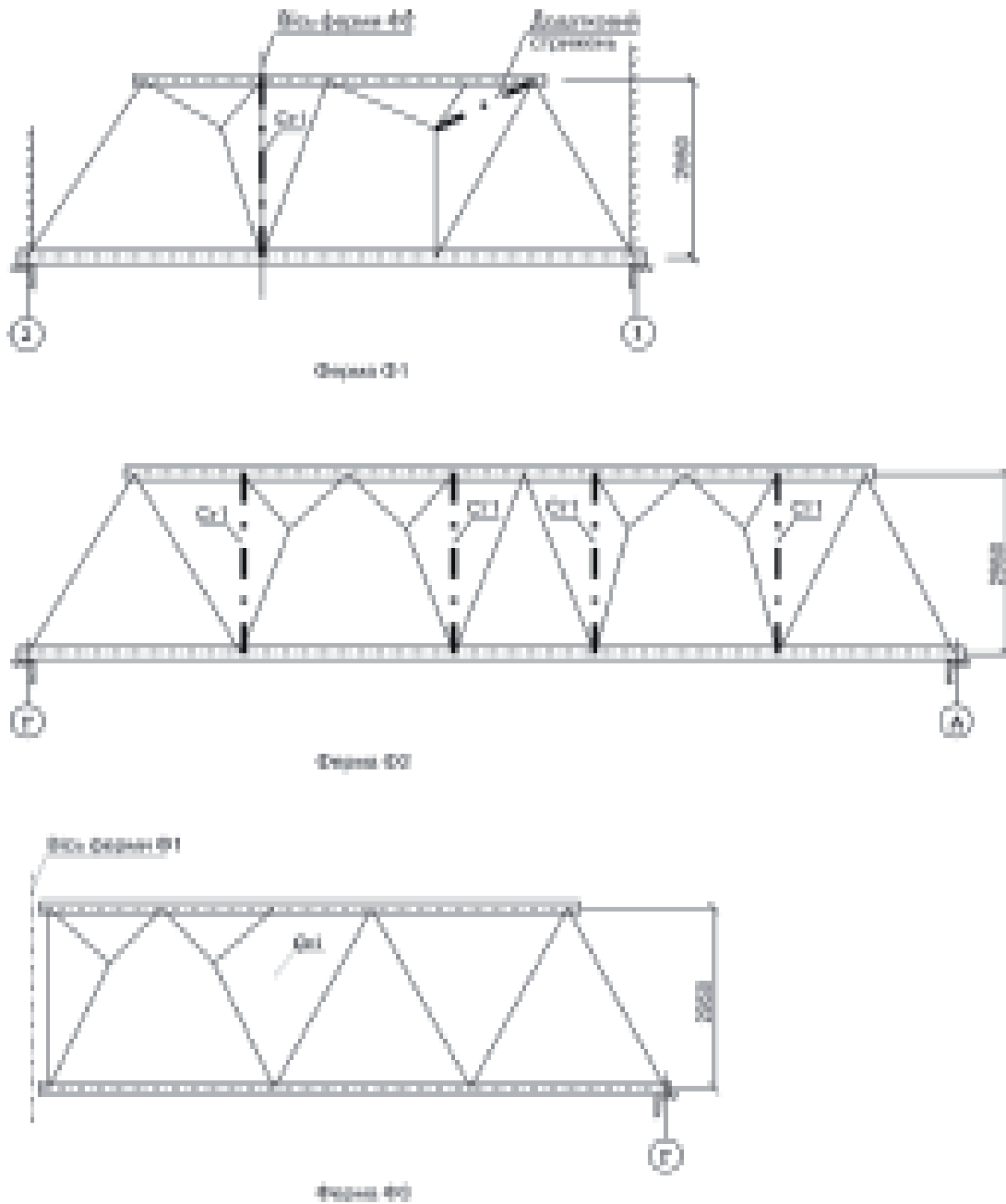


Рисунок 3. Ліквідація геометричної змінюваності ферм (грубими лініями показано додаткові елементи, що були введені в конструкції, які існували)

Внаслідок того, що стіна надбудови, імітуючи мансарду, була нахилена у внутрішній бік будинку, стійки рами були відсунуті від осі капітальної стіни «А» 1-4 поверхів в бік приміщення і спиралися на стіну через короткі консолі, що могло би викликати при ініціації зусилля розвантаження опрокидуючий момент. Щоб запобігти цьому, ригель розвантажувальної рами в рівні перекриття над п'ятим поверхом був з'єднаний в трьох точках — над стійками рами і в точці підвішування тяги — з перекриттям і фермою Ф3. Принципова схема пристрою для розвантаження простінку наведена на рисунку 4.

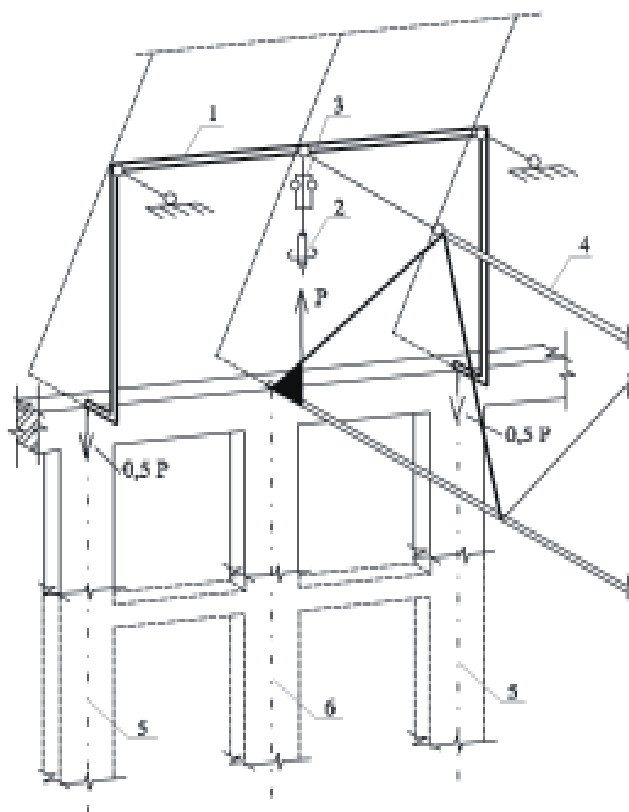


Рисунок 4. Схема розвантаження простінку:
 1 — рама; 2 — тяга; 3 — контрольні прилади; 4 — ферма;
 5 — простінки, на які надається навантага;
 6 — простінок, який розвантажується.

Розвантаження виконувалось за наступною методикою. Максимальне зусилля розвантаження за умови демонтажу згаданих вище перегородок з ніздрюватого бетону повинно було становити 6000 кгс. Вимірювання зусилля здійснювалося на засаді контролю деформацій тяги двома індикаторами годинникового типу с ціною поділок 0,001 мм, встановленими симетрично відносно діаметра тяги. При розвантаженні в тязі $\varnothing 30$ мм виникала максимальна відносна деформація $\epsilon = 4,04 \times 10^{-4}$. При вимірюванні деформацій на базі 52 см, що було обумовлено наявним обладнанням, абсолютна деформація становила $\Delta l = 0,21$ мм.

При здійсненні процесу розвантаження ступенями, що дорівнювали 1/5 максимального зусилля, на кожному ступені розвантажування абсолютна деформація на базі 520 мм становила $\Delta l(1/5) = 0,042$ мм.

Процес розвантажування включав наступні етапи:

- попереднє обтиснення елементів, які включалися в роботу, зусиллям 3000 кгс, яке теж прикладалося ступенями;

- витримку під цим зусиллям 70 годин (п'ятниця, субота, неділя);
- зняття зусилля обтиснення і після цього здійснення максимального зусилля розвантаження $P=6000$ кгс;
- на наступний день, після витримки повздовж 24 годин, передбачалася підтяжка розвантажувального пристрою, якщо зусилля зменшиться більш ніж на 100 кгс.

В зв'язку з тим, що в подальшому підтяжка пристрою була би неможливою, після повного розвантаження простінку кінцеве зусилля було збільшене з метою компенсації наступних втрат внаслідок довготривалих процесів релаксації в сталевих та по-взучості в кам'яних і бетонних елементах. Величина зусилля додаткового розвантаження була прийнята такою, яка становила 1000 кгс, що відповідало видовженню тяги на базі 52 см на 0,035 мм. Після розвантаження рама і ферми були закриті забудовниками гіпсокартонними перегородками.

До обставин, які створили потребу в таких неординарних заходах, необхідно додати і невизначеність в величинах навантаж на простінок, яку утворювали існуючі перекриття нижчих за надбудову поверхів. В будинку майже на всіх поверхових сходових площадках перед входними дверима існували додаткові сходишки, заввишки 100-150 мм, що свідчило про створення в перебігу окремих ремонтів та реконструкцій додаткових елементів міжповерхових перекриттів.

З приводу цього треба вказати на досить поширену практику влаштування підси-лених перекриттів під час так званих «євроремонтів». Підсилення утворюють за допо-могою прокатних сталевих балок, які встановлюють поміж існуючими здебільше де-рев'яними балками. По новій системі балок вкладається сталевий листовий проф-ільований настил і на ньому бетонується монолітна залізобетонна плита. Внаслідок цього значно збільшується власна вага перекриттів. Безсистемне, а частіш, і безкон-трольне будівництво таких перекриттів призводить до утворення екстремальних умов експлуатації будинків, а інколи і до аварій, прикладом яких є руйнування будинку №37 на вулиці Великій Васильківській в Києві влітку 2003 року.

На жаль, рішення надбудов, подібні описаному вище, знаходять обґрунтування в публікаціях, які аналізують практику будівництва мансард. Так, в роботі [3] наво-диться низка проектних рішень, які автори трактують як “дворівневі мансарди”. Простий перегляд цих рішень свідчить про створення небезпеки перевантаження зовнішніх стін будинків.

Не вдаючись до оцінки професійних помилок, які притаманні низці проектів кон-структивної частини мансард, вкажемо на наступне. Причинами помилок, на наш погляд, є і невідповідність чинних Будівельних Норм України практиці сучасного будівництва, зокрема практиці реконструкції. Норми припускають можливість неоднозначного трактування низки термінів, які мають визначальний сенс.

В якості прикладу нейтралізації такої можливості доцільно навести Будівельні Норми Російської Федерації (РФ) [4], які дають чіткі визначення понять «рівень» і «мансарда» і вимоги до створення квартир на цих засадах. Щодо будівництва мансард, то ці Норми однозначно припускають надбудову будинків «*одним мансардним етажом*». Далі, (цитуються також мовою оригіналу) «*Для квартиры, расположенной на двух этажах (уровнях)....*». Тобто, Норми прирівнюють поняття «рівень» і «поверх», виключаючи маніпулювання цими поняттями. Слід зазначити, що це накладає і вимоги до визначення шляхів аварійної евакуації з таких квартир, зокрема з «другого рівня» («поверху»!).

Існує ще одна проблема. Надбудова мансард за своїм характером є реконструкцією будинків, оскільки надбудова є збільшенням об'єму будинку. Є реконструкцією і створення підсилених перекриттів, оскільки це є збільшенням тримальної здатності головної тримальної системи будинку. Такі роботи, позаяк вони виконуються в межах існуючої забудови, принаймні в Києві повинні відповідати вимогам чинних норм [5].

Текст цих норм не містить вимог до будинків, які реконструюються, але містить перелік негативних наслідків, яких необхідно уникнути в існуючій забудові. Будинки, що підлягає реконструкції, підпадає під таке визначення, а збільшення його головних характеристик — об'єму і тримальної здатності - може викликати негативні наслідки як в ньому самому, так і в суміжних будинках.

Найбільш небезпечним з таких наслідків є збільшення навантаг на основи будинку в умовах його розташування на ґрунтах, які є просадковими. Більшість з таких будинків в своєму первісному стані мали суттєві розміри подошви фундаментів і відносно малу навантагу на них з огляду на малу власну вагу перекриттів і малу кількість поверхів. Окрім цього такі будинки здебільшого мають системи водопостачання і водовідведення, які не відповідають сучасним вимогами до цих систем за умови наявності просадкових основ.

Здійснення реконструкції будинку, як правило, створює навантагу на його фундаменти, яка перебільшує величини початкового тиску просадковості. Але забудовники залишають поза увагою необхідність здійснення заходів з захисту ґрунтів основи будинку, яка виникає внаслідок реконструкції.

Висновки полягають в необхідності нормування вимог до технічних рішень і процесів реконструкції житлових будинків забудови минулих літ. Зокрема повинна бути обмежена «поступова» реконструкція, під час якої в міру появи нових власників квартир відбувається збільшення ваги перекриттів, видалення часткове або і повне внутрішніх тримальних стін. Сучасний стан будівельного комплексу дозволяє здійснення таких рішень, але за умов комплексної реконструкції житлового будинку. При цьому будуть унеможливлені помилки, подібні описаним.

Перелік посилань

1. **СНиП 2.02.01-83** Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. — М.: Стройиздат, 1985. — 40 с.
2. **ГОСТ 22904-78** Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры.
3. **Уваров П. Е., Дамаскин С. Б.** Системно-комплексное проектирование и управление проектами мансардного строительства // Реконструкція житла. — Вип. 5. — Київ, 2004. — С. 90-98.
4. **СНиП 2.08.01-89*** (Требования к проектированию мансардных этажей). — Изменения №№ 1, 2 и 3, утвержденные Госстроем (Минстроем) России. — М., 2004. — 7 с.
5. **ИНСТРУКЦИЯ по проектированию зданий и сооружений** в существующей застройке г. Киева. ВСН-2-80 / Киевский горисполком. — К., 1980. — 21 С.

Отримано 24.12.04