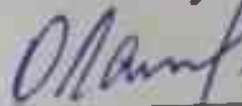


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ  
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА  
ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

 Олександр ЛАПЕНКО

"18" листопада 2022 р.

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР

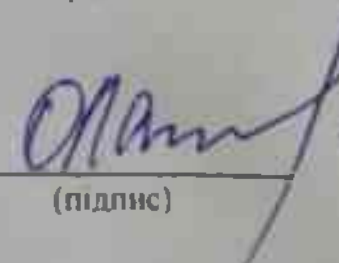
ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»  
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА  
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Технологія влаштування зігнутих сталезалізобетонних елементів при реконструкції будівель»

Виконавець: студентка гр. ЦБ-204М Горбаченко Вікторія Ігорівна  
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)


Керівник: д.т.н., професор Голоднов Олександр Іванович  
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»:

 Федина В.П.  
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»:

 Радомська М.М.  
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер:

 Родченко О.В.  
(підпис) (ПІБ)

Київ 2022

# НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну

Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

*Олександр* Олександр ЛАПЕНКО

«29» серпня 2022 р.

## ЗАВДАННЯ

на виконання кваліфікаційної роботи

Горбаченко Вікторія Ігорівна

(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Технологія влаштування зігнутих сталезалізобетонних елементів при реконструкції будівель»

затверджена наказом ректора від «29» серпня 2022р. № 1583/ст.

2. Термін виконання роботи: з 19 жовтня 2022р. по 30 листопада 2022р.

3. Вихідні дані роботи: Розробити проєкт реконструкції житлового п'ятиповерхового будинку шляхом надбудови двох поверхів. Фундаменти будівлі – монолітні під колони, стрічкові – під стіни. Матеріал головних конструкцій: бетон класу С 25/30, матеріал для зовнішніх стін – пористі блоки.

4. Зміст пояснювальної записки:

Реферат

4.1. Науково-дослідницька частина..... \_\_\_\_\_

4.2. Архітектурний розділ..... \_\_\_\_\_

4.3. Розрахунково-конструктивний розділ..... \_\_\_\_\_

4.4. Основи і фундаменти..... \_\_\_\_\_

4.5. Технічна експлуатація будинку..... \_\_\_\_\_

4.6. Охорона праці..... \_\_\_\_\_

4.7. Охорона навколишнього середовища..... \_\_\_\_\_

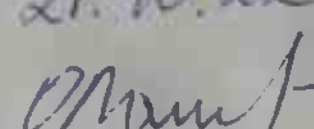
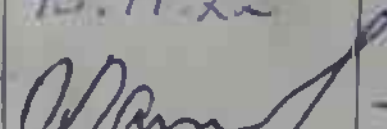
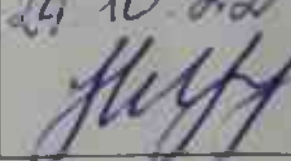
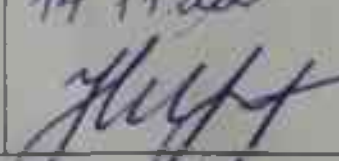
Список використаної літератури..... \_\_\_\_\_

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

## 6. Календарний план-графік


№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Науково-дослідницька частина: провести огляд розрахунку та конструювання зігнутих сталезалізобетонних елементів, які використовують при реконструкції будівель.	серпень 2022– вересень 2022	
2.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення для проєкту реконструкції житлового будинку	вересень 2022– жовтень 2022	
3.	Виконати розрахунок і конструювання покрівлі будинку та розрахунок стійки, стін з пористих блоків, перевірити міцність існуючої стінової панелі.	жовтень 2022– листопад 2022	
4.	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання фундаментів: монолітних залізобетонних стаканного типу під колони і стрічкових під стіни. Розробити заходи по укріпленню існуючих фундаментів.	жовтень 2022– листопад 2022	
5.	Розроблення заходів щодо подальшої експлуатації та поточного ремонту житлового будинку.	листопад 2022	

## 7. Консультація з окремих розділів:

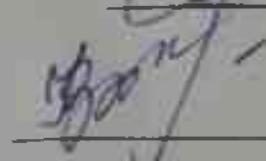
Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	к.т.н., доцент Федина В.П.	21.10.22 	15.11.22 
Охорона навколишнього середовища	к.т.н., доцент Радомська М.М.	24.10.22 	14.11.22 

8. Дата видачі завдання: « 29 » серпня 2022 р.

Керівник кваліфікаційної роботи:

 д.т.н., професор Голоднов О.І.

Завдання прийняла до виконання:

 Горбаченко В.І.

# ЗМІСТ

	стор.
ВСТУП.....	
РОЗДІЛ 1. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА.....	
1.1. Балки з жорстким армуванням.....	
1.2. Балки із зовнішнім стрічковим армуванням.....	
1.3. Елементи, із трубобетону, що згинаються.....	
1.4. Проєктування ригеля.....	
1.5. Висновки по розділу.....	
РОЗДІЛ 2. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Архітектурно-планувальні рішення.....	
2.2. Конструктивні рішення.....	
2.3. Опалення та вентиляція.....	
2.4. Водопостачання та водовідведення.....	
РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	
3.1. Розрахунок фундаментів під тамбур.....	
3.2. Розрахунок стійки.....	
3.3. Розрахунок стін з пористих блоків.....	
3.4. Перевірка міцності існуючої стінової панелі.....	
РОЗДІЛ 4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	
4.1. Аналіз роботи та розрахунок фундаменту.....	
4.2. Розробка заходів по укріпленню існуючих фундаментів.....	
РОЗДІЛ 5. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ .....	
5.1. Цілі та задачі технічної експлуатації.....	
5.2. Дефекти та пошкодження житлових будинків.....	

РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ .....

6.1. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівельному майданчику.....

6.1.1. Система запобігання пожежі.....

6.1.2. Система пожежного захисту.....

6.1.3. Система гасіння пожеж.....

6.1.4. Запобігання утворенню вибухонебезпечного середовища.....

6.2. Організаційно-технічні заходи забезпечення пожежної та вибухової безпеки конструкцій.....

6.3. Розрахунок пожежної безпеки.....

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА .....

7.1. Екологічні проблеми, пов'язані з будівельними відходами.....

7.2. Утилізація будівельних відходів.....

7.3. Розрахунки екологічних забруднень при реконструкції житлового будинку.....

7.3.1. Викиди пилу при автотранспортних роботах.....

7.3.2. Викиди при бурових роботах.....

ВИСНОВКИ .....

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....

ДОДАТКИ .....

## ВСТУП

Постійне зростання вартості землі в містах і її недостатня кількість для задоволення потреб суспільства, змушує нас звернути увагу на актуальність реконструкції старих житлових будинків, а саме прибудова до них додаткових поверхів. Слід визначити, що будинки перших масових серій, як правило, розташовані у найбільш привабливих, з економічної точки зору, районах міст.

При реконструкції будинків на різних ділянках слід мати на увазі, що основи і фундаменти існуючих будинків можуть суттєво впливати на конструктивні рішення при надбудові мансардних поверхів, особливо у разі наявності просідаючих ґрунтів. Тому, при розробці проекту реконструкції будинку важливим є проведення перевірочних розрахунків несучих будівельних конструкцій та основи, дослідженні посилення фундаментів під будівлю.

Основним завданням реконструкції є збільшення корисної площі даного будинку. Це здійснюється завдяки надбудові додаткових поверхів. Роботи цього типу вимагають попередньої перевірки несучої здатності елементів. Надбудова збільшить навантаження на фундаменти, що може спричинити осідання будівлі. При підвищенні навантаження на ґрунт, необхідно врахувати вплив будівель та споруд, що знаходяться навколо будинку.

Технологічний розвиток виробничої сфери нерозривно пов'язаний із загальним рівнем і перспективами розвитку науково-технічного і соціально-економічного потенціалу суспільства, які загалом і визначають його напрям і темпи. Так, вибір виду оновлення основних виробничих фондів промислових підприємств або об'єктів житлово-цивільного зносу, але від існуючих економічних умов, рівня розвитку будівельної техніки і конкретних будівельно-технологічних умов, що склалися. Реконструкція та модернізація житлових будинків перших масових серій спрямовані на збереження і відновлення частини житлового фонду країни, розміри якої перевищують 71,4 млн. кв. метрів загальної площі, що складає біля 23% всього міського житлового фонду. Однорідність планувальних і конструктивних рішень



будинків дозволяють здійснювати великомасштабне впровадження типізованих конструктивних і технологічних рішень, відпрацьованих на пілотних об'єктах реконструкції, повторно використовувати перевірені практикою проєкти, заощадивши тим самим час і витрати на проєктування.

Найбільш суттєвими недоліками житлових будинків перших масових серій є:

- планувальні рішення квартир, що не відповідають сучасним вимогам;
- одноманітна, невиразна архітектура будинків і сформованої з них забудови;

- низькі теплозахисні характеристики зовнішніх огорожуючих конструкцій і, як наслідок, високе енергоспоживання в опалювальний період.

Реконструкція будинків дозволяє вирішити такі важливі соціальні та економічні задачі:

- збільшення житлової площі на 18-25 млн. кв. м за рахунок надбудови мансардних поверхів;

- забезпечення на 30-40 років., безпечної експлуатації будинків за рахунок ремонту стиків, уникнення протікання води з водопровідних мереж, промерзання конструкцій;

- скорочення на 30% енерговитрат за рахунок утеплення зовнішніх огорожуючих конструкцій.

Для проведення реконструкції житлового фонду доцільно використовувати стиснуті та зігнуті сталезалізобетонні конструкції, які є видом сполучень сталі і бетону для їх раціональної спільної роботи. Це дуже перспективний напрям, що забезпечує економію матеріалів, енергозатрат і трудомісткості. Усім цим вимогам відповідають комплексні сталезалізобетонні конструкції, до складу яких входять прокатні профілі, стрижнева арматура та бетон.

При використанні сталезалізобетонних конструкцій зменшується маса будівель, дуже часто можна обійтися без опалубки та закладних деталей.

## **РОЗДІЛ 1. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА**

### **АНОТАЦІЯ**

#### **Технологія влаштування зігнутих сталезалізобетонних елементів при реконструкції будівель**

В роботі розроблено проєкт реконструкції житлового будинку з проведенням перевірочних розрахунків влаштування зігнутих елементів сталезалізобетонних будівельних конструкцій та основи, досліджено доцільність посилення фундаментів під будівлю.

**Об'єкт дослідження** – зігнуті сталезалізобетонні елементи.

**Предмет дослідження** – напружено-деформований стан зігнутих сталезалізобетонних елементів при реконструкції будівель.

#### **1.1. Балки з жорстким армуванням**

Застосування жорсткої та листової арматури в конструкціях, що згинаються, дозволяє знизити витрати на опалубкові роботи, спрощує процес зведення монолітних перекриттів будівель і споруд.

Для сталезалізобетонних конструкцій, що згинаються, питання тріщиноутворення (поява й розкриття тріщин) у розтягнутій зоні під час експлуатації менш небезпечний, ніж для залізобетонних. Порівняно з перекриттям по сталевих балках, сталезалізобетонна конструкція за рахунок включення в роботу залізобетонної плити, дозволяє зменшити переріз стиснутого пояса сталеві балки.

Відкрита частина листової арматури, прокату дозволяє спростити конструктивне рішення підсилення сталезалізобетонних конструкцій при збільшенні корисного навантаження, а також використовувати прокат, листову арматуру як закладні деталі стиків, різних комунікацій і устаткування.

Сталезалізобетонні балки з жорстким армуванням за конструктивними особливостями можна розподілити на такі групи (рисунок 1.1):



а) монолітні залізобетонні ригелі каркаса будівлі під збірні плити перекриттів. Жорстка арматура в них, як правило, встановлюється згідно з умовами зручності виконання опалубкових робіт і після бетонування повністю знаходиться в розтягненій зоні перерізу;

б) сталезалізобетонні балки прямокутного, таврового і Г-подібного перерізу, що являють собою сталевий несучий елемент, обетонований за вимогами підвищення корозійної та вогнестійкості. Врахування сумісної роботи сталі і бетону підвищує несучу здатність балки, при цьому жорстка арматура може бути як повністю розтягнута, так і частково стиснута;

в) сталезалізобетонні балки в складі монолітного ребристого залізобетонного перекриття, котрі являють собою монолітну залізобетонну плиту товщиною від 4 до  $80 \div 100$  мм, котра спирається на повністю або частково обетоновані разом із плитою сталеві балки, які сприймають навантаження від опалубки й бетону при будівництві і дозволяють знизити будівельну висоту перекриття. Такі конструкції розраховуються як балки таврового перерізу;

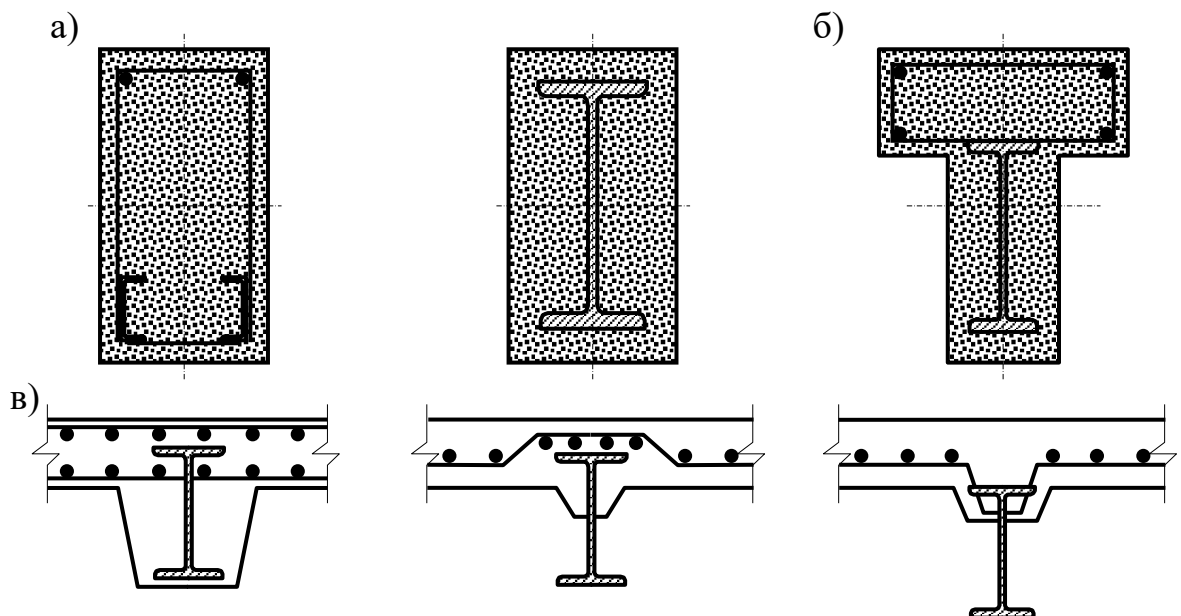


Рисунок 1.1 – Види конструкцій сталезалізобетонних балок: а) монолітні залізобетонні ригелі; б) сталезалізобетонні балки; в) сталезалізобетонні балки в складі монолітного ребристого залізобетонного перекриття

г) брускові балки – це, як правило, збірні елементи прямокутного перерізу, армовані чотирма кутниками, об'єднаними у жорсткий каркас

планками або решіткою. Застосовуються як елементи каркаса будівель, що працюють під значними навантаженнями, у тому числі динамічними;

д) сталезалізобетонні балки, котрі являють собою прокатну або складену сталеву балку двотаврового перерізу, до якої за допомогою анкерів приєднується монолітна залізобетонна плита, що виконує функції перекриття і посилення поясу сталевій балці. Найчастіше такі конструкції застосовуються в мостобудуванні;

е) коробчастий ригель, листовий із заповненими порожнинами.

Застосування балок із жорсткою як внутрішньою, так і зовнішньою арматурою ґрунтується на сумісності деформування сталі та бетону.

Якщо для конструкцій із повністю обетонованими сталевими елементами при статичних навантаженнях питання про забезпеченість сумісної роботи сталі та бетону можна вважати вирішеним, то для балок, які з'єднуються з залізобетоном тільки одною полицею, а також для сталезалізобетонних балок під дією сейсмічних, динамічних навантажень, та у зоні дії поперечних сил питання сумісної роботи залишається відкритим.

Велика кількість робіт присвячена дослідженням оптимальної конструкції анкерів. Різними дослідженнями доведено, що найбільшу несучу здатність має стрижневий (гнучкий) анкер, приварений під кутом  $45^\circ$  до поверхні зчеплення арматури й бетону. Однак така конструкція вимагає значних обсягів зварних робіт є недостатньо технологічною. У промислово розвинутих країнах найбільш поширені анкери у вигляді відрізка арматури з головкою, котрі легко приварюються до сталевій балці, однак не мають достатньої жорсткості.

У той же час жорсткі анкери з профільної сталі або сталевих упорів, що виготовляються спеціально, трудомісткі у виготовленні та недостатньо досліджені, незважаючи на значну кількість експериментальних і теоретичних вишукувань.

Велика увага дослідників у даний час приділяється вивченню особливостей сумісної роботи повністю обетонованих сталезалізобетонних

балок під дією поперечної сили в зоні розвитку похилих тріщин. Експериментальні дослідження свідчать про підвищення місцевої стійкості стінки балки за рахунок бетону та про більш пластичний характер руйнування залізобетону в зоні нахиленої тріщини порівняно із залізобетонними балками без жорсткої арматури.

На сьогодні дослідження сталезалізобетонних елементів проводять на ЕОМ за допомогою методу скінчених елементів, описові напружено-деформованого стану бетону в зоні дії анкерів при зіставленні отриманих теоретичних результатів з експериментом.

Для нерозрізних балок визначається поведінка бетону і жорсткої арматури в розтягненій зоні.

Розрахунок монолітних конструкцій із жорсткою арматурою рекомендується робити для таких стадій роботи конструкцій:

а) до отримання монолітним бетоном кубікової міцності 10МПа у металевій конструкції на дію транспортних та монтажних навантажень, вагу монолітного бетону й інших навантажень, які виникають у процесі зведення; при розрахунку металевій конструкції, що згинається, розрахунковий опір  $R_y$  сталі приймається з коефіцієнтом 0,9; особливу увагу варто приділити перевірці загальної стійкості сталевих балок відповідно до вимог [1];

б) після набуття монолітним бетоном проектної міцності як залізобетонної конструкції з жорсткою арматурою на повне навантаження.

На навантаження, які виникають у процесі монтажу, за кубікової міцності бетону більше 10МПа конструкцію дозволяється розраховувати як залізобетонну [2]. З метою економії металу переріз жорсткої арматури рекомендується підбирати мінімальним (за винятком випадків обмеження габариту сталезалізобетонних елементів), використовуючи її як сталеву конструкцію тільки для сприйняття зусиль, що виникають у процесі зведення будівлі.

При проектуванні конструкцій із жорсткою арматурою з профільної або листової сталі, захищеної бетоном, рекомендується використання важкого

бетону по міцності не нижче класу С12/15. Розрахункові й нормативні опори бетону слід приймати відповідно до вказівок глави [3], крім вище обумовлених випадків об'ємного напруженого стану бетону, коли можливе підвищення міцнісних характеристик. Як жорстку арматуру можна застосовувати профільну сталь або елементи зі стрічкової сталі. Розрахунок за міцністю сталезалізобетонних елементів із жорсткою арматурою розроблено для перерізів, нормальних до поздовжньої осі, а також для нахилених перерізів під кутом  $45^\circ$ .

Визначення граничних зусиль у нормальному перерізі виконується за спрощеною методикою, виходячи з таких передумов:

- опір бетону розтягненню приймається рівним нулеві;
- опір бетону стискові умовно приймається рівним  $R_b$  (помноженим, за необхідності, на коефіцієнти умов роботи), рівномірно розподіленими по частині стисненої зони, що умовно іменується «стисненою зоною»;
- напруження, які розтягують, у жорсткій і гнучкій арматурі приймаються не більшими розрахункових опорів розтягу  $R_s$ ,  $R_y$ , помножених, у необхідних випадках, на коефіцієнти умов роботи;
- стискаючі напруження у жорсткій і гнучкій арматурі приймаються не більш розрахункових опорів стискові  $R_y$  і  $R_s$ , помножених, за необхідності, на коефіцієнти умов роботи.

При розрахунку за міцністю залізобетонних елементів приймається, що попереднє навантаження жорсткої арматури до бетонування в процесі зведення будівлі не знижує міцності сталезалізобетонного елемента.

Розрахунок за міцністю нормальних перерізів елементів, які згинаються, слід робити відповідно до вказівок [3]. При застосуванні прокатних профілів із низьколегованої сталі розрахунковий опір сталі приймається з урахуванням коефіцієнта умов роботи 0,9.

Відносна висота стисненої зони бетону  $\xi$  визначається відношенням висоти стисненої зони  $x$  до робочої висоти перерізу  $h_0$ , рівної відстані від

стисненої грані до рівнодіючої зусиль у розтягнених жорсткій і гнучкій арматурах. Найбільше (граничне) значення відносної висоти стисненої зони бетону  $\xi_R$ , за якої міцність останньої достатня для досягнення арматурою розтягнутої зони розрахункових опорів, слід визначати згідно з вказівками розділу [68].

Якщо фактична товщина бетону в балці з частково обетонованим сталевим профілем виявляється меншою за  $x$ , то такий елемент рекомендується перевіряти за міцністю наведеного через  $n_s = \frac{E_s}{E_b}$  до сталі перерізу за формулою

$$\sigma = M / W_{stb} \quad , \quad (1.1)$$

де  $W_{stb} = J_{stb} / Y_{\max}$ .

В інших випадках розрахунок міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних елементів, що згинаються, здійснюється залежно від положення нейтральної лінії стосовно жорсткого профілю:

випадок А – нейтральна вісь не перерізає профіль жорсткої арматури;

випадок Б – нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури;

випадок В – нейтральна вісь перерізає полицю профілю жорсткої арматури.

Для випадку А (рисунок 1.2) висота стисненої зони перерізу  $x$  визначається за формулою

$$x = \frac{R_{sr}A_{sr} + R_sA_s - R_{sc}A'_s}{bR_b} \leq \bar{a}. \quad (1.2)$$

Якщо  $x \leq \xi_R h_0$ , то міцність перерізу перевіряють з умови рівноваги  $\sum M = 0$  щодо центра ваги розтягнутої арматури

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.3)$$

Якщо  $x > \xi_R h_0$ , то міцність перерізу перевіряють з умови

$$M \leq R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.4)$$

У цих формулах  $A_{sr}$  і  $R_{sr}$  – відповідно площа перерізу та розрахунковий опір жорсткої арматури стисненню, інші позначення вказані на рисунку 1.2;

$\xi_R = x_R / h_0$  – приймають залежно від найбільшої з величин розрахункових опорів гнучкої або жорсткої арматури.

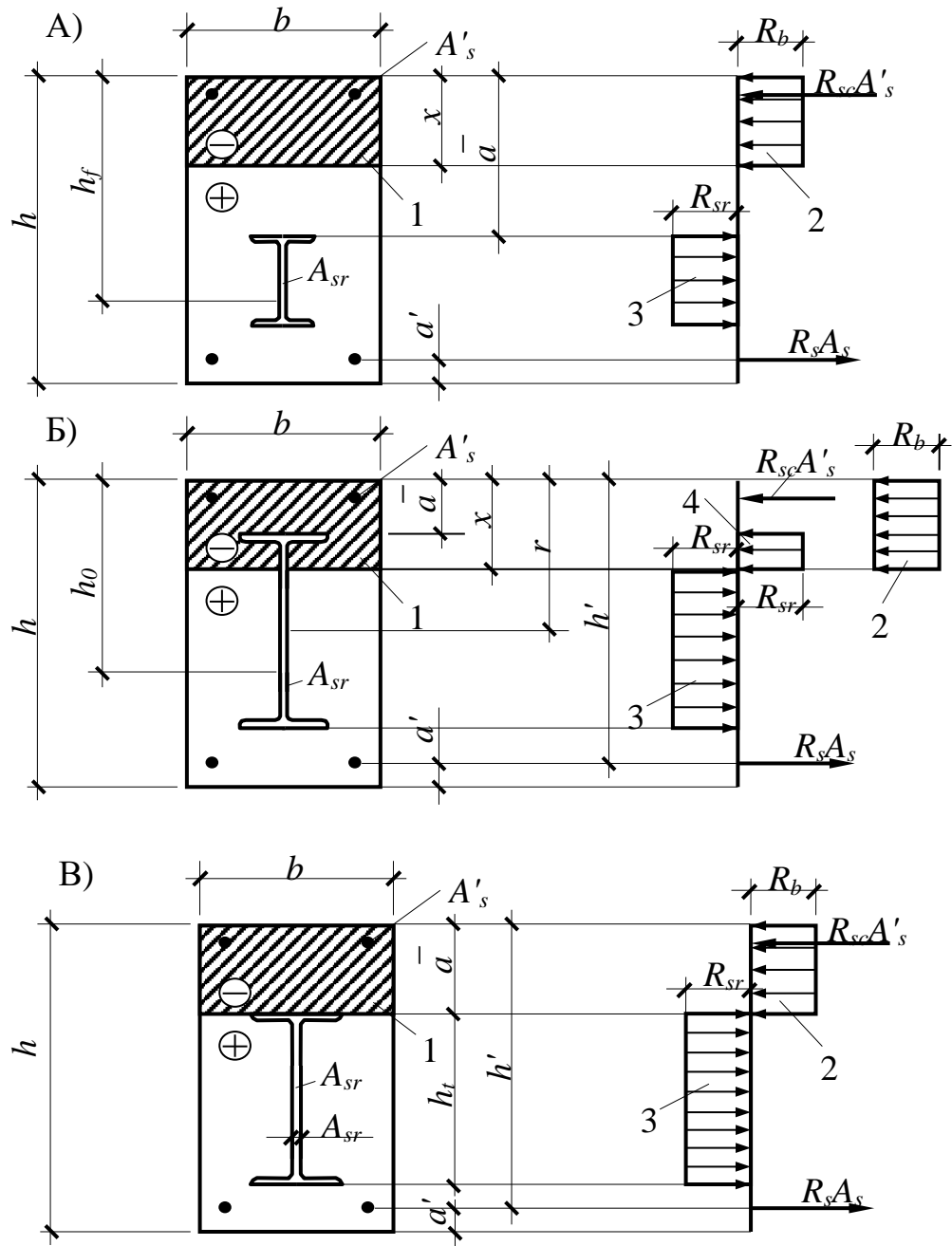


Рисунок 1.2 – Випадки а, б, в розташування нейтральної лінії для прямокутного перерізу. 1 – стиснена зона перерізу; 2 – напруження в бетоні

стисненої зони; 3 – напруження розтягнення в жорсткій арматурі;  
4 – напруження стиснення у жорсткій арматурі

Для випадку Б висоту стисненої зони визначають за формулою

$$x = \frac{2R_{sr}\delta_t r + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{bR_b + 2R_{sr}\delta_t}. \quad (1.5)$$

Міцність перерізу при  $x \leq \xi_R h_0$  обчислюються за формулою

$$M \leq 0,5R_b b x^2 + R_{sr} (W_{pl} + (r - x)^2 \delta_t) + R_s A_s (h' - x) + R_{sc} A'_s (x - a'), \quad (1.6)$$

де  $W_{pl}$  – пластичний момент опору стінки жорсткої арматури щодо осі, яка поділяє переріз на дві рівновеликі площі; для двотаврів і швелерів  $W_{pl} = 1,17W_{el}$ , де  $W_{el}$  – пружний момент опору;

$(r - x)^2 \delta_t$  – поправки до  $W_{pl}$ , що дорівнює пластичному моменту опору частини стінки профілю між нульовою лінією перерізу та центральною віссю профілю жорсткої арматури.

При несиметричному профілі арматури з посиленою розтягнутою зоною жорстка арматура замінюється при розрахунку симетричної, а надлишок площі враховується у величині  $A_s$ , однак при цьому слід виконувати умову  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ .

У випадку В (рисунок 1.2) при визначенні  $x$  за формулою (1.2) виявляється, що нульова лінія перерізає стінку жорсткої арматури, а при обчисленні за формулою (1.5) – не перерізає. Отже, нульова лінія проходить у межах товщини верхньої полиці профілю жорсткої арматури, при цьому верхня полиця, яка лежить на нейтральній осі, повинна бути виключена з розрахунку як неробоча. Міцність перерізу перевіряють з умови рівноваги  $\sum M = 0$  щодо центра ваги розтягнутої арматури

$$M \leq \frac{R_b b \bar{a}^2}{2} + R_{sc} A'_{sc} (\bar{a} - a') + R_{sr} \left( A_{st} + \frac{\delta_t h_t}{2} \right) h_t + R_s A_s (h' - \bar{a}), \quad (1.7)$$



де  $A_{st}$  – площа перерізу розтягнутої полиці профілю. При цьому, якщо  $\bar{a} \geq \xi_R h_0$  (де  $h_0$  визначено з випадку А), то міцність перерізу перевіряють за умовою (1.4).

Міцність за нормальними перерізами таврових елементів із полицею в стисненій зоні перевіряють залежно від положення нульової лінії:

1) якщо нульова лінія проходить у полиці перерізу, то розрахунок здійснюють за формулами (1.2)–(1.7), як для прямокутних перерізів шириною, котра дорівнює  $b'_f$ ;

2) якщо нульова лінія перетинає ребро, то обчислення виконують з урахуванням стиснення в ребрі залежно від випадку розташування нульової лінії. Випадок А – нульова лінія не перерізає стінку профілю жорсткої арматури (рисунок 1.3, а). Висоту стисненої зони визначають з умови рівноваги

$$x = \frac{R_{sr}A_{sr} + R_sA_s - R_{sc}A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_b b} < \bar{a}. \quad (1.8)$$

Умову міцності нормального перерізу ( $M \leq M_u$ ) записують щодо центра ваги розтягнутої арматури. При  $x \leq \xi_R h_0$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.9)$$

Якщо  $x > \xi_R h_0$ , то міцність перевіряють за умовою (2.9), приймаючи  $x = \xi_R h_0$ .

Випадок Б – нульова лінія перерізає стінку профілю жорсткої арматури (рисунок 2.3, б). Висоту стисненої зони одержують з умови рівноваги

$$x = \frac{2R_{sr}\delta_t + R_sA_s - R_{sc}A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_b + 2R_{sr}\delta_t} > \bar{a}. \quad (1.10)$$

Умову міцності ( $M \leq M_u$ ) нормального перерізу записують щодо нульової лінії при  $x \leq \xi_R h_0$ ;

$$M \leq M_u = \left( (b'_f - b)h'_f(x - 0.5h'_f) + 0.5bx^2 \right) R_b + R_{sc}A'_s(x - a') + R_{sr} \left( W_{pl} + (r - x)^2 \delta_t \right) + R_s A_s (h' - x). \quad (1.11)$$

Випадок В – нульова вісь перерізає полицю профілю жорсткої арматури (рисунок 1.3, в). Це буде можливим, коли величина  $x$ , знайдена за формулою (1.8), більше  $\bar{a}$ , а вирахована за формулі (1.10), менше  $\bar{a}$ . Умову міцності записують щодо нейтральної лінії

$$M \leq M_u = \left( (b'_f - b)h'_f(\bar{a} - 0.5h'_f) + 0.5b\bar{a}^2 \right) R_b + R_{sc}A'_s(\bar{a} - a') + R_{sr}h_t(A_{st,t} + 0.5\delta_t h_t) + R_s A_s (h' - \bar{a}). \quad (1.12)$$

При цьому, якщо  $\bar{a} > \xi_R h_0$  (де  $h_0$  визначено з випадку А), то міцність перерізу перевіряють за умовою (1.9), приймаючи  $x = \xi_R h_0$ .

Експериментальними дослідженнями встановлено, що характер руйнування за похилими перерізами елементів із жорсткою арматурою під дією розрахункової поперечної сили  $Q$  відрізняється від характеру руйнування елементів із гнучкою арматурою.

Несуча здатність стінки профілю і хомутів до моменту руйнування за нахиленими перерізами використовується повністю (до межі текучості). При тонких стінках перерізу (наприклад, двотаврового й ін.) можливе

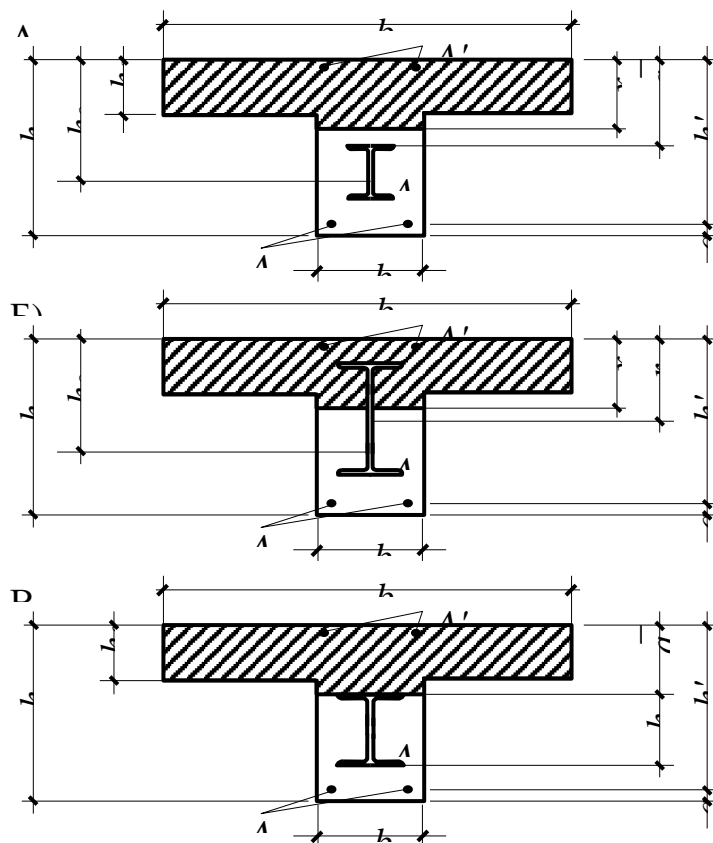


Рисунок 1.3 – Випадки а), б), в) розташування нульової лінії для таврового перерізу руйнування елементів за нахиленими перерізами від головних стискаючих напружень.

Щоб цього не відбулося, необхідно дотримуватись умови забезпечення міцності бетону за нахиленою смугою

$$Q \leq R_b b h_0, \quad (1.13)$$

де значення  $R_b$  для бетонів класу вище С20/25 приймають, як для бетону класу С20/25. Розрахунок міцності нахилених перерізів за поперечною силою не здійснюють, якщо виконується одна з умов

$$h_0 \geq \frac{Q}{2,5 R_{bt} b}; \quad (1.14)$$

$$Q \leq 0,8 h_t \delta_t R_{sr}. \quad (1.15)$$

Поперечну арматуру в цьому випадку встановлюють конструктивно.

При обчисленні нахилених перерізів на дію поперечної сили граничні зусилля визначаються з таких передумов:

- розрахунковий нахилений переріз приймається під кутом  $45^\circ$  до подовжньої осі елемента, що згинається;

- у розрахунок уводиться вся поперечна гнучка арматура та стінка профілю жорсткої арматури, перерізані розглянутим нахиленим перерізом. При застосуванні складених (зварених) профілів при перемінній по висоті товщині стінки в обчислення вводиться мінімальна по висоті товщина стінки. Жорстка арматура повинна мати надійне анкерування на кінцях, при якій не може відбутися зрізу бетону по горизонтальній площині над профілем. Таке анкерування існує в каркасних конструкціях, коли жорстка арматура ригеля приєднується до жорсткої арматури колон. На вільних опорах балок буде потрібне спеціальне анкерування;

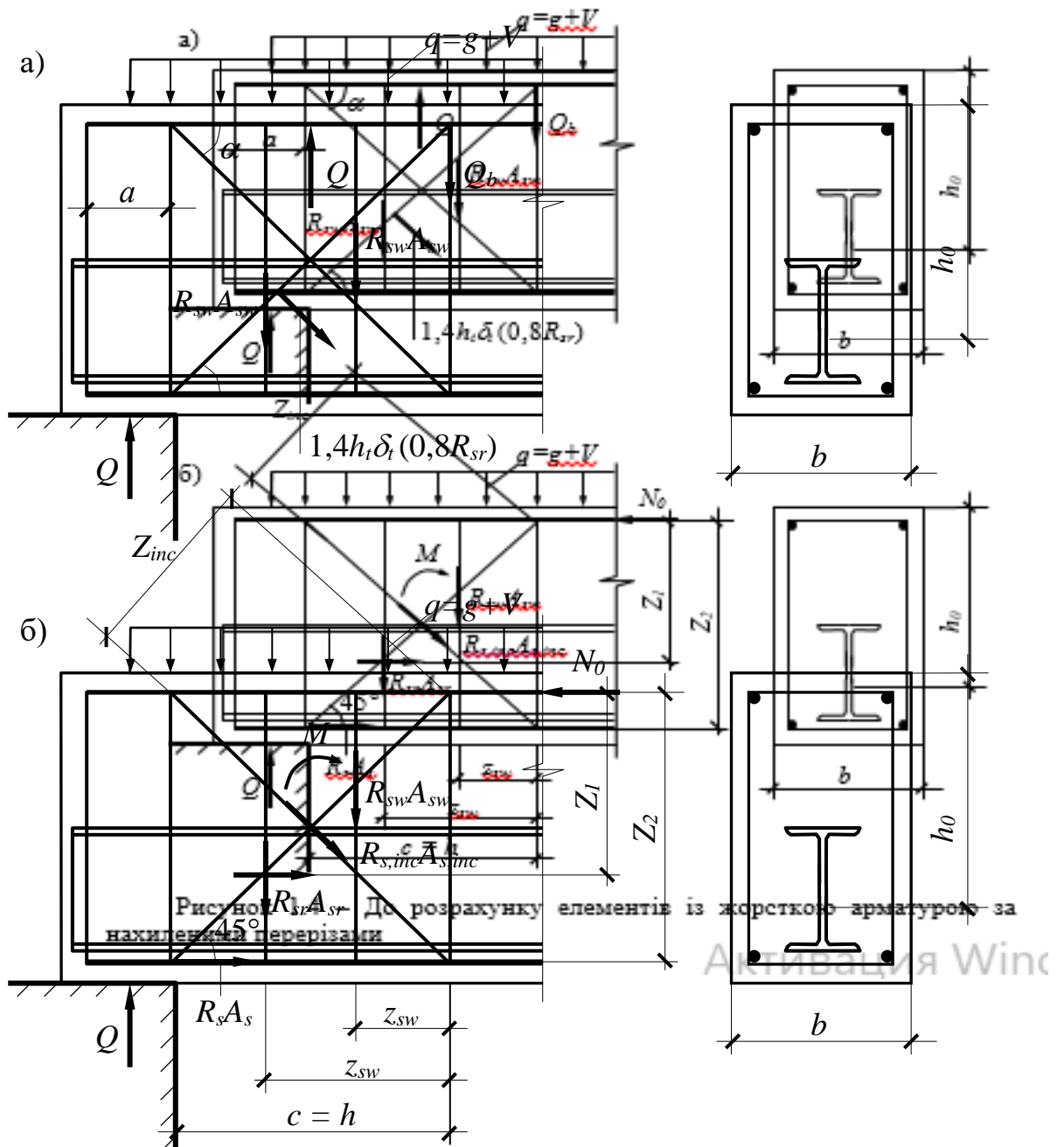
- поперечне зусилля в бетоні над нахиленою тріщиною визначається залежно від його розрахункового опору розтягненню  $R_{bt}$ , робочої висоти і розмірів перерізу.

Міцність нахилених перерізів за поперечною силою перевіряють у таких місцях по довжині елемента:

- 1) у перерізах, що проходять через грань опори;
- 2) у перерізах, які проходять через точки зміни інтенсивності поперечного армування на рівні розтягнутої гнучкої арматури;
- 3) у перерізах, що проходять через розташовані в розтягненій зоні початки відгинів арматури.

Міцність нахилених перерізів за поперечною силою (рисунок 1.4, а) перевіряють за умовою рівноваги  $\sum Y = 0$ ,

$$Q \leq 0,8h_t\delta_t R_{sr} + \sum R_{sw}A_{sw} + \sum R_{sw}A_{s,inc} \sin(\gamma) + Q_b. \quad (1.16)$$



При розрахунку на міцність нахилених перерізів за згинальним моментом розрахунковий нахилений переріз приймають під кутом  $45^\circ$  до подовжньої осі елемента. Міцність його за згинальним моментом перевіряють у тих же місцях, що і при розрахунку за поперечною силою, та в місцях, де площа подовжньої розтягнутої арматури змінюється по довжині елемента. Умову міцності ( $M \leq M_u$ ) записують щодо точки додатка рівнодіючої зусиль у стисненій зоні (рисунок 1.4, б)

$$M \leq M_u = N_{sr}Z_1 + R_s A_s Z_2 \sum R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc} + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw}, \quad (1.17)$$

де  $N_{sr}Z_1; R_s A_s Z_2; \sum R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc}; \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw}$  – сума моментів внутрішніх зусиль щодо тієї ж точки відповідно в розтягненій жорсткій арматурі, у гнучкій подовжній, відігнутій і поперечній арматурі, перерізаною похилою тріщиною.

Зусилля в розтягненій жорсткій арматурі  $N_{sr}$  визначають у такий спосіб:

1) для жорстких вузлів (рівномічне приварювання до жорсткої арматури колон)  $N_{sr} = R_{sr} A_{sr,t}$ , при цьому розрахунковий опір прокатних профілів із низьколегованої сталі приймають із коефіцієнтом умов роботи  $\gamma = 0,9$ ;

2) для шарнірних вузлів (з'єднання жорсткої арматури ригеля з жорсткою арматурою колон приварюванням арматурних стрижнів) зусилля  $N_{sr}$  приймають рівним граничному зсувному зусиллю закладних деталей, але не більше зусилля ніж в п.1. При жорстких упорах, приварених до жорсткої арматури ригеля  $N_{sr} = A_{loc} R_b$ , але не більше зусилля, зазначеного в п.1.  $A_{loc}$  – площа жорстких упорів (площа стиснення бетону).

Жорсткі упори (рисунок 1.5) розраховують як металеві конструкції на тиск, рівномірно розподілений по площі жорстких упорів і рівний  $R_b$ . Дозволяється на вільних опорах балок не передбачати анкери, якщо при прямокутному перерізі балок профіль заходить у стиснену зону бетону не менше ніж на половину її висоти, а при тавровому перерізі балки – не менше

ніж на половину товщини плити та розташовується не менш ніж на 5см вище низу плити. У цьому випадку  $N_{sr}$  приймають відповідно до п.1.

Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до подовжньої осі елемента з жорсткою арматурою, виконується:

- для виявлення необхідності перевірки ширини розкриття тріщин;
- для вибору способу обчислення за деформаціями.

[3] рекомендує єдину методику розрахунку процесу утворення тріщин, виходячи з таких умов:

1) перерізи після деформацій залишаються плоскими;

2) напруження в розтягнутій зоні перерізу визначаються з урахуванням непружних деформацій бетону, найбільше відносно подовження крайнього розтягнутого волокна бетону –  $\frac{2R_{bt,ser}}{E_b}$  ;

3) напруження в арматурі стисненої зони визначають: в арматурі, яка напружується, як суму попереднього напруження та збільшення напруження, що відповідає збільшенню деформацій волокон бетону на рівні розглянутої арматури; ненапруженої – як суму напружень, обумовлених усадкою і повзучістю бетону, й напруження, викликаного деформацією навколишнього бетону.

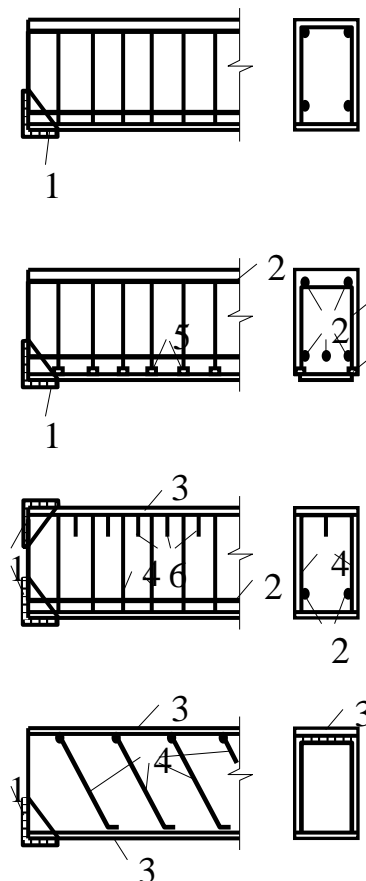


Рисунок 1.5 – Конструкція балок з стрічковим армуванням: 1 – жорсткий торцевий упор; 2 – стрижнева арматура; 3 – стрічкова арматура; 4 – анкери-хомути; 5 – анкерні пластини; 6 – анкери для стисненої стрічкової арматури

Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до подовжньої осі елементів, котрі згинаються, виконується з умови

$$M \leq M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{0p} + r), \quad (1.18)$$

де  $P(e_{0p} + r)$  – ядровий момент попереднього обтиснення бетону;

$$W_{pl} = \gamma W_{red};$$

$W_{red}$  – приведений момент опору приведенного перерізу елемента для крайнього розтягнутого волокна, обумовлений як для пружного матеріалу;

$\gamma$  – коефіцієнт впливу форми перерізу

Середня ширина розкриття тріщин  $a_{crc}$ , мм, нормальних до подовжньої осі елемента, що згинається, на рівні найбільш розтягнутих стрижнів гнучкої арматури визначається за емпіричною формулою згідно [3]

$$a_{crc} = \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} e_0 (3,5 - 100 \mu)^{\sqrt[3]{d}}, \quad (1.19)$$

де  $\varphi_e$  – коефіцієнт, який ураховує тривалість дії навантаження;

$\eta$  – коефіцієнт, котрий ураховує напруження зчеплення арматури з бетоном;

$\sigma_s$  – напруження в стрижнях крайнього ряду арматури або збільшення напружень під дією зовнішнього навантаження;

$\mu$  – коефіцієнт армування перерізу без урахування стиснутих звисів полиць

$$\mu = \frac{A_{sr} + A_s}{bh_0 + (b'_f - b)h'_f} \leq 0,02, \quad (1.20)$$

де  $A_{sr}$  – розтягнута частина жорсткої арматури

$d$  – приведений діаметр жорсткої та гнучкої арматури, розташованої в розтягненій зоні, визначений за формулою



$$d = \frac{4(A_{sr} + A_s)}{P_s}, \quad (1.21)$$

де  $P_s$  – периметр жорсткої і гнучкої арматури, розташованої в розтягненій зоні.

Деформації (прогини, кути повороту) сталезалізобетонних елементів, котрі згинаються, обчислюються за формулами будівельної механіки, для чого кривизна  $1/\rho$  визначається за формулами (1.22)–(1.25).

Якщо при навантаженнях, що відповідає стадії визначення деформацій, прогин жорсткої арматури як металевій конструкції виявиться меншим за встановлений в [1], то допускається не перевіряти прогин залізобетонного елемента.

Значення кривизни підраховується:

1) для елементів, у яких в розтягненій зоні не утворюються тріщини, нормальні до подовжньої осі елемента, як для суцільного пружного тіла; при цьому в розрахунок вводять повний переріз бетону й площу перерізу всієї подовжньої арматури, помноженої на відношення модуля пружності арматури  $E_{sr}$  до модуля пружності бетону  $E'_b = E_b \nu$ , де  $\nu$  – коефіцієнт пружності бетону, прийнятий рівним 0,85 при короткочасній і 0,4 при тривалій дії навантаження,

2) для елементів, у котрих утворюються в розтягненій зоні тріщини, нормальні до подовжньої осі елемента, кривизни обчислюються так само, як у попередньому підпункті, але в розрахунок не вводиться площа розтягнутого бетону.

Кривизна сталезалізобетонних елементів, що згинаються,  $1/\rho$  визначається за формулою

$$1/\rho = \frac{M}{I_{red} E'_b}, \quad (1.22)$$

де  $I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу, при  $M > M_{crc}$  – без врахування розтягнутого бетону.

Відстань  $x$  від нейтральної лінії до стисненої грані визначається за формулами:

1) для елементів без тріщин

$$x = S'_{red} / A_{red}, \quad (1.23)$$

де  $S'_{red}$ ;  $A_{red}$  – статичний момент приведенного перерізу відносно стисненої грані бетону і площа приведенного перерізу;

2) для елементів із тріщинами в розтягненій зоні

$$x = -\frac{A_{s,red}}{b} + \sqrt{\left(\frac{A_{s,red}}{b}\right)^2 + \frac{2S_{s,red}}{b}}, \quad (1.24)$$

де  $A_{s,red}$  – сума приведених площ жорсткої та гнучкої арматури, а також площі стиснутих звисань бетону;

$S_{s,red}$  – статичний момент площі  $A_{s,red}$  відносно стисненої грані перерізу.

У монолітних конструкціях із жорсткою арматурою прогин  $f$  визначається за формулою

$$f = f_b + f_s, \quad (1.25)$$

де  $f_b$  – прогин залізобетонного елемента під дією навантаження, що відповідає стадії визначення деформацій без урахування власної ваги;

$f_s$  – прогин жорсткої арматури від постійно діючого навантаження до набуття бетоном кубикової міцності 10МПа (з урахуванням власної ваги конструкції і ваги опалубки).

## 1.2 Балки із зовнішнім стрічковим армуванням

Стрічкову, листову сталь як арматуру залізобетонних конструкцій, застосовують за такими основними напрямками:

- для армування огорожувальних і несучих конструкцій у будівлях та спорудах, до яких висуваються вимоги повної непроникності рідин, газів і різних випромінювань;

- для опалубки при виготовленні монолітних та збірно-монолітних залізобетонних конструкцій із використанням її після затвердіння бетону як несучої арматури конструкцій;

- для армування балкових лінійних елементів (ригелі, балки покриття і перекриття, підкранові балки, ферми, ребристі балкові плити тощо) і колон з метою зменшення маси, розмірів перерізу або одержання економії сталі;

- при підсиленні балкових та інших елементів використання листової сталі як металевої ізоляції і несучої арматури дозволяє досягти значної економії сталі в залізобетонних конструкціях.

Конструктивні рішення поперечних перерізів сталезалізобетонних елементів, що згинаються, із зовнішньою листовою арматурою дозволяють при забезпеченні міцності, жорсткості зменшити висоту, розміри перерізів елементів. Концентроване розташування стрічкової арматури на зовнішніх гранях перерізу дає можливість знизити масу, зменшити розміри або одержати економію сталі при однаковій висоті із залізобетонними конструкціями. Збільшення відсотка вмісту листової арматури, розташування її біля краю перерізів підвищують несучу здатність елементів, які згинаються, при раціональному використанні високоміцних бетонів і невеликих розмірів поперечного перерізу.

Застосування стрічкової, листової арматури виключає необхідність багаторядного розташування її по висоті перерізу (як у залізобетонних елементах зі стрижневим армуванням), що дозволяє більш ощадливо використовувати сталь, значно спростити укладання й ущільнення бетону та знизити затрати праці.

Збільшення відсотка армування при подвійному армуванні смуговою листовою сталлю підвищує несучу здатність і жорсткість при мінімальній висоті перерізу і робить сталезалізобетонні конструкції рівноцінними металевим. Смогове, листове армування розширює область застосування і можливості залізобетонних конструкцій.

Однак зчеплення бетону з гладкою поверхнею стрічкової, листової арматури в сталезалізобетонних конструкціях не може забезпечити монолітність навіть на першій стадії її роботи. У таких конструкціях в'язям-анкерам смугової, листової арматури з бетоном по довжині контакту надається першорядне значення, тому що надійний зв'язок-анкерівка є гарантією їх експлуатаційної придатності. Несуча здатність зразків із жорсткими упорами за наявності одиночних зв'язків залежить від міцності бетону й площі зминання, а деформації зрушення – від жорсткості упору та ступеня обтиснення бетону. В експериментальних зразках у момент руйнування напруження в бетоні, що лежить перед упором, перевищували осьові напруження стиску в 1,8 рази.

Несуча здатність гнучких анкерів обумовлена міцністю бетону і самого анкера при вигині, деформація зрушення значною мірою залежить від величини обтиснення бетону біля основи анкера.

Для анкерів зі стрижневої арматури характерна робота їх у бетоні на вигин подібно роботі гнучких упорів. Анкери зі стрижнів, розташовані під кутом  $45^\circ$  до напрямку сили, яка зрушує, мають значно більшу несучу здатність і меншу загальну деформативність, ніж розташовані під кутом  $90^\circ$ . Виміри деформацій показали [4], що такі анкери працюють тільки на розтяг. Деформації та напруження в анкерах зі стрижневої арматури і гнучких упорах виникають уже на початкових ступенях навантаження, задовго до видимої появи порушення зчеплення бетону у шві.

Для сталезалізобетонних балок із зовнішньою арматурою прийняті анкери у вигляді вертикальних стрижнів, котрі приварені до стрічкової арматури під прямим кутом і одночасно виконують роль поперечної арматури каркаса балки. За монтажними і конструктивними вимогами, а також із метою сприйняття значних сил, що зрушують, на опорній частині арматурного каркаса рекомендується розміщення торцевих жорстких упорів.

Зусилля зсуву між стрічковою, листовою арматурою і бетоном перерізу при кроці анкерів, рівному  $a$ , визначається з умови роботи вертикальних стрижнів балки за нахиленим перерізом

$$T = \frac{QS_r a}{I_{red}}, \quad (1.26)$$

де  $Q$  – зовнішня поперечна сила;

$S_r$  – приведений статичний момент поперечного перерізу листової арматури щодо нейтральної осі;

$I_{red}$  – приведений момент інерції.

Міцність зв'язку стрічкової листової арматури з бетонним перерізом буде забезпечена при виконанні умов

$$T \leq \gamma(N + T^0); \quad (1.27)$$

$$T \leq \gamma(N + T_{sh}); \quad (1.28)$$

$$N = \tau_{cl} b a, \quad (1.29)$$

де  $N$  – зусилля, що сприймається силами зчеплення  $\tau_{cl}$  між листовою арматурою шириною  $b$  на ділянці між зв'язками-анкерами;

$T^0$  – додаткові зусилля зсуву, обумовлені міцністю бетону під стрижневими анкерами;

$T_{ch}$  – зусилля зсуву, яке сприймається зв'язками – вертикальними поперечними стрижнями при їх роботі на зріз як заклепок або нагелів.

Одночасно анкерні стрижні розраховуються як хомути на зусилля від поперечної сили згідно з [3].

Залежно від характеру роботи, в сталезалізобетонній балці регулюють в'язі в торці й в'язі, розташовані по довжині балки. В'язі в торці –кінцеві упори – сприймають сили зсуву, котрі виникають при вигині, а також сили, які зсувають та відривають, що виникають на торцевих ділянках балок через усадку і температурні впливи.

Сила зсуву, котру може сприйняти упор у торці або прольоті балки дорівнює

$$T = 1,6R_b A_{yn}, \quad (1.30)$$

де  $A_{yn}$  – площа зминання бетону під упором.

При підборі кроку анкерів у стисненій смузі арматури слід звернутися до положень [1], які стосуються місцевої стійкості стисненого поясу балки. З відомим наближенням можна скористатися рівняннями для розрахунку гнучких стиснутих сталевих стрижнів приймаючи  $[\lambda] \leq 120$ .

Розрахунок міцності подовжньої анкерівки зводиться до підбирання типу анкерів і визначення їх кількості залежно від розрахункових зусиль, сприйнятих одним анкером. Ці зусилля  $T$ , що припадають на один анкер або одну гілку анкера у вигляді петлі, можна визначити, користуючись таблицями та рисунком 1.6.

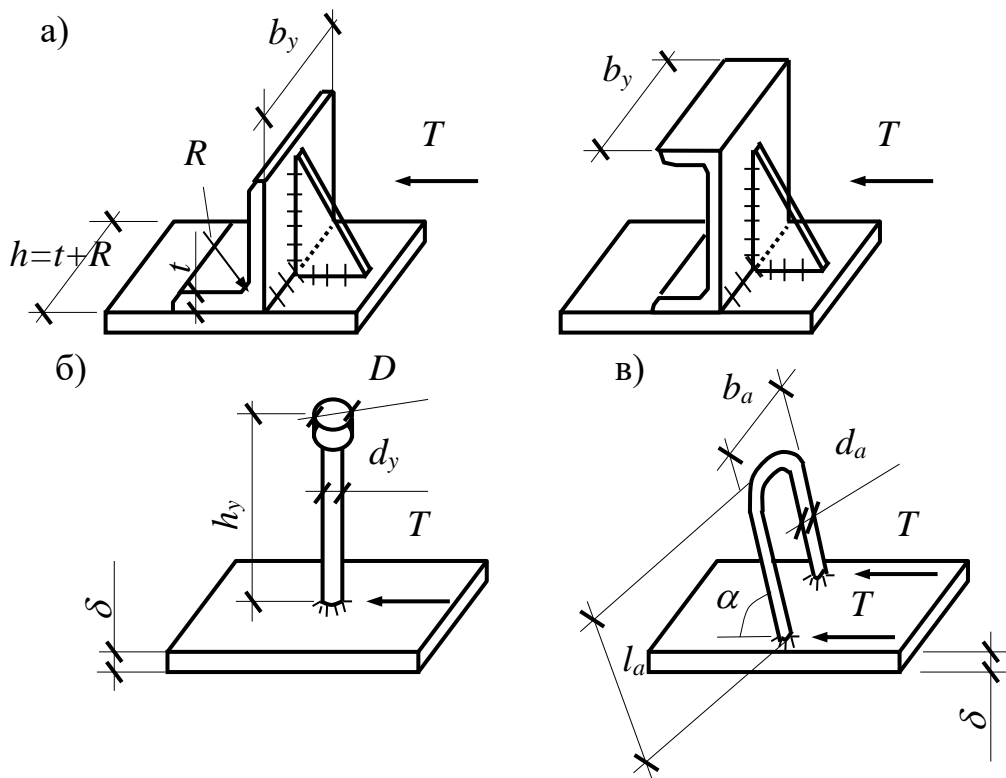


Рисунок 1.6 – Типи анкерів. а) жорсткі анкери; б) гнучкі анкери; в) петльові анкери

Таблиця 1.1 – Формули для визначення розрахункових зусиль зсуву, що сприймається одним анкером або однією гілкою петльового анкера

Тип анкера	Розрахункове зусилля $T$ , що зрушує, сприймане одним анкером, кН, см	Конструктивні рекомендації									
I	$T = 5,5(h + 0,5t)b_y \sqrt{R_b}$	Рекомендується при товщині плит понад 600 мм, якщо є значний запас міцності за нахиленими перерізами									
II	<p>При <math>d_y \leq 2,5\text{см}</math> і <math>\frac{h_y}{d_y} \geq 4,2</math></p> $T = 10d_y^2 \sqrt{R_b}$ <p>При <math>d_y \leq 2,5\text{см}</math> і <math>\frac{h_y}{d_y} &lt; 4,2</math></p> $T = 2,4h_y d_y \sqrt{R_b}$ <p>Перевірка для стрижнів із маловуглецевої сталі:</p> $T \leq 0,63^2 R_s$	<p>Використовуються заготовки для болтів</p> <table> <thead> <tr> <th><math>h_y</math>, мм</th> <th><math>d_y</math>, мм</th> <th><math>D</math>, мм</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>100</td> <td>19</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>150</td> <td>22</td> <td>35</td> </tr> </tbody> </table> <p>крок 100÷400мм</p> <p>Рекомендується при <math>\delta \geq 6\text{мм}</math> із приварюванням без накладки</p>	$h_y$ , мм	$d_y$ , мм	$D$ , мм	100	19	32	150	22	35
$h_y$ , мм	$d_y$ , мм	$D$ , мм									
100	19	32									
150	22	35									
III	$T = R_s A_s \cos(\alpha) + 10d_a^2 \sqrt{R_b} \sin(\alpha);$ $T = R_s A_s (\cos(\alpha) + 0,8\sin(\alpha))$	<p>Рекомендується:</p> $\alpha = 36 \div 45^\circ; d_a \leq 2,5\delta;$ $12\text{см} \leq l_a \leq 7d_a$ $b_n = \frac{2R_s A_s}{3,5R_b d_a}$									

### 1.3. Елементи, із трубобетону, що згинаються

Найчастіше використовують трубобетонні елементи при згині зі стисненням. При цьому вирішальне значення може мати згинальний момент. За такою схемою працюють, наприклад, кінцеві опори ЛЕП у випадку обриву дротів, стиснені пояси ферм при прикладанні навантаження між вузлами й інші конструкції. У перерізі цих елементів діють стискувальні зусилля і згинальні моменти, тому такі конструкції можна віднести до позакентрово стиснутих, які досліджені досить повно.



У ряді випадків доводиться вдаватися до застосування трубобетонних елементів, які працюють на поперечний згин. Як приклад наведемо побудовані в Кривбасі опори під транспортні галереї (рисунок 1.7, а). Крім вертикальних, на опори діють значні поперечні сили, що виникають під дією вітрового навантаження та бічного тиску породи. У результаті в розпірках виникають згинальні моменти і їх необхідно розраховувати на згин.

У ЦНДП промислових будівель були запроєктовані двохгілкові трубобетонні колони з розпірками з труб, заповнених бетоном (рисунок 1.7). У цьому випадку їх необхідно також розраховувати на згин.

Відомо, що всі балкові збірні конструкції слід розраховувати на монтажні навантаження. Як правило, схеми транспортування й монтажу конструкцій такі, що їх треба розраховувати на згин.

Є випадки застосування трубобетонних стрижнів у якості несучих балок. Так, одна з фірм у Японії випускає конструкції, які складаються зі сталевих труб, заповнених центрифугованим бетоном, з метою використання їх як балок для покриттів і перекриттів (рисунок 1.7, в).

Більш доцільним варто вважати застосування елементів, що згинаються, у комплексних конструкціях. Так, на сьогодні досліджені складені балки з верхнім трубобетонним поясом (рисунок 1.7, г).

Відповідно до [18] розрахунок міцності трубобетонних елементів, що згинаються, рекомендується робити за формулами і з використанням коефіцієнтів відповідно до давно скасованого СНиП "Залізобетонні конструкції" (1963 р.). У цій методиці недостатньо обґрунтовані значення коефіцієнтів ефективності в умовах сумісної роботи бетону й сталі в трубобетонних елементах. Відсутні рекомендації з розрахунку елементів, які згинаються, з внутрішньою порожниною. Ця методика застаріла і зараз не може бути використана.

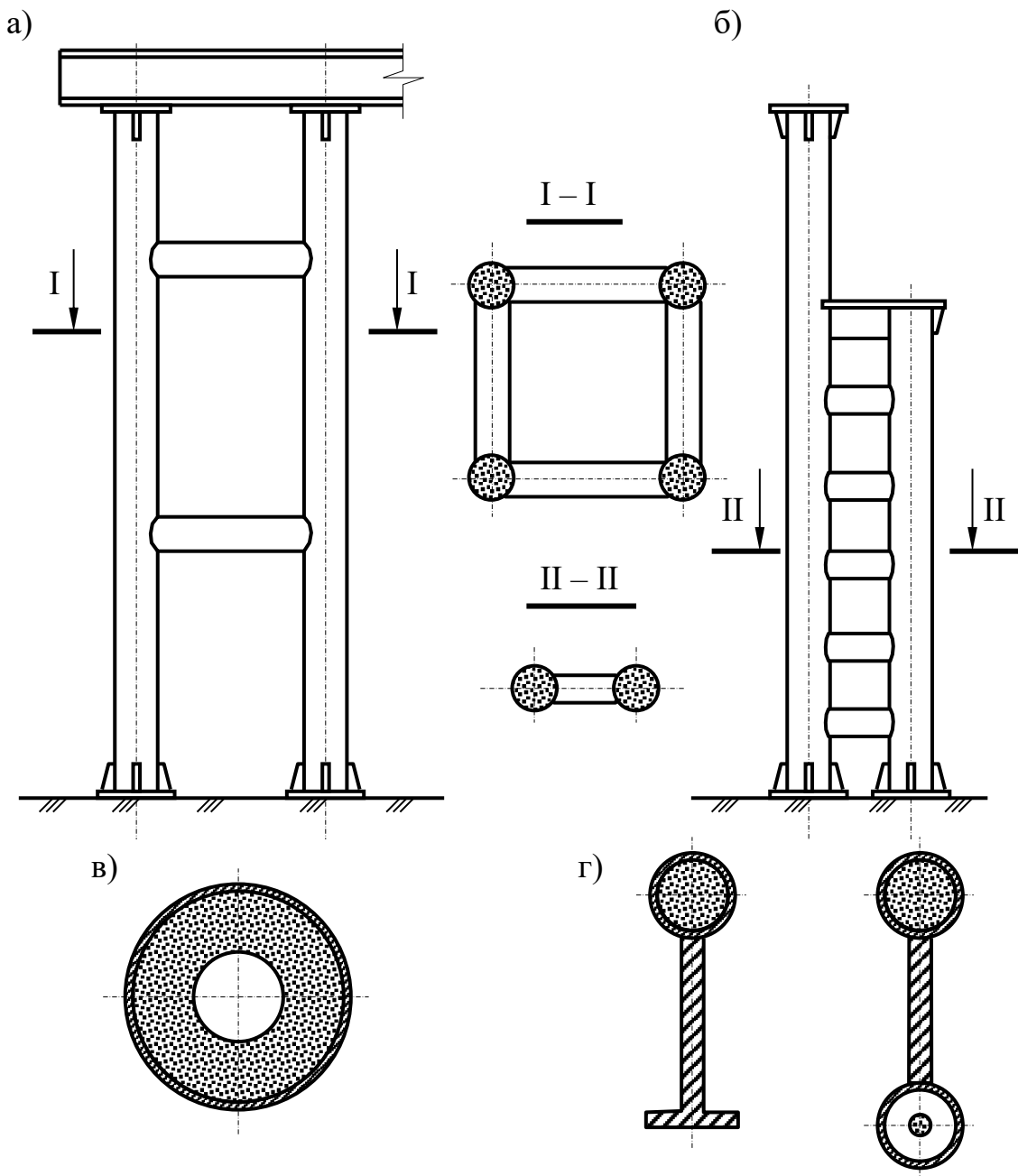


Рисунок 1.7 – Використання трубобетонних елементів, що згинаються: а) ригелі в опорах транспортної галереї; б) розпірки в колонах; в) поперечний переріз центрифугованого трубобетонного елемента; г) складені конструкції з використанням трубобетону

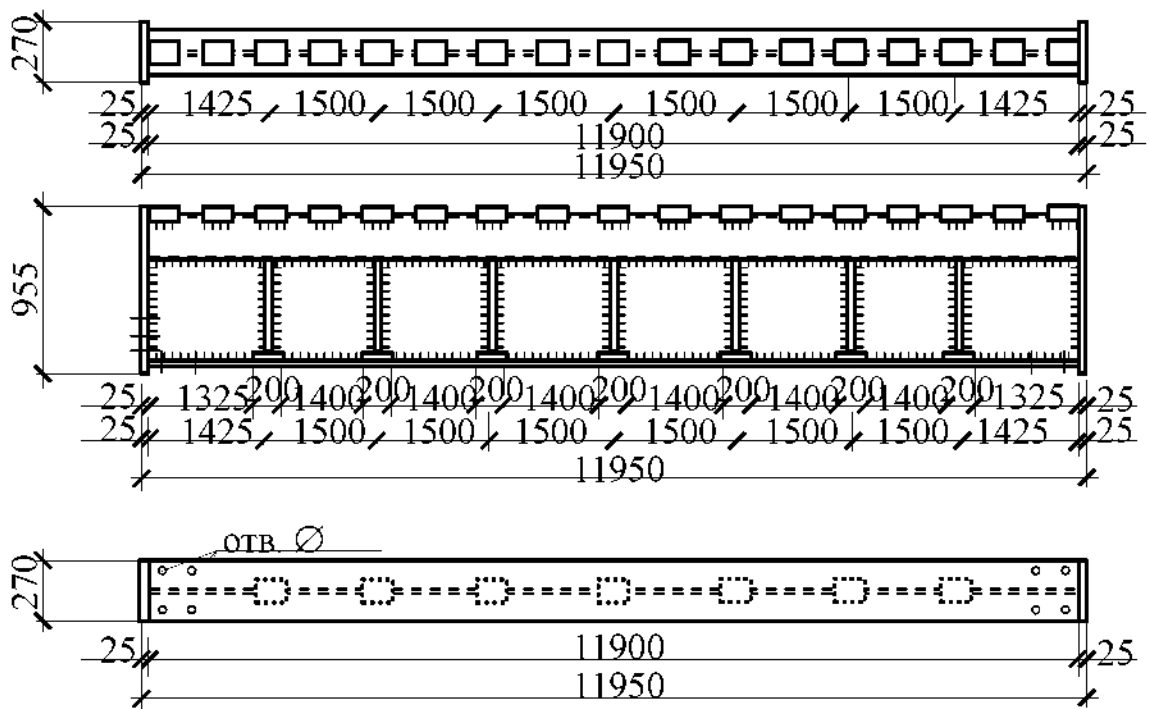


Рис. 1.8. Підкранова балка з верхнім трубобетонним поясом

У [5] наведені результати великих експериментальних досліджень трубобетонних елементів. Були випробувані зразки з труб діаметрами від 100 до 325 мм як із суцільним, так із центрифугованим бетонним ядром. Зразки мали проліт 200÷400мм. Товщина труб коливалася від 2,3 до 8мм, а при змінаннях міцність бетону становила від 15 до 40 МПа. Результати експериментів показали, що на всіх етапах завантаження бетон і сталь у трубобетонних елементах працювали сумісно. У цих елементах не спостерігалася місцева втрата стійкості стінки, як це відбувається в порожніх трубах. У граничному стані при несучій здатності розвивалися значні пластичні деформації, які поширювалися по довжині балки, а шарнір пластичності не утворювався. Після звільнення від навантаження трубобетонні елементи, котрі згинаються, залишалися вигнутими, хоча яких-небудь інших ознак руйнування не спостерігалось.

Дослідженнями трубобетонних конструкцій встановлено, що трубобетон, на відміну від залізобетону, руйнується не крихко і здатний сприймати навантаження, яке збільшується, при значних деформаціях. З

огляду на це у процесі проведення експерименту фіксувалися навантаження, що відповідають:

1) поздовжнім деформаціям у стисненій зоні елемента, які відповідають межі текучості труби ( $M_1$ );

2) максимальне навантаження, котре здатний витримати елемент ( $M_2$ ).

Установлено, що різниця між цими елементами ( $n = M_2/M_1$ ) значна і досягає 45÷60% (для зразків із суцільним ядром). Це свідчить про високу надійність трубобетонних елементів, що згинаються.

Відповідно до [5] ефективність трубобетонних елементів, які згинаються, обчислюється за формулою

$$\psi = \frac{M_{CFST}}{M_t},$$

де  $M_{CFST}$  – несуча здатність трубобетонного елемента;

$M_t$  – несуча здатність порожньої труби – арматури трубобетонного елемента.

На нашу думку фахівців, цей коефіцієнт надійно оцінює ефективність трубобетонних конструкцій, котрі згинаються. Він дозволяє судити про те, наскільки підвищується несуча здатність порожньої труби при заповненні її бетоном. При цьому можуть бути враховані різні специфічні способи сполучення бетону та труби: бетонне ядро з наявністю порожнини, посилення бетонного ядра додатковою сталевую трубою тощо.

Установлено, що коефіцієнт  $\psi$  коливається в значних межах: від 1,13 до 1,48. Найбільш ефективно працюють трубобетонні елементи, заповнені центрифугованим бетоном.

Як уже було відзначено, згинальні елементи з порожніх труб руйнувалися від втрати місцевої стійкості в стисненій зоні. На відміну від порожніх труб елементи, які згинаються, з трубобетону практично не вдавалося зруйнувати.

Одержуючи великі поперечні переміщення, вони продовжували нести навантаження, яке зростало. Це говорить про можливість контролю пере навантаження конструкцій за граничними станами другої групи (деформаціями), що більш безпечно ніж схильність до раптового (крихкого) руйнування трубобетонних елементів, котрі згинаються.

В [5] зазначено, що при експлуатаційних навантаженнях поперечні напруження в бетонному ядрі незначні, тому розрахунок трубобетонних елементів можливий без урахування об'ємного напруженого стану.

При розгляді напружено-деформованого стану трубобетонного елемента, який згинається, без урахування об'ємного напруженого стану прийнято, що еюра в стисненій зоні перерізу в бетоні та трубі й у розтягненій зоні в трубі – трикутна. Бетон у розтягненій зоні не працює. Дотримується гіпотеза плоских перерізів (рисунок 1.9) і умови рівноваги, котрі в інтегральній формі мають вигляд

$$\begin{aligned}
 & 2r\delta\sigma_s \int_{\alpha}^{\pi} \frac{\cos(\alpha) - \cos(\beta)}{1 + \cos(\alpha)} \partial\beta + 2\sigma_b r^2 \int_{\alpha}^{\pi} \frac{\cos(\alpha) - \cos(\beta)}{1 + \cos(\alpha)} \sin^2(\beta) \partial\beta = \\
 & = 2r\delta\sigma_s \int_{\alpha}^{\pi} \frac{\cos(\alpha) - \cos(\beta)}{1 + \cos(\alpha)}; \\
 & M = 2r^2 \delta\sigma_s \left( \int_0^{\alpha} \frac{\cos(\alpha) - \cos\beta}{1 + \cos(\alpha)} \cos(\beta) \partial\beta - \int_{\alpha}^{\pi} \frac{\cos(\alpha) - \cos\beta}{1 + \cos(\alpha)} \cos(\beta) \partial\beta \right) - \\
 & - 2\sigma_b r^3 \int_{\alpha}^{\pi} \frac{\cos(\alpha) - \cos\beta}{1 + \cos(\alpha)} \sin^2(\beta) \cos(\beta) \partial\beta.
 \end{aligned} \tag{1.31}$$

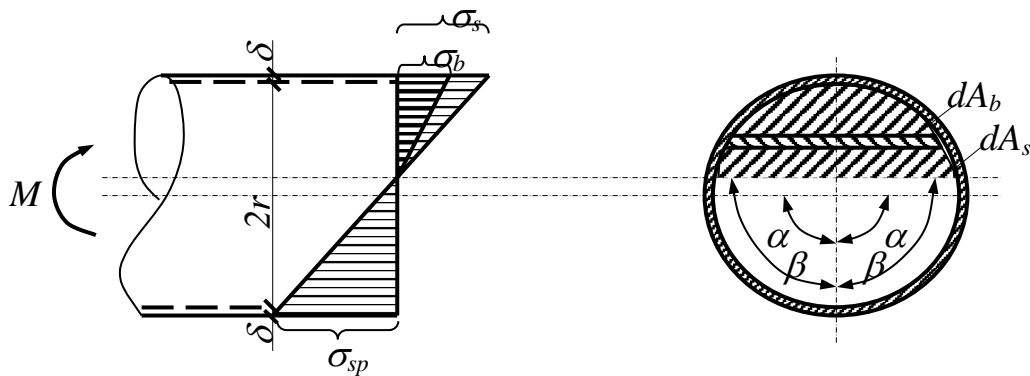


Рисунок 1.9 – Розрахункова схема поперечного перерізу трубобетонного елемента, що згинається

У результаті розв'язання рівняння (1.31) отримано

$$\sigma_s \pi \delta \cos(\alpha) + r \sigma_b \omega_1 = 0; \quad (1.32)$$

$$M = \frac{r^2}{1 + \cos(\alpha)} (2\pi \delta \sigma_s + r \sigma_b \omega_2), \quad (1.33)$$

$$\text{де } \omega_1 = 0,5 \cos(\alpha) (\pi - \alpha) + \sin(\alpha) + \frac{\sin^3(\alpha)}{3};$$

$$\omega_2 = \frac{\sin^3(\alpha)}{3} + \frac{\pi - \alpha}{8} + \frac{\sin(4\alpha)}{32}.$$

У рівняннях (1.32) і (1.33) двоє невідомих: висота стисненої зони, обмежена кутом  $\alpha$ , і величина стискувальних напружень у трубі  $\sigma_s$ . Напруження в бетоні визначаються з рівняння спільності деформацій

$$\sigma_s = n \sigma_b. \quad (1.34)$$

Значення кута  $\alpha$  можна обчислити з рівняння (2.33). Аналіз цього рівняння показав, що величина кута  $\alpha$  залежить від співвідношення  $r/S$  і  $n = \frac{E_s}{E_b}$ . На рисунку 1.10 відповідно до [5] приведені графіки залежності кута  $\alpha$  від цих факторів.

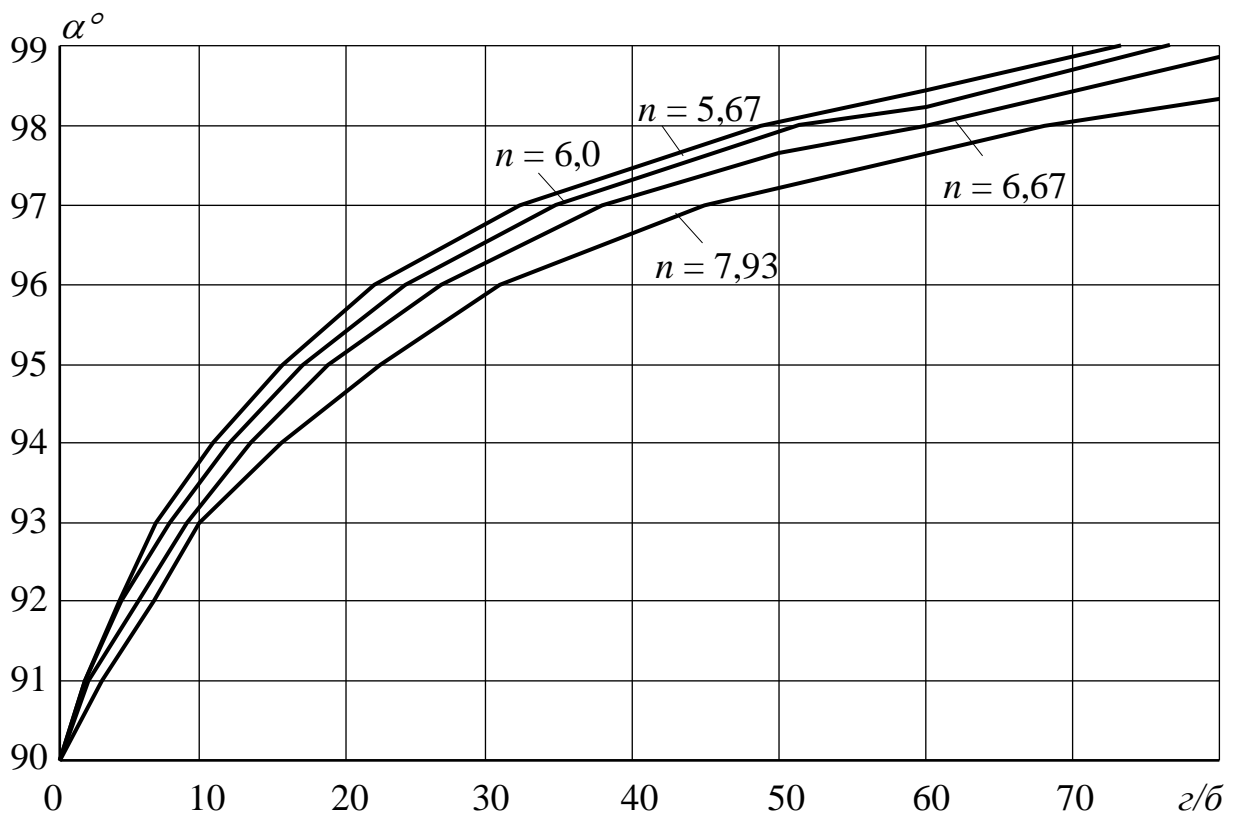


Рисунок 1.10 – Значення кута  $\alpha$  при згинанні

Знаючи значення кута  $\alpha$ , можна обчислити величину напруження  $\sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M(1 + \cos(\alpha))}{r^2 \left( 2\pi\delta + \frac{r}{n} \omega_2 \right)}. \quad (1.35)$$

Жорсткість трубобетонних елементів, які згинаються, визначається з умови

$$\frac{1}{S} = \frac{M}{B} = \frac{\varepsilon_c}{r \cos(\alpha)}, \quad (1.36)$$

де  $\varepsilon_c$  – відносні деформації стисненої зони елемента. З (1.36) за умови, що  $\varepsilon_c = \sigma_s E_s$

$$B = \frac{ME_s r(1 + \cos(\alpha))}{\sigma_s}. \quad (1.37)$$

Знаючи жорсткість  $B$ , можна визначити прогини елемента

$$f = \frac{AMl_0^2}{B}. \quad (1.38)$$

За умови, що дотримується гіпотеза плоских перерізів, величина напружень у розтягненій зоні елемента визначається за формулою

$$\sigma_{sp} = \frac{1 + \cos(\alpha)}{1 - \cos(\alpha)} \sigma_s. \quad (1.39)$$

Рівняння для визначення міцності елемента, котрий згинається, із суцільним бетонним ядром з урахуванням коефіцієнта ефективності роботи бетону в  $\beta_{bnd}$  обоймі має вигляд

$$M = \frac{r^2}{1 + \cos(\alpha)} (2\pi\delta R_s + r\beta_{bnd} R_b \omega_2). \quad (1.40)$$

Як показали експериментальні дослідження [5], коефіцієнт ефективності роботи бетону в трубі при згинанні має невелику величину.

Пропонується приймати  $\beta_{bnd} = 1,15$ .

Складені балкові несучі конструкції, що зібрані зі сталевих стінок і трубобетонних поясів, варто розраховувати за приведеним до металу перерізом.

## 1.4. Проектування ригеля

### Умова

Сталезалізобетонний ригель перекриття з розширеною полицею призначений для багатопверхових будівель із неагресивним середовищем та великим навантаженням 15-30 кПа. Сітка колон, по яким встановлюється ригель – 6×6,4м.

Ригель виготовляється з днища – елемент **Пл1** і двох бокових листів – **Пл2**, діафрагм жорсткості **1**, опорних ребер жорсткості **2** та поперечних сталевих смуг **3** (див. рисунок 1.11).

Днище ригеля **Пл1** виготовляється з листа (720x16 мм,  $l=5800$ ), до якого приварюються три діафрагми жорсткості **1** ( $\delta=10$ мм) у вертикальному положенні з кроком 1500 мм. Бокові стінки **Пл2** виготовляються із листа (450x10мм,  $l=5800$  мм) і приварюються до нижнього листа **Пл1** та діафрагм жорсткості **1** ( $k_f=8$ мм). Також до бокових листів **Пл2** і нижнього листа **Пл1** приварюються ребра жорсткості **2** напроти діафрагм жорсткості **1**. Якщо листи **Пл1** і **Пл2** виготовляються з окремих листів, то технологія зварювання повинна підтримувати рівномірність стикового шва з основним металом. Для забезпечення проектного положення бокових листів **Пл1**, що можуть втратити стійкість із площини при заповненні бетонним розчином, зварюються між собою поперечною сталеву смугою **3** (60x10мм,  $l=400$  мм) із кроком 500мм.



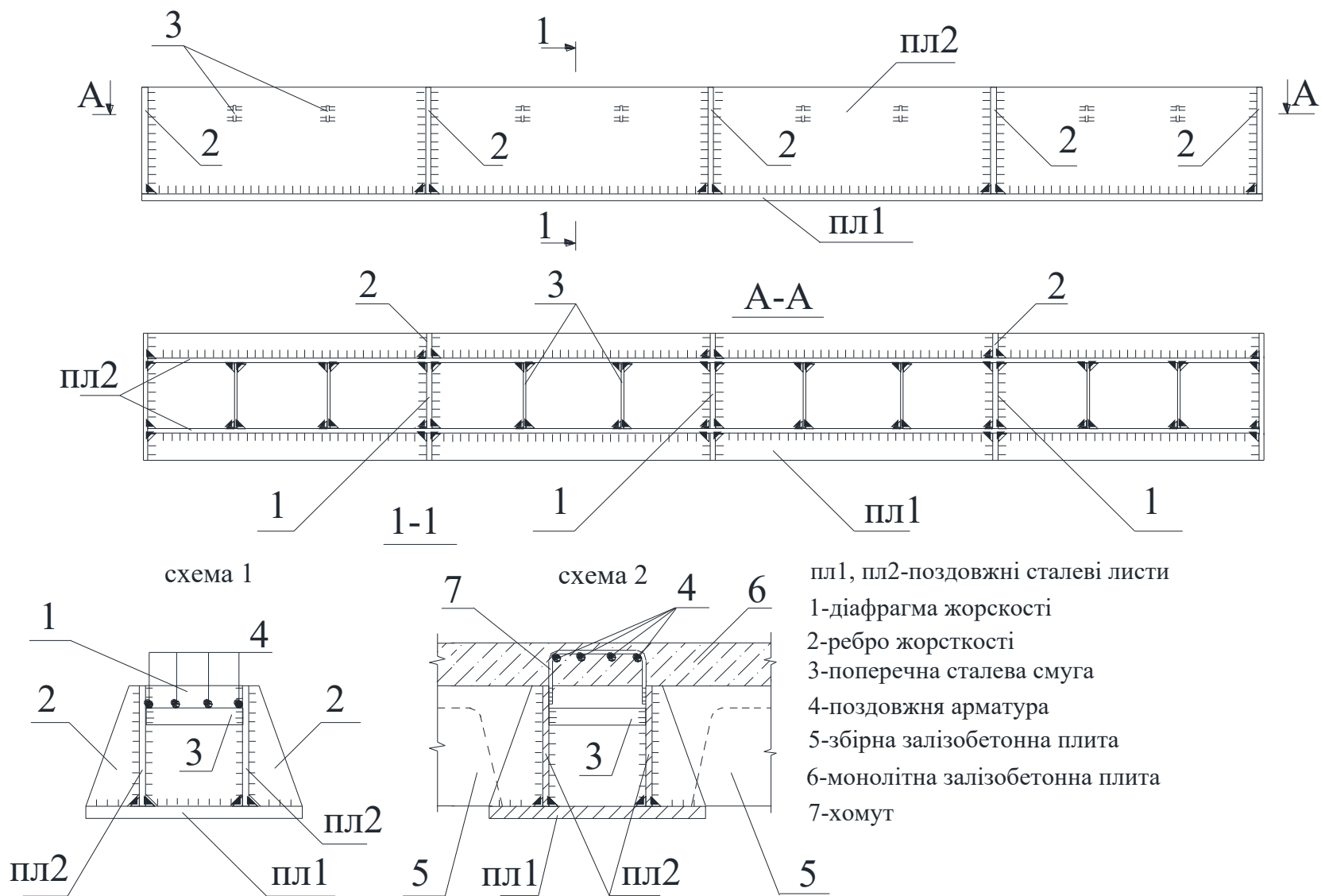


Рисунок 4.6 - Збірний сталезалізобетонний ригель перекриття

Ригель заповнюється бетоном класу С20/25. Він може бути встановлений у проектне положення із завантаженням залізобетонними плитами за умови набору проектної міцності бетоном заповнення.

Матеріал конструкцій ригеля виконується із сталі ВСтЗпсб за ГОСТом 380-94.

### ***Розрахунок ригеля***

*Розрахунок несучої здатності ригеля на стадії монтажу панелей перекриття*

Приймаємо переріз і розрахункову схему ригеля, що наведена на рисунку 1.12.

*Вихідні дані:*  $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$  (для листової сталі);

$b = 720 \text{ мм};$

$t_f = 16 \text{ мм};$

$t_w = 2 \times 10 = 20 \text{ мм};$

$h_0 = 450 \text{ мм};$

$R_b = 1,45 \text{ кг/см}^2$  (для бетону класу С20/25);

$b_1 = 400 \text{ мм}.$

Складаємо рівняння рівноваги на вісь елемента  $\sum N = 0.$

$$R_y b t_f + R_y t_w (h_0 - x) - R_y t_w x - R_b b_1 x = 0;$$

$$R_y b t_f + R_y t_w h_0 - R_y t_w x - R_b b_1 x = 0;$$

$$R_y b t_f + R_y t_w h_0 - x(2R_y t_w + R_b b_1) = 0.$$

Визначаємо величину стисненої зони  $x$

$$\begin{aligned} x &= (R_y b t_f + R_y t_w h_0) / (2R_y t_w + R_b b_1) = \\ &= (22 \cdot 72 \cdot 1,6 + 22 \cdot 2 \cdot 45) / (2 \cdot 22 \cdot 2 + 1,45 \cdot 40) = 30,92 \text{ см}. \end{aligned}$$

Приймаємо висоту стисненої зони  $x = 31 \text{ см}.$

Визначаємо величину згинального моменту, що сприймається поперечним перерізом

$$\begin{aligned} M &= R_b b_1 x (h_0 - 0,5x) + R_y t_w x (h_0 - 0,5x) - R_y t_w (h_0 - x) 0,5(h_0 - x) = \\ &= 1,45 \cdot 40 \cdot 31(45 - 0,5 \cdot 31) + 22 \cdot 2 \cdot 31(45 - 0,5 \cdot 31) - 22 \cdot 2(45 - 31) \times \\ &\times (45 - 31) \cdot 0,5 = 88967 \text{ кНсм}. \end{aligned}$$

### *Розрахунок прогину ригеля*

Приймаємо переріз і розрахункову схему ригеля, що наведена на рисунку 1.12.

Розрахунок прогину ригеля визначається за формулою

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,8MI^2}{EI_{red}},$$

де  $M$  – розрахунковий згинальний момент, котрий може витримати переріз;

$l$  – розрахункова довжина ригеля;

$E$  – модуль пружності сталі;

$I_{red}$  – момент інерції перерізу.

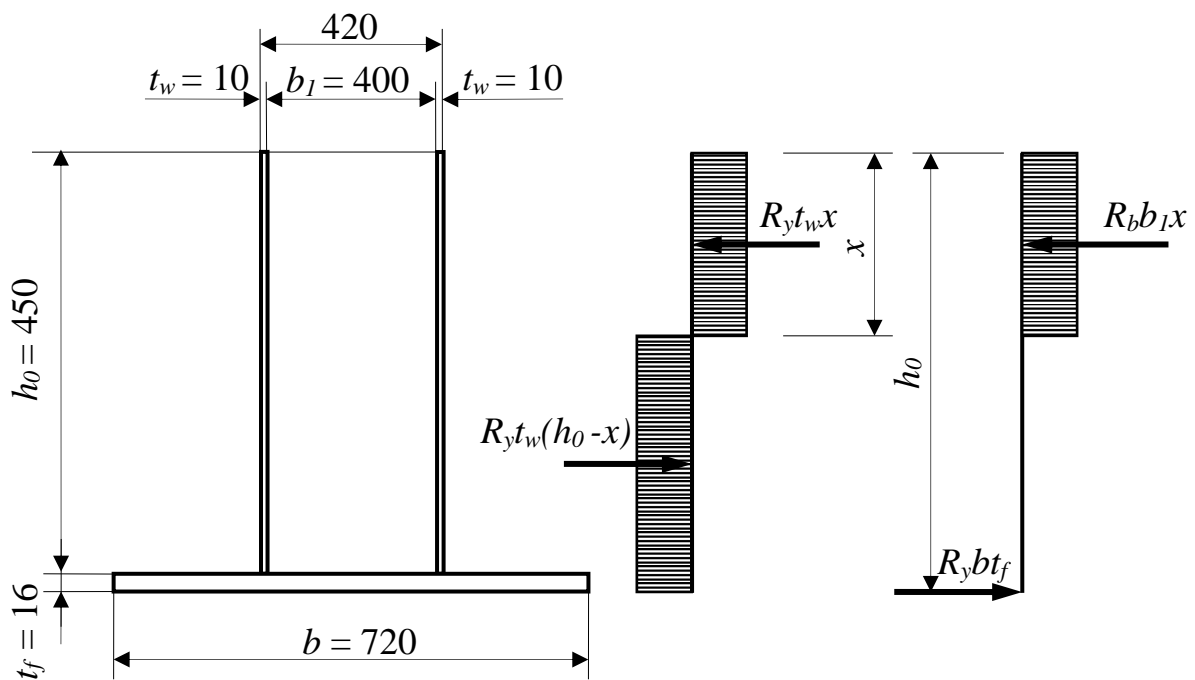


Рисунок 1.12 – Розрахункова схема ригеля

Розрахунок проводиться за приведеним до сталі перерізом. Визначаємо коефіцієнт приведення

$$n = E_b / E_s .$$

У даному випадку:

$$E_b = 3000 \text{ кН/см}^2;$$

$$E_s = 21000 \text{ кН/см}^2;$$

$$n = E_b / E_s = 3000 / 21000 = 0,14 .$$

Визначаємо положення центра ваги приведенного перерізу відносно низу вертикальних сталевих листів. У такому випадку отримаємо

$$y = (2 \cdot 45 \cdot 1 \cdot 22,5 + 31 \cdot 40 \cdot 0,14 \cdot 29,5 - 1,6 \cdot 72 \cdot 0,8) / (72 \cdot 1,6 + 2 \cdot 45 \cdot 1 + 31 \cdot 40 \cdot 0,14) = \\ = (2025 + 5121 - 92,16) / (115,2 + 90 + 173,6) = 18,62 \text{ см.}$$

Приймаємо  $y = 19 \text{ см.}$

Визначаємо значення моменту інерції поперечного перерізу

$$I_{red} = 2 \cdot 1 \cdot 45^3 / 12 + 1,6 \cdot 72 \cdot 18,2^2 + 31 \cdot 40 \cdot 0,14 \cdot 12,1^2 = \\ = 15187,5 + 38158,8 + 25416,8 = 78763 \text{ см}^4.$$

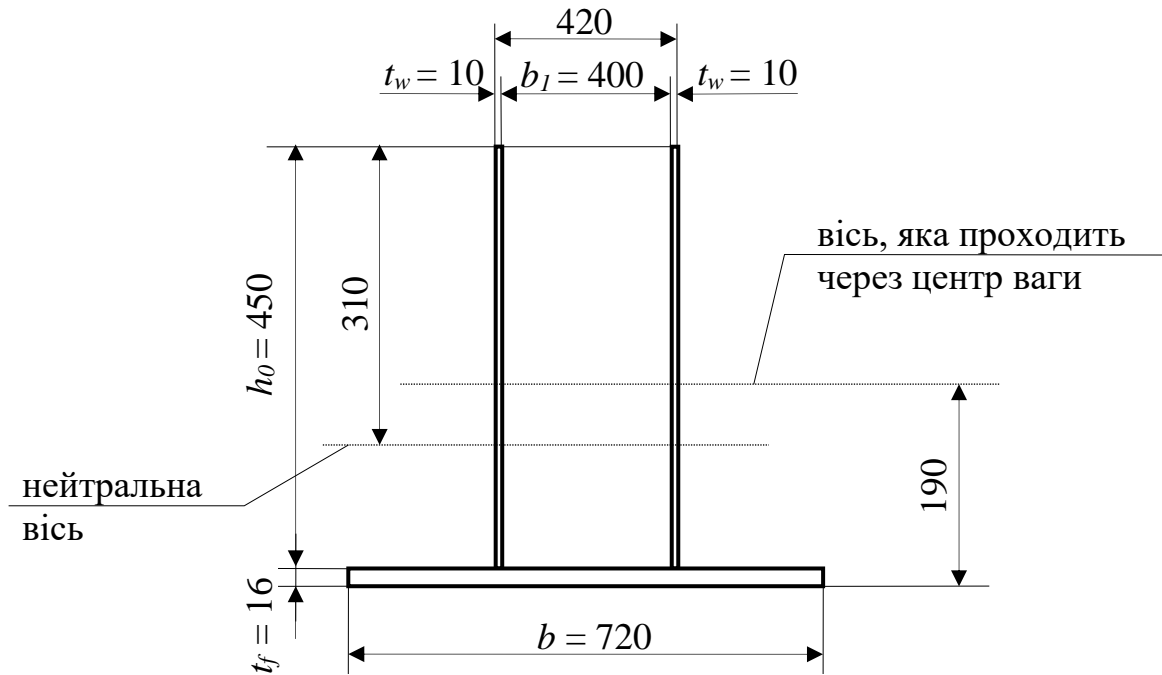


Рисунок 1.13 – Розрахункова схема перерізу

У даному випадку:

$$l = 6 \text{ м} = 600 \text{ см.}$$

Обчислюємо значення прогину

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,85 M l^2}{EI} = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,85 \cdot 8896700 \cdot 600^2}{2100000 \cdot 78763} = 1,7 \text{ см.}$$

Для несучих конструкцій перекриття в процесі експлуатації допускаються прогини, що складають 1/200 прольоту. У даному випадку допустимий прогин дорівнює  $600/200 = 3,0 > 1,7 \text{ см.}$

Фактичний прогин менший допустимої величини.

*Перевірка місцевої стійкості поздовжніх сталевих листів*

Згідно з перевірка місцевої стійкості стінок не потрібна, якщо виконується умова (п. 7.3)

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 3,5,$$

де  $h_{ef}$  – розрахункова висота стінки;

$t$  – товщина стінки.

У даному випадку

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{45}{1} \sqrt{\frac{2200}{2100000}} = 1,45 < 3,5.$$

Місцева стійкість стінки забезпечена.

*Розрахунок ригеля на кручення при односторонньому обтиранні панелей перекриття під час монтажу*

Крутильний момент виникає у випадках, коли панелі покриття спираються на ригель з одного боку. Крутильний момент сприймається зварними швами, що з'єднують поперечну діафрагму з вертикальними зварними листами. Схема роботи ригеля на кручення зображена на рисунку 1.13.

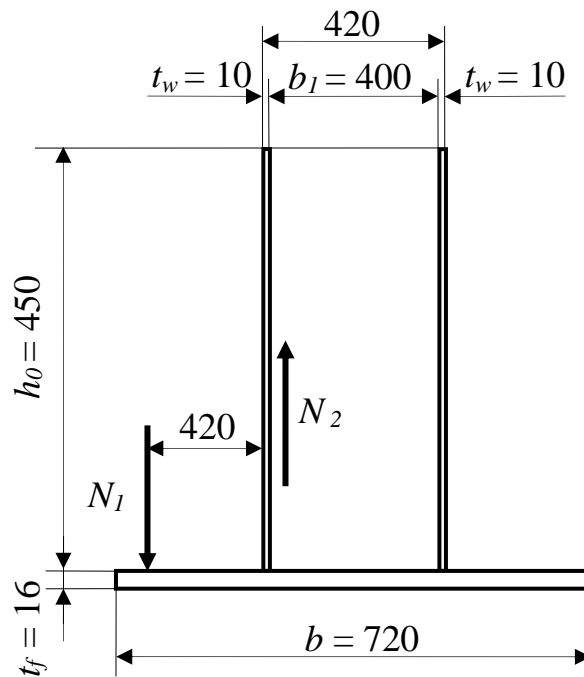


Рисунок 1.13 – Схема роботи ригеля на кручення

На схемі:

$N_1$  – зусилля, яке передається на консоль від панелей покриття

$$N_1 = 63 \cdot 2 \cdot 0,5 = 63 \text{ кН};$$

$N_2$  – реактивне зусилля.

Повинна виконуватись рівновага.

Складаємо рівняння рівноваги на вісь

$$\sum N = 0 \quad - N_1 \cdot (10 + 42/2) + N_2 \cdot 40 \cdot 0,5;$$

$$N_1 \cdot 31 = N_2 \cdot 20.$$

Звідси  $N_2 = 63 \cdot 31/20 = 97,65$  кН.

Для сприйняття такого моменту потрібна площа поперечного перерізу зварного шва, яка визначається за формулою

$$N/(\beta_z k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c,$$

де  $\beta_z$  – коефіцієнт переходу від катета шва  $k_f$  до ширини відповідної площини руйнування;  $l_w$  – розрахункова довжина шва;  $\gamma_{wf}, \gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;  $R_{wf}$  – розрахунковий опір металу шва по межі сплавлення

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = 0,55 \frac{42}{1,25} = 18,48 \text{ кН/см}^2$$

де  $R_{wun}$  – значення нормативного опору по металу шва, що дорівнює 42 кН/см<sup>2</sup> для швів, які виконані автоматичним або напівавтоматичним зварюванням;

$\gamma_{wm}$  – коефіцієнт надійності по металу шва, що дорівнює 1,25.

Визначаємо потрібну довжину шва для сприйняття крутного моменту при катеті шва 8 мм

$$l_w = 97,65/18,48 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 11,1 \text{ см.}$$

Умова міцності виконується, оскільки з конструктивних міркувань довжина зварного шва може складати 450мм.

*Розрахунок несучої здатності сталезалізобетонного ригеля*

Розрахунок несучої здатності СЗБ ригеля з урахуванням сумісної роботи з бетонною підлогою перекриття ( $h_f = 10$ см). У розрахунок включаємо звиси по  $6h_f$  або  $b_f = 160$ см.

Переріз ригеля:

- полиці 720x16мм,  $A_n = 115,2 \text{ см}^2$ ,  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ ;
- стінки 2x450x10,  $A = 90 \text{ см}^2$ ,  $W_{el} = bh^2/2 = 2 \cdot 45^2/2 = 675 \text{ см}^3$ ;

– бетон С15/20,  $h_f=10\text{см}$ ,  $b_f=40+2\cdot 60=140\text{см}^2$ ,  $R_b=1,15\text{кН/см}^2$ .

Згідно з [40] нейтральна вісь проходить у стінці (п.3.13)

$$x = \frac{2R_y \cdot r \cdot \delta_c \cdot 2 + R_y A_n - R_b (b_f - b) h_f}{R_b b + 2R_y \delta_c 2} =$$

$$= \frac{2 \cdot 24 \cdot \left(10 + \frac{45}{2}\right) \cdot 1 \cdot 2 + 24 \cdot 115,2 - 1,15(140 - 40)10}{1,15 \cdot 40 + 2 \cdot 24 \cdot 1 \cdot 2} =$$

$$= \frac{3120 + 2765 - 1380}{46 + 96} = \frac{3329}{142} = 23,5\text{см} < x_R (\xi = 0,43 < \xi_R).$$

Несуча здатність таврового перерізу (з урахуванням бетону підлоги)

$$M \leq \left[ (b_f - b) h_f \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + \frac{b x^2}{2} \right] R_b + R_y \left[ W_{el} + (r - x)^2 \delta_c \cdot 2 \right] + R_y A_n (h' - x) =$$

$$= \left[ (160 - 40) \cdot 10(23,5 - 5) + \frac{40 \cdot 27,6^2}{2} \right] 1,15 + 24 \left[ 675 + (32,5 - 23,5)^2 \cdot 1 \cdot 2 \right] + 24 \cdot 115,2 \cdot$$

$$\cdot (56 - 22,5) = (22200 + 11045) \cdot 1,15 + 20088 + 89856 = 148176 \text{кНсм} = 1482 \text{кНм}.$$

Тобто для прольоту  $l=6\text{м}$  допустиме навантаження

$$q = 8M/l = 8 \cdot 1482/36 = 330 \text{кН/м}.$$

При вантажній ширині ригеля  $B=6,4\text{м}$  розподілене навантаження  $q=51,4\text{кПа}$ , а при крокові ригелів  $12,4\text{м}$   $q=25,7\text{кПа}$ .

## 1.5. Висновки по розділу

1. Проведений аналіз раціональних галузей застосування трубобетонних елементів, які згинаються, стану їх розрахунків і проєктування дозволяє зробити висновок, що трубобетонні елементи, котрі згинаються, можуть бути застосовані в будівництві як у вигляді складених конструкцій, так і одиночних стрижнів. Для проведення реконструкції житлового фонду доцільно використовувати стиснуті та зігнуті сталезалізобетонні конструкції, які є видом сполучень сталі і бетону для їх раціональної спільної роботи. Це дуже перспективний напрям, що забезпечує економію матеріалів, енергозатрат і трудомісткості.

2. Існує можливість виготовляти з трубобетону різні конструкції, які згинаються. Їх можна об'єднати в три групи:

- конструкції, у яких на згин працюють одиночні стрижні;
- комплексні конструкції, що згинаються, в яких використовуються трубобетонні елементи;
- комплексні конструкції, у котрих на згин працюють окремі трубобетонні елементи.

3. Встановлено, що порівняно із залізобетонними конструкціями при використанні трубобетону значно знижується витрата бетону і, отже, заощаджується цемент. Зменшується трудомісткість виготовлення конструкцій, їх вартість; значно зменшується вага конструкцій.



## **РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА**

### **2.1. Архітектурно-планувальні рішення.**

Територія ділянки, яка є прилеглою до будинку, повністю реконструюється.

Генеральним планом ділянки передбачено: перенесення тротуарів; розширення місцевого проїзду; обладнання стоянок для автотранспорту; майданчики для сміттєзбиральних контейнерів; обладнання спортивних та ігрових майданчиків; додаткове озеленення. Перенесення та перекладання дворових та магістральних мереж в даному проекті не передбачено.

Проектом передбачається прибудова тамбурів; ремонт сходових клітин та прибудова скляних еркерів до існуючої частини будинку; надбудова двох поверхів з покращеним плануванням квартир; повна реконструкція фасадів.

В зв'язку з тим, що реконструкція житлового будинку проводиться без відселення – перепланування існуючих квартир не передбачено, за виключенням збільшення площі квартир за рахунок еркерів, що прибудовуються.

В двох поверхах, що надбудовуються, передбачено наступне розташування квартир:

- дві 2-х кімнатні на 6 поверсі;
- шість 3-х кімнатних в одному з двох рівнів;
- чотири 5-ти кімнатних в двох рівнях.

Квартири мають світлі кухні – столові; по два санвузла; великі холи; гардеробні та кладові кімнати; кімнати мають індивідуальні входи, великі площі, гарне співвідношення довжини та ширини, достатню інсоляцію. Висота приміщень 6 поверху – 3 м; 7 поверху – 2,6 м.

Розрахунки змінення планування та баланс житлової площі наведено в таблиці 2.

#### **Внутрішнє оздоблення, підлога.**

Проектом передбачається:

Стіни та стеля житлових та підсобних приміщень виготовлені з гіпсоплит «KNAUF» та виготовлені під оздоблення (індивідуальних дизайн).

Підлога житлових приміщень – штучний паркет на паркетній мастиці.

Підлога санвузлів – підготовлені під кахельну плитку для підлоги.

Підлога підсобних приміщень та скляних еркерів – підготовлена під лінолеум.

Стіни та стеля технічного підпілля пофарбовані вапняними кольорами по затірці.

Сходові клітини – клейове пофарбування стін та стель; масляні панелі висотою 1,5м; шліфовка сходових клітин; масляне фарбування сходових огорож.

### **Вікна та двері.**

В існуючій частині будинку зберігаються віконні блоки, в яких зовнішнє скло замінюється на однокамерний склопакет; існуюче віконне заповнення потребує зовнішнього ремонту та пофарбування.

В частині будинку, що прибудовується, передбачені індивідуальні віконні заповнювання або пластикові з засклінням двокамерними склопакетами з складним рисунком в місцях акцентів фасадів та простим рисунком – повторює рисунок віконних перельотів нижчих /існуючих/ поверхів. Застіклення еркерів, що прибудовуються, індивідуальне з однокамерними склопакетами.

Зовнішнє оздоблення фасадів.

В зв'язку з тим, що фасад існуючого 5-го поверху утеплюється, для облицювання фасадів використані профільовані сталеві листи дрібного профілю “РАННІЛА” оцинковані з заводським пофарбуванням трьома шарами.

Колір – відповідно до паспорту фасаду.

Для оновлення фасадів розроблені окремі деталі, всі – з пофарбованого металу.

Додатковим декоративним елементом фасадів є індивідуально розроблені в одному стилі огорожі балконів, покрівлі та ґрати вікон 1-го поверху.

## **2.2. Конструктивні рішення.**

### **Фундаменти.**

На підставі матеріалів технічного обстеження будинку встановлено, що існуючі фундаменти знаходяться в задовільному стані, можуть нести додаткове навантаження; але потребують ремонту та підсилення при надбудові, що проектується.

Основою фундаментів є ґрунти першої категорії просадки.

По даним геологічних вишукувань проведених перевірою розрахунок, який свідчить про необхідності проводити розширення підшв або посилення фундаментів.

Монолітні фундаменти під вхідні тамбури прийняті з конструктивних міркувань.

### **Гідроізоляція стін.**

Відповідно до матеріалів технічного заключення про стан конструкцій, порушень гідроізоляції між конструкціями до відм.  $\pm 0,00$  та вище не виявлено.

### **Гідроізоляція підвалів.**

Відповідно даних "ТЗ" додаткова гідроізоляція підвалів не потрібна.

### **Стіни та перегородки.**

На планах поверхів (першого та типового) розмірні ланцюги по існуючим стінам не нанесені.

Розміри стін, що проектуються, подані в цегляній (штучній перліто-бетонній) кладці.

Розміри (товщина) зовнішніх стін указані з урахуванням товщини облицювання фасадів.

Осі прив'язані по зовнішнім граням існуючих стін.

Перед проведенням робіт по облицюванню фасадів слід провести поновлювальну гідроізоляцію стиків.

Кладка прибудованих тамбурів виконується з глиняної цегли М75 на цементно-піщаному розчині М25.

Кладку з штучних перлітобетонних блоків проводити на цементно-піщаному розчині М25.

Товщина зовнішніх стін 1-5 пов. – 350 мм (з урахуванням облицювання).

Товщина зовнішніх стін 6 пов. – 300 мм ( без урахування облицювання та внутрішньої фальшстіни).

Товщина зовнішніх стін 7 пов. – 250 мм ( з урахуванням фальшстіни, утепленої).

Всі вбудовані перегородки виконані з гіпсокартонних плит по сталевим оцинкованим направляючим, за системою фірми «KNAUF» та з її матеріалів.

Міжквартирні та зовнішні (з боку сходової клітини) перегородки – подвійні протизламні з облицюванням з вогнестійких гіпсокартонних плит ГПКО.

Перегородки та монтажні стінки санвузлів з середини облицьовані водостійкими гіпсокартонними плитами ППКВ.

### **Перекриття.**

Існуючі перекриття – з плоских залізобетонних плит товщиною 100 мм , сперті по контуру. За даними технічного завдання знаходяться в задовільному стані, ремонту та підсилення не потребують.

Проектом передбачена розборка плити перекриття (суміщеного з покриттям) над сходовою клітиною 5-го поверху у всіх 6-ти секціях житлового будинку.

Перекриття, що проектуються:

- 6-го поверху – по низу передбачена підвісна стеля за системою «KNAUF» з облицюванням з вогнестійких гіпсокартонних плит ГПКО;

- 7-го поверху – підвісна стеля системи «KNAUF», аналогічно 6-му поверху по сталевим балкам, утеплювач, пароізоляція, протизламна сітка 5ВрІ;

- настил з підсиленого гіпсокартону;

- ходові дошки товщиною 60 мм.

### **Підлога (настил під підлогу).**

6 та 7 поверхів виконані за сухою системою «KNAUF» з підсилених гіпсокартонових плит для підлоги по засипці з перлітового піску.

В санвузлах – з цементно-піщаної стяжки по гідроізоляції з 3-х шарів склоруберойду.

Монолітні залізобетонні плити еркерів та тамбурів, що прибудовуються, див. розділ АС.

### **Металевий каркас.**

Надбудована частина будинку.

Каркас надбудованої частини будинку представляє собою систему, яка складається з рам та зв'язків.

Стійки рам каркасу спираються на опорні балки, розміщені на існуючому покритті будинку по осям повздовжніх та поперечних несучих стін.

Опорні балки, в свою чергу, спираються на опори, які стоять вільно, та закріплені від горизонтальних переміщень.

Стійкість каркасу забезпечується:

- в вертикальних площинах - жорсткими зв'язками;

- в горизонтальних - залізобетонним. перекриттям по металевим балкам (в рівні перекриття 6-го поверху);

- металевими зв'язками (в рівні перекриття 7-го поверху).

### **Прибудована частина будинку.**

Каркас прибудованої частини будинку являє собою жорстку раму.

Вертикальна жорсткість забезпечується металевими фермами, вбудованими в огороження еркерів та достатнім перерізом колон. Горизонтальна жорсткість забезпечується за рахунок монолітних залізобетонних плит еркерів.

Каркас прикріплений до існуючого будинку плаваючими анкерами, які забезпечують вільне вертикальне переміщення каркасу та обмежують горизонтальне переміщення.

### **Дах, покрівля.**

Існуюча покрівля, - м'яка рулонна, суміщена з перекриттям 5-го поверху. Водостік внутрішній, виконано стяжкою з керамзитобетона.

Покрівля знаходиться в задовільному стані.

Існуюча покрівля та керамзитобетонний утеплювач по закінченню монтажу демонтується для зменшення навантаження на основу.

Дах, який проектується, складається з поперечних металевих ферм, на які спираються металеві прогони.

На прогони спираються дерев'яні стропильні ноги та нарожники врізок у дах.

По дерев'яним стропилам здійснюється обрешітка з черепичного бруска до якого кріпляться листи покриття: металочерепиця "Монтеррей" та проф-листи «Ранніла – 15».

Всі матеріали покрівлі комплектні та розроблені фірмою «Ранніла – 15».

Водостік – зовнішній.

### **Сходи.**

Існуючі сходи – збірні залізобетонні з збірних маршей, які спираються на сходові залізобетонні клітини. Стан задовільний, потребують косметичного ремонту та заміни поручнів перильного огородження.

Сходи вхідних тамбурів - монолітні залізобетонні з направляючими для колясок.

Вбудовані сходи, в проломі, який розбирається, з 5-го на 6-ий поверх – з збірних залізобетонних сходів по сталевим косоурам. Сходові клітини – монолітні залізобетонні по сталевим балкам.

### **Виконання робіт.**

Для виконання робіт по реконструкції будинку крім тих, що є в наявності в складі проекту ПОС підряднику слід розробити ПОР.

Всі будівельно-монтажні роботи проводити під постійним наглядом досвідченого керівника робіт /ИТР/ з виконанням дійсних правил проведення робіт та правил з техніки безпеки при ремонті та експлуатації будинку.

Виконання робіт в зимовий період здійснювати у відповідності з технічними умовами та вказівками проекту.

### 2.3. Опалення та вентиляція.

#### Загальні данні.

Проект опалення і вентиляції розроблено на основі наступних нормативних документів:

ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»;

ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель»;

ДСТУ Б В.2.5-26:2005. «Інженерне обладнання будинків і споруд».

Розрахункова температура повітря для проектування опалення і вентиляції в холодний період року  $-23^{\circ}\text{C}$ ;

в теплий період року для вентиляції –  $25,1^{\circ}\text{C}$ .

Тривалість опалювального періоду – 189 діб.

Середня температура опалювального періоду  $-2,1^{\circ}\text{C}$ .

Тиск у трубопроводі, який подає воду  $-5$  атм., у зворотньому трубопроводі –  $2,6$  атм. Температура у прямому трубопроводі  $-150^{\circ}\text{C}$ , зворотній трубопровод  $-70^{\circ}\text{C}$ . Гаряче водопостачання прийнято централізоване від центрального теплового пункту.

Таблиця 2.1

#### Основні показники

айменування будинку	Період року н.с.	Втрата тепла ВТ/ккал/год./				Встановлен а Потужність кВт.
		Опаленн я	Вентиля ція	Гаряче водопостачан ня	загальний	
Житловий будинок	-	-	-	-	637300- /551400/	-
Існуюча частина	-	142000 /124400/	-	303900 /262000/	-	-
Надбудова	-	87000 /75000/	-	104400 /90000/	-	-

## **Опалення.**

### **Існуюча частина.**

Система опалення в 5-ти поверховій частині будинку передбачається однотрубна тупикова з нижнім розведенням падаючий магістралі і П-подібними стояками. Розведення магістралей систем опалення влаштовується в підвальному приміщенні. В підвальному приміщенні передбачається два теплових пункти, обслуговування, по три секції кожний.

Існуючі вузли управління в теплових пунктах повністю демонтуються. В вузлах управління, що проектується, передбачено пофасадне регулювання та облік тепла.

Для пофасадного регулювання встановлюється два датчики температури зовнішнього повітря на східному і західному фасадах, та один датчик внутрішнього повітря в кожній квартирі 3-го поверху (тільки не в кухні).

Також встановлюють датчик температури на воду, яка подається.

Усі датчики з'єднанні з регулятором ЕС-9300.В залежності від зовнішньої температури і температури внутрішнього повітря регулюється температура води яка подається у систему. Верхній показник температури, яка подається обмежений 95<sup>0</sup>С. Вузол управління обладнується фільтром, насосом і триходовим змішувальним клапаном.

Для обліку тепла у квартирах на нагрівальних приборах встановлюється лічильники для пропорціонального розрахунку за потрібну теплову енергію. Існуючі стояки опалення, до яких приєднанні рушникосушарки заглушити. Рушникосушарки при реконструкції приєднані до системи гарячого водопостачання.

### **Частина що проектується.**

Температура внутрішнього повітря в приміщеннях прийнята відповідно до нормативної.

Теплоносієм для систем опалення прийнята гаряча вода з температурою 95-70<sup>0</sup> С, після пониження температури мережевої води в вузлах управління 1 і 2.



Магістральні трубопроводи для поквартирного опалення влаштовано у підвалі і відкрито на сходовій клітині.

В кожній квартирі передбачена окрема система опалення, з установкою самостійного вузла обліку, обладнаного відмикаючою арматурою, фільтром та водомірами для гарячої води типа Ø15. Квартирна система опалення прийнята двотрубна тупикова, розведення подаючої магістралі передбачено під вікнами.

Трубопроводи, в основному, прокладаються відкрито, скрита прокладка трубопроводів передбачена у випадку перетину дверних отворів. У цьому випадку труби прокладаються в товщині бетонної підготовки підлоги і в порозі балконної двері. Вузли поквартирного обліку розташовані у кухнях-столових в шафних укриттях. В якості нагрівальних приладів передбачені секційні чавунні радіатори типу НС-140.

У кожного нагрівального приладу передбачається установка терморегуляторів РТД 3120 з клапанами з попередньою надбудовою РТД –Ø 15 . Термостатичні регулятори автоматично підтримують задану споживачем температуру.

Трубопроводи для систем опалення прийняті з легких водогазопровідних труб, які прокладаються у бетонній підготовці підлоги.

Магістральні трубопроводи, які прокладаються по технічній підпідлозі підвалу, ізолюються мінераловатним шнуром марки 200 в оболонці зі склотканини товщиною 40 мм. Так само ізолюються труби, які прокладені по сходовій клітині і вузлі управління.

Усі трубопроводи і нагрівальні прилади фарбують масляно-бітумною фарбою ВТ 177 в два шари. Прийнят рулонний склопластик РСТ.

### **Вентиляція.**

Існуючі канали з 5-ти поверхової частини будинку на рівні підлоги 6-го поверху підключаються до металевих повітропроводів Ø150 і під стелею 6-го поверху збираються в колектор і збірним повітропроводом виводяться вище покрівлі.

Вентиляція жилих споруд передбачена приточно-витяжна з дійсним та штучним збудженням. З кухонь 6-го поверху витяжка передбачена кухонними осьовими вентиляторами. Витяжка з санвузлів передбачена природня.

Повітропроводи прийняті з оцинкованої сталі. Повітропроводи, проходячи через чердачний простір ізолюються мінераловатними матами по товщиною 70 мм з покривним шаром зі склотканини.

## **2.4. Водопостачання і водовідведення.**

### **Водовідведення К-1.**

Проектом передбачено відведення побутових стокових вод від санітарних приладів проектуємих квартир на 6-му та 7-му поверхах, та також приладів існуючих квартир, розташованих на 1-5 поверхах.

При цьому зберігаються міста розташування каналізаційних стояків в існуючих санвузлах і їх відведення з будинку. В існуючих санвузлах, розташовані в осях "Г-В" /2-3/9-10/29-30 проектом передбачена додаткова прокладка вертикального стояку КІ- з метою виключно приєднання санітарних приладів, розташованих у різних квартирах на одному поверху, що мало місце на момент огляду існуючих стояків 5-поверхової частини будинку.

Як основний варіант проектом передбачені чавунні каналізаційні труби типу ТЧК 6942-80 діаметром 50 мм та 100 мм.

При використанні поліетиленових труб ніши, в яких вони мають прокладатися, повинні бути виконані з вогнестійких конструкцій. Трубопроводи прокладати з нахилом 0,03. На трубопроводах передбачена установка ревізій та прочищень. Проти ревізій на стояках при схованій прокладці передбачені люки розміром 30x40 см.

Вентиляція водовідведної мережі виконується через стояки +100 мм, витяжна частина яких виводиться вище конька покрівлі на 0,5 м.

В специфікації враховані роботи, які пов'язані з реконструкцією системи К-1 в існуючій частині будинку, - заміна трубопроводу та обладнання на нові матеріали.

Витрати стоків вод по всьому будинку після його реконструкції складе 158,4 м<sup>3</sup>/с; 6,6 м<sup>3</sup>/год; 6,7год/с.

### **Холодне та гаряче водопостачання.**

Джерелом холодного водопостачання є міські мережі питного водопроводу.

Точка підключення до міських мереж, місце вводу трубопроводу в підвал збережені без змін.

На вводі в будинок передбачена заміна водоміру ВСКМ ду-50 на новий та передбачене встановлення безшумного насосу для забезпечення надходження води на верхні поверхи.

При введенні в кожну квартиру передбачена установка водомірів.

Система холодного водопостачання монтується з водогазопровідних оцинкованих труб. Система холодного загальна для існуючих квартир та тих, що надбудовуються. При цьому проектом передбачені заходи по заміні трубопроводів та установці водомірів в існуючій частині будівлі. Витрати холодної води по будинку після надбудови двох поверхів складе: 2,26 год/с; 5,46 м<sup>3</sup>/год.

Джерелом гарячого водопостачання є функціонуючий водонагрівач, який розміщений в теплопункті будинку №19, робота якого дозволяє забезпечити додаткове навантаження.

Проектом передбачені заходи з реконструкції системи гарячого водопостачання, доповнюючи її циркуляційним трубопроводом, якого не було в існуючій п'ятиповерховій частині будівлі.

Система гарячого водопостачання – єдина для існуючого та реконструйованого об'ємів будинку.

В п'ятиповерховій (існуючій) частині проводиться заміна трубопроводів на нові та додатково встраюється циркуляційний трубопровід. При введенні в кожну квартиру встановлюється водолічильник.

Витрати гарячої води по будинку після його реконструкції складе: 3,33 м/с; 8,51 м<sup>3</sup>/год.; 63,36 м<sup>3</sup>/доба.

## ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

№ п/п	Найменування показників	Од. вим.	Кількість		Примітка
			До реконстр.	Після реконстр.	
1.	Поверховість	Кільк.	5+тех.. подв.	7+тех.. подв.	
2.	Об'єм будівельний	м <sup>3</sup>	21986,12	32071,36	
	В т.ч. підземної частини	м <sup>3</sup>	1597,5	1597,5	
3.	Площа забудівлі	м <sup>3</sup>	1347,12	1984,43	
4.	Загальна площа споруди.	М <sup>2</sup>	6390,0	8594,94	Без тех. підвалу
5.	Площа еркерів і балконів	М <sup>2</sup>	103,7	511,62	
6.	Загальна площа квартир	М <sup>2</sup>	2476,6	4276,88	
7.	Жила площа квартир	М <sup>2</sup>	1664,0	2750,02	
8.	Кількість квартир	Кіл.	120	132	
	в.т.ч. однокімнатних		20	20	
	двокімнатних		90	92	
	трикімнатних		10	12	
	чотирикімнатних		-	2	
	п'ятикімнатних		-	2	
	шостикімнатних		-	4	
9.	Середня загальна площа квартир		20,64	20,83	

## РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

### 3.1. Розрахунок фундаментів під тамбур прибудови.

У зв'язку з переплануванням приміщень та зміною їхнього функціонального призначення необхідно запроєктувати фундаменти під еркери що прибудовуються.

Дані:

Навантаження: Постійні.

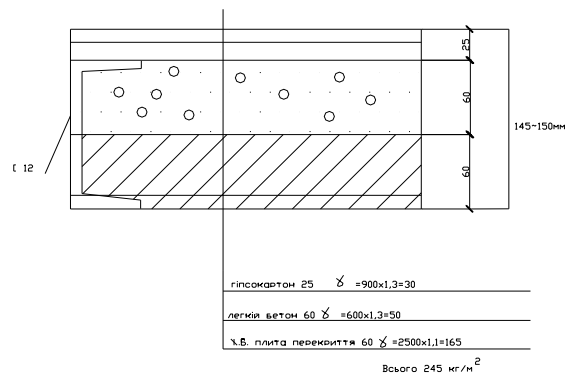


Рис. 3.1. Переkritтя прибудови.

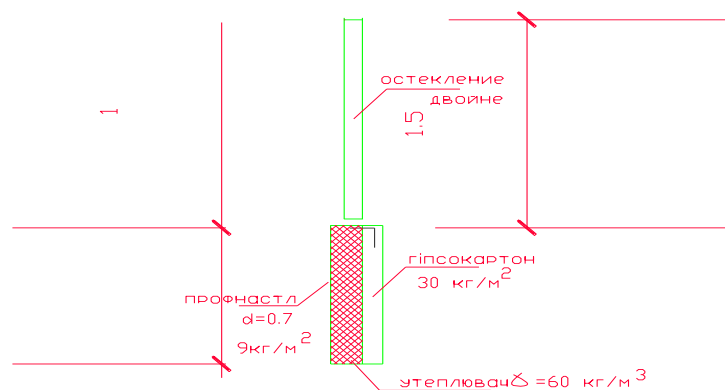


Рис. 3.2. Огорожа прибудови.

Навантаження на огорожу.

$$x_1 = 1,3 = 13 \text{ кг/м}^2 + 15 \text{ кг/м}^2 = 28 \text{ кг/м}^2 \cdot 1,5 = 42 \text{ кг/м.п.}$$

$$\text{утеплювач } \gamma = 60 \text{ кг/м}^3$$

$$\delta = 90 \quad 0,09 \cdot 60 = 5,5 \cdot 1,3 = 7 \text{ кг/м}^2 \quad x_2 = 9 + 30 + 7 = 46 \text{ кг/м.п. (навантаження з утеплювачем.)}$$

Навантаження на огорожу.

$$\sum x = x_1 + x_2; \tag{3.1}$$

$$\Sigma x = 42 + 46 \sim 100 \text{ кг/м.п.};$$

3. Покриття див. розрахунок фундаментів.

$$9 + 16,5 + 92 = 118 \text{ кг/м}^2;$$

Виходячи з цього, приймаємо фундамент розміром 2,4x1,5м.

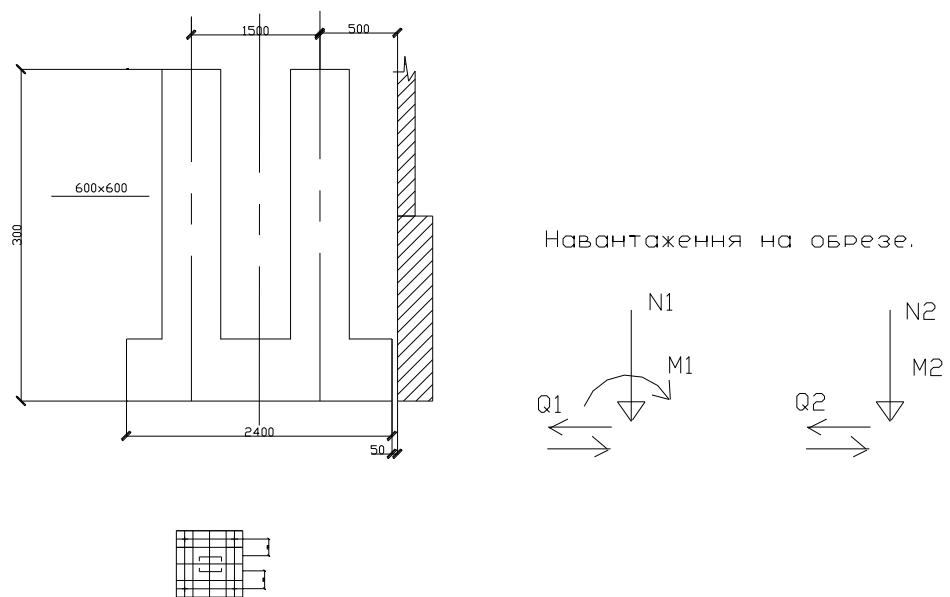


Рис. 3.3. Розрахункова схема фундаменту.

$$N_1 = 3,45 + 0,9 + 0,9 = 5,25 \text{ т};$$

$$N_2 = 2,4 + 1 + 0,8 = 4,2 \text{ т};$$

$$M = \pm 2,3 + 0,09 + 0,01 = 2,4 \text{ тм}$$

$$Q = 0,605$$

По підшві відносно у.т. подошви

$$\Sigma N = 5.25 + 4.2 = 9.5 + 2.4 \cdot 1.5 \cdot 3.0 \cdot 2.0 \cdot 1.1 = 33.5 \text{ т};$$

$$\Sigma M = \pm (2.3 + 0.6 \cdot 3) + 5.3 \cdot 0.75 - 4.2 \cdot 0.75 = \pm 4.1 + (4 - 3.1) = 5.0 \text{ тм};$$

$$\sigma_{\max \cdot \min} = \frac{33.5}{2.4 \cdot 1.5} \pm \frac{6 \cdot 5}{1.5 \cdot 2.4^2} = 9.3 \pm 3.5;$$

$$\sigma_{\max} = 9.3 + 3.5 = 12.8 < 17 \text{ т} / \text{м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = 9.3 - 3.5 = 5.8 > 0;$$

### 3.2. Розрахунок стійки по вісі 5/В (Ст-1,Ст-2)

#### Стійка Ст-1

Розрахункова довжина  $L_0$  стійки визначається по формулі ;

$$L_0 = M / L; \quad (3.2)$$

де  $L$  – довжина стійки , окремого ділянку її, чи висота поверху;  $M$ -коєфіцієнт розрахункової довжини (див.таблицю) Довідник проектувальника з металевих конструкцій,  $M=1$ ;

$$L_0 = 1/320 = 0.003 \text{ см};$$

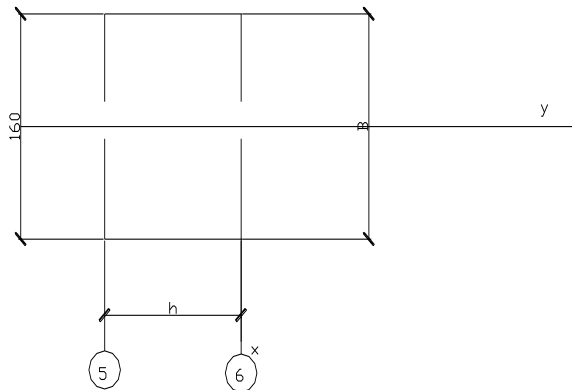


Рис. 3.4. Переріз стійки Ст-1,Ст.-2.

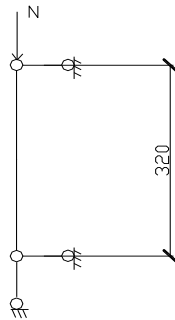


Рис.3.5. Схема закріплення навантаження.

Спочатку вибираємо площу поперечного перерізу стійки.

Максимальна поздовжня сила  $N=13.6\text{т}$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} \quad [\lambda] = 120; \quad (3.3)$$

$$r_{mp} = \frac{l_p}{[\lambda]} = \frac{Ml}{120} = \frac{1.0 \cdot 320}{120} = 2.75\text{см}; \quad (3.4)$$

Попередньо приймаємо 2 [ 12 сталь марки ВстЗкП2

$$F = 13.3 \times 2 = 26.6\text{см}^2$$

$$I_x = 304 \times 2 = 608\text{см}^4$$

$$W_x = 50.6 \times 2 = 101.2\text{см}^3$$

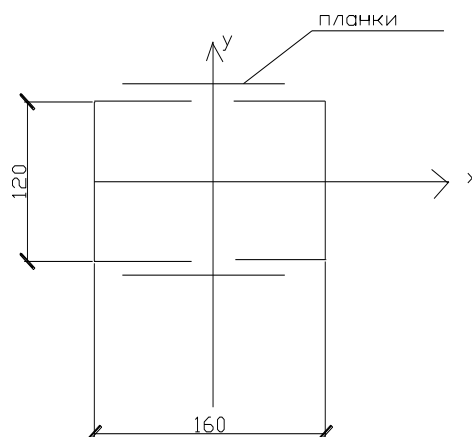


Рис. 2.6. Схема розташування планок.



Визначним радіус інерції [див. Справ очник проєктувальщика по металіческим конструкціям]

$$\begin{aligned} r_x &= 0.38h = 0.38 \cdot 12 = 4.56 > 2.75; \\ r_y &= 0.44 \cdot e = 0.44 \cdot 16 = 7.04 > 2.75; \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$\lambda = \frac{l_p}{r} = \frac{320}{4.56} = 70;$$

$$\varphi = 0.782;$$

$$F = 26.6 \text{ см};$$

$$\sigma = \frac{N}{0.782 \cdot 26.6} = \frac{13600}{20.8} = 630 < 2100 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F};$$

### Стійка Ст-2

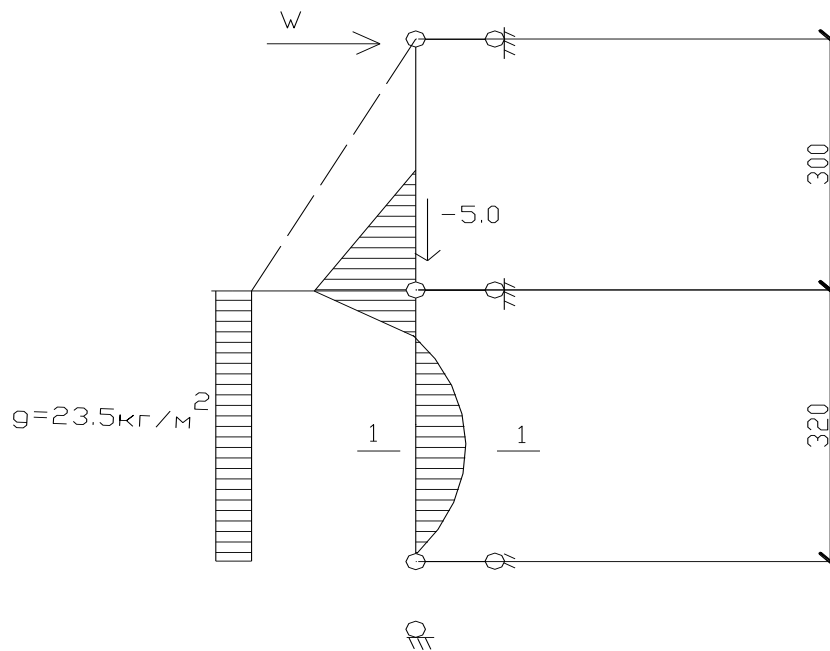


Рис. 3.7. Розрахункова схема.

$$\begin{aligned} q &= 0.024 \times 5.5 = 0.132 \text{ т/м.п}; \\ M_1 &= 0.096ql^2 = 0.096 \cdot 0.132 \cdot 3.2^2 = 0.13 \text{ т.м} \pm \\ N_1 &= 5.5 \cdot 4.5 \cdot (0.1 + 0.12) + 5.0 = 10.5 \text{ т}; \\ N_2 &= 5.5 \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 1.4 + 2 = 3.4 \text{ т}; \\ M_2 &= -1.4 \cdot 0.1 + 5.0 \cdot 0.1 = 0.36 \text{ т.м}; \end{aligned} \quad (3.6)$$

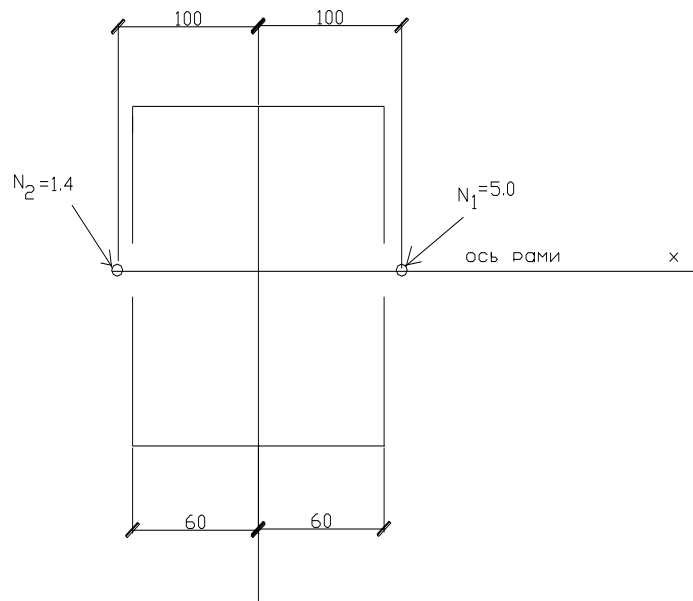


Рис. 3.8. Схема навантажень.

$$\sum M = M_1 + M_2; \quad (3.7)$$

$$\sum M = 0.13 + 0.36 = 0.49 \text{ тм};$$

$$\sum N = 10.5 + 1.4 = 11.9 \text{ т};$$

$$\sigma = \frac{N}{F \cdot \varphi} \pm \frac{M_x}{W_x} = \frac{11900}{0.782 \cdot 26.6} \pm \frac{49000}{101} = 572 + 485 = 1057 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2;$$

З плоскості  $L = 6.2 \text{ м}$   $L_p = 620 \text{ см}$   $[\lambda] = 120$  марка сталі Вст3кП2.

$$r_{\text{гр}} = \frac{620}{120} = 5.2 \text{ см};$$

$$e_{\text{гр}} = \frac{5,2}{0,44} = 11,8 \text{ см};$$

маємо  $v = 16 \text{ см} > 11,8$  забезпечено;

**Визначаємо зусилля в стійці Ст.-2**

$$\sum M = 0.49 \text{ тм};$$

$$\sum N = 11.9 \text{ т};$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.49}{11.9} = 0.04 \text{ м} = 4 \text{ см}; \quad (3.8)$$

$$\lambda = \frac{l_p}{r}; \quad (3.9);$$

$$\lambda = \frac{320}{4,56} = 70;$$

$$\lambda^* = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 70 \sqrt{\frac{2100}{2100000}} = 70 \sqrt{\frac{1}{1000}} = 70 \cdot 0.032 = 2.24;$$

$$m = e \frac{F}{W} = 4.0 \cdot \frac{26.6}{101.2} = 1.05;$$

$$\varphi_{en} = 0.4; \text{ при } \lambda^* = 2,24; m = 1.05;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{en} \cdot F} = \frac{11900}{0.4 \cdot 26.6} = 1118 < 2100;$$
(3.10)

### 3.3. Порівняння варіантів розрахунку стін з пористих блоків.

Дані: Навантаження :  $q_{\text{покр.}} = 0,2 \times 2,9 = 0,58$  т/м.п;  
 $q_{\text{с.в. ст.}} = 0,22 \times (2,6 + 3,4 + 1,6) \times 1,1 = 1,84$  т/м.п;  
 $q_{\text{перек.}} = 0,5 \times 2,9 = 1,45$  т/м.п;  
 $\sum q = 0,58 + 1,84 + 1,45 = 3,87$  т/м.п;  
 $N_{\text{нижн.}} \leq m \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1 \cdot 0.76 \cdot 4.55 \cdot 3000 = 10374 > 3870$  кг;

(3.11)

$$\varphi = 0.76 \quad \text{при} \quad \lambda h = \frac{l_0}{h} = \frac{260}{30} = 8.7; \alpha = 350;$$
(3.12)

#### 1-й варіант.

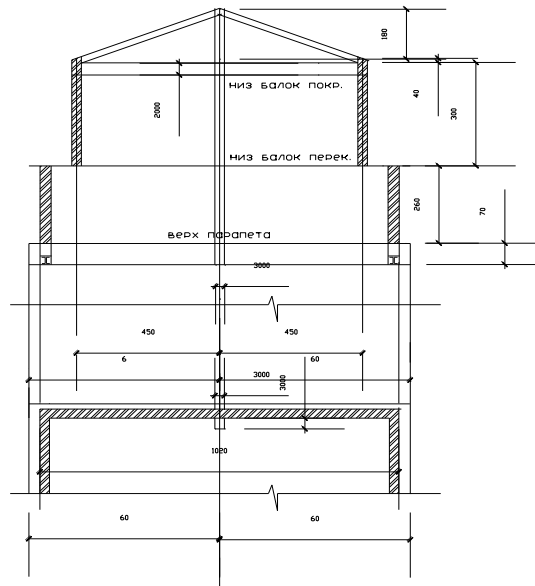


Рис. 3.9. Розрахункова схема.

M-25; p-p M-10 R=6.5 x 0.7=4.55 кг/см<sup>2</sup>

Λ=350 h=30 H<sub>max</sub>=340см;

$$\beta_{\text{верх}} = \frac{H}{h} = \frac{340}{30} = 11.3 < \text{по таб. } \beta = 17 \times 0.9 = 15.3; \quad (3.13)$$

L<sub>ст.</sub>=900см > 2,5x340=850, но < 3,5x240=1190см;

верхн.

L<sub>ст.</sub>=1130см > 2,5x260=650 i > 3,5x260=910см;

нижн.

$$\beta_{\text{нижн.}} = \frac{260}{30} = 8.7 < 17 \times 0.8 = 13.6;$$

$$A_n = 0.3 \times 11.3 - 0.3 [1.2 - 3.39 - 0.36] = 3.03 \text{ м}^2; \quad (3.14)$$

$$\sqrt{\frac{A_n}{A_g}} = \sqrt{\frac{3.03}{3.39}} = \sqrt{0.89} = 0.94;$$

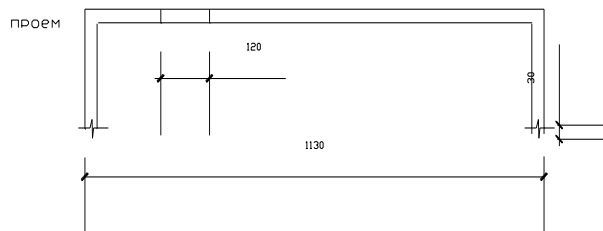


Рис. 3.10. Розріз стіни.

M-25; p-p M-10 R=6.5 x 0.7=4.55 кг/см<sup>2</sup>

$$\Lambda=350 \quad h=30 \quad H_{\max}=340\text{см};$$

$$\beta_{\text{верх}} = \frac{H}{h} = \frac{340}{30} = 11.3 < \text{по таб. } \beta = 17 \times 0,9 = 15,3 ; \quad (3.15)$$

$$L_{\text{ст.}} = 900\text{см} > 2,5 \times 340 = 850, \text{ но } < 3,5 \times 240 = 1190\text{см} ;$$

верхн.

$$L_{\text{ст.}} = 1130\text{см} > 2,5 \times 260 = 650 \text{ и } > 3,5 \times 260 = 910\text{см};$$

нижн.

$$\beta_{\text{нижн.}} = \frac{260}{30} = 8.7 < 17 \times 0,8 = 13,6;$$

$$A_n = 0.3 \times 11.3 - 0.3 [1.2 = 3.39 - 0.36 = 3.03\text{м}^2 ; \quad (3.16)$$

$$\sqrt{\frac{A_n}{A_e}} = \sqrt{\frac{3,03}{3,39}} = \sqrt{0,89} = 0,94 ;$$

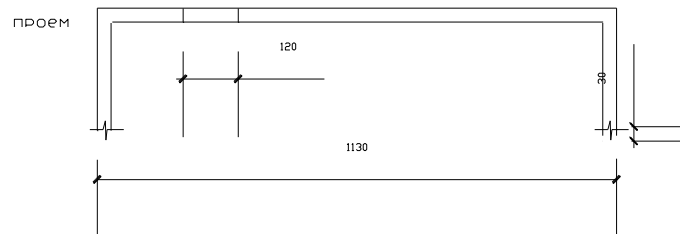


Рис. 3.11. Розріз стіни.

$$K_{\text{нижн.}} = 0,8 \times 0,94 = 0,75; \quad \beta = 17 \times 0,75 = 12,75 > 8,7;$$

2-й варіант розрахунку стіни з пористих блоків.

Блоки марки М25 розчин М-25

Розчин –цементно-вапняний.

Розрахунок:

$$R=7.5 \times 0.7=5.3 \text{ кг/см}^2$$

Осьовий розтяг по неперев. перетину.  $R_t^1=0.5 \text{ кг/см}^2$

По перев. перетину  $R_t^2=1.1 \text{ кг/см}^2$

Розтяг при згині по непер. перетину.

$$R_{тв}=0,8 \text{ кг/см}^2 \text{ р-р М-25;}$$

Розтяг при згині по пер.перетину

$$R_{тв}=1,6 \text{ кг/см}^2 \text{ р-р М-25}$$

Пружня характеристика  $\alpha=500$

Група кладки –II

Стійкість стіни  $\delta=30 \text{ см.}$

$$H_1=260 \text{ см.} \quad H_2=300 \text{ см.};$$

$$L_{1 \text{ ст}}=1130 > 3,5H=3.5 \times 260=910 \quad K=0.8 \times 0,94=0,752 \text{ (0.94 пройоми)}$$

$$L_{2 \text{ ст}}=900 < 3,5 \times 300=1050 \quad K=0,9$$

$$\beta_1 = 20 \cdot 0.752 = 15.04;$$

$$\beta_2 = 20 \cdot 0.9 = 18;$$

$$\frac{H_1}{h} = \frac{260}{30} = 8.7 < 15;$$

$$\frac{H_2}{h} = \frac{300}{30} = 10 < 18;$$

Стійкість стіни в квартирі.

$$L_{\text{ст}}=400 \text{ см.} \quad H_{\text{ст}}=2,60+300=560 \text{ см.}$$

$$\text{при } l < H \quad \beta = 1.2 \cdot 20 = 24; ;$$

$$\frac{560}{30} = 18.7 < 24;$$

**тобто стійкість стіни забезпечена.**

### 3.4. Перевірка міцності існуючої стінової панелі

#### Навантаження:

1. Постійні:

а) на існуючу частину будівлі  $380 \text{ кг/м}^2 \times 5$

б) надбудова  $344 \text{ кг/м}^2$  – перекриття

в)  $122 \text{ кг/м}^2$  – покриття.

2. Навантаження тривалі:  $30 \times 1,3 = 39 \text{ кг/м}^2$ .

3. Короткочасні: сніг II р-н –  $70 \times 1,4 = 98 \text{ кг/м}^2$ .

Пол. нагр.  $(120-30) \times 1,3 = 1,7 \text{ кг/м}^2$ .

Приймаємо М бетону по вказівкам Інструкції по проектуванню конструкцій панельних житлових будинків ВСА-32.77 п.6.3. М 100 по серії 1.464-А-1 внутрішні панелі прийняті з важкого бетону

$$l_0 = 260; \quad h = 12; \quad \frac{l_0}{h} = \frac{260}{12} = 21,7 > 15 ; \quad (3.17)$$

Конструктивне армування не вважається.

Бетон М100  $R_{пр} = 35 \text{ кг/см}^2$ ; при  $m\delta = 0,85$ ;  $E\delta = 170000 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{пр} = 3,7 \text{ кг/см}^2$

Навантаження: постійні

від сумарної частини будівлі а) від перекриття

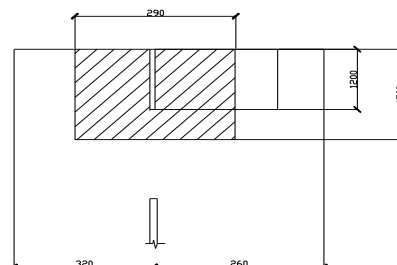


Рис. 3.12. Розрахункова схема.

$0,38 \times 2,9 \times 1,7 \times 5 = 9,4\text{т};$   
вага існуючої стіни  $0,12 \times 2,6 \times 102 \times 2,4 \times 1,1 \times 5 = 5\text{т};$

1. від надбудови:

$$N_i = 0.344 \times 0.5 \times 5.5 + 0.22 \times 3 \times 1.1 \times (1.6 + 1.3) = 0.95 + 2.1 = 3.1\text{т};$$

$$P_2 = 0.344 \times 5.5 \times (2.25 + 0.5) + 0.122 \times 5.5 \times 2.25 = 5.2 + 1.5 = 6.7\text{т};$$

$$N_2 = \frac{6.7 \times 1.6}{2.0} = 5.4\text{т};$$

Навантаження тривалі.

Від існуючої частини будівлі:  $0,039 \times 2,9 \times 1,7 \times 5 = 1,0\text{т};$

Від надбудови:  $0,039 \times 5,5 \times 2,75 = 0,6\text{т}. - N_{2\partial\text{т}};$

$$N_{1\partial\text{т}} = 0,039 \times 0,5 \times 5,5 = 0,13\text{т}.$$

Навантаження короткочасні.

Від існуючої частини будівлі:

$$(120-30) \times 1,3 \times 2,9 \times 1,7 \times 5 = 2,9\text{т} N_{1\text{кр}}; (120-30) \sim 0,09;$$

Вд надбудови:  $P_{\text{кр}}; N_{1\text{кр}} = 0,09 \times 1,3 \times 5,5 \times 0,5 = 0,32;$

$$0,09 \times 1,3 \times 5,5 \times 2,75 = 1,8\text{т} + 0,098 \times 5,5 \times 2,25 = 1,2 = 3\text{т};$$

$$N_{2\text{кр}} = \frac{3,0 \times 1,6}{2,0} = 2,4\text{т};$$

Визначемо сумарні навантаження:

а) існуючі від постійного навантаження;

б) існуючі від тимчасового навантаження;

$$\sum N_{\text{існ.пост.}} + N_{\text{існ.тр.}} + N_{\text{існ.кр.}} = 5 + 9,4 + 1,0 + 2,9 = 18,3\text{т} - N_{\text{повне}}; 1,0 - N_{\text{тр}}; \quad (3.18)$$

$$\sum N_1 = N_{1\text{пост.}} + N_{1\text{тр.}} + N_{1\text{кр.}} = 3,1 + 0,13 + 0,32 = 3,6\text{т}; \quad (3.19)$$

$$\sum N_2 = N_{2\text{пост.}} + N_{2\text{тр.}} + N_{2\text{кр.}} = 5,4 + 0,6 + 2,4 = 8,4\text{т}. \quad (3.20)$$

До постійних  $5,4 + 0,12 + 0,15 = 5,67\text{т}.$

$$\sum N_2 = 8,4 + 0,12 + 0,15 = 8,67\text{т} \sim 8,7\text{т}.$$



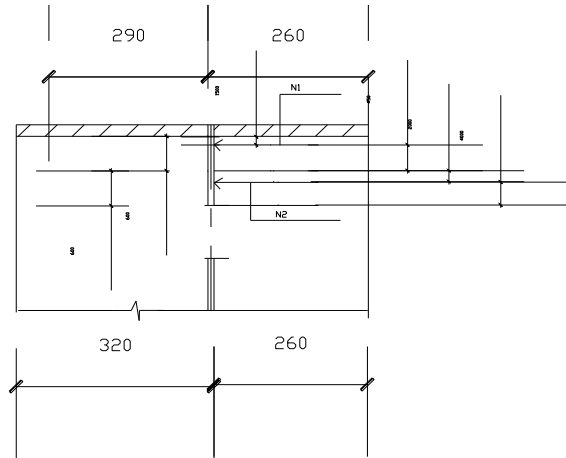


Рис. 3.13. Розрахункова схема (від надбудови).

$$M_{повне} = N_1 \times 0,45 - N_2 \times 0,2 = 3,6 \times 0,45 - 8,7 \times 0,2 = 1,62 - 1,74 = 0,12 \text{ тм};$$

$$M_{мп.} = N_{1мп.} \times 0,45 - N_{2мп.} \times 0,2 = 0,13 \times 0,45 - 0,6 \times 0,2 = 0,06 - 0,12 = 0,06 \text{ тм}. \quad (3.21)$$

$$\sum N = 18,3 + 3,6 + 8,7 = 30,6 \text{ т};$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{260}{12} = 21,7; \quad \sum N_{мп.} = 1,0 + 0,13 + 0,6 = 1,73 \text{ т};$$

$$M_{мп.} = 1,73 \times 0,01 = 0,02 \text{ тм.};$$

$$M_{повн.} = 30,6 \times 0,01 = 0,31 \text{ тм.};$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \times 21,7 - 0,001 \times 35 = 0,5 - 0,217 - 0,035 = 0,248 \sim 0,25;$$

$$\frac{l_0}{h} \quad l_0 = \text{відносно осі } y = l_0^{сл} = \frac{h}{30} = \frac{12}{30} = 0,4 \text{ см} (1 \text{ см} = 0,01 \text{ м});$$

$l_0$  приймаємо 1 см.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{1}{12} = 0,08 < 0,25; \quad \text{приймаємо } t = 0,25. \quad (3.22)$$

$$K_{тр.} \text{ для } y = 1 + \frac{0,02}{0,31} = 1 + 0,06 = 1,06;$$

$$K_{тр.} = \frac{M_{мп.}}{M} + 1 = \frac{0,06}{0,12} + 1 = 1,5;$$

$$N_{кр.} = \frac{0,533 \times 170000 \times 1440}{1,5 \times 21,7^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,25} + 0,1 \right) = 75,7m \cdot (107,2m) \cdot 30,6m ;$$

$$R_{кр.} F\delta \geq N ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр.}}} = \frac{1}{1 - \frac{30,6}{75,7(107,2m)}} = \frac{1}{0,6(0,72)} = 1,7(1,4) ;$$

$$F\delta = bh \left( 1 - \frac{2 \times l_0 \eta}{h} \right) = 120 \times 12 \left( 1 - \frac{l \times 1 \times 1,7}{12} \right) = 120 \times 12 \times 0,72 = 1037 \text{ см}^2 (1109 \text{ см}^2) ;$$

$$35 \times 1037 = 36295 \cdot 30,6m.$$

**Перевірка міцності зовнішньої стінової панелі торцю будинку.  
(I – поверх)**

Перевіряємо переріз 550x350.

Бетон М50

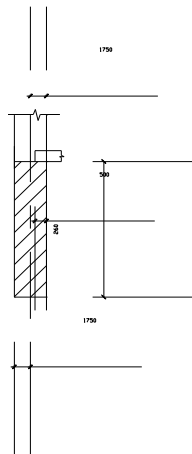


Рис. 3.14. Переріз стіни.

$$R_{міц.} = 18 \text{ кг/см}^2 ; \text{ при } m\delta_1 = 0,85$$

$$R_p = 2,1 \text{ кг/см}^2 ; E_\delta = 65000 \text{ кг/см}^2.$$

### **Розрахунок навантажень на простінок.**

Навантаження на простінок.

1. Постійні від існуючої частини будівлі.

- від перекриттів:  $0,38 \times 1,6 \times 1,3 \times 5 = 3,95m \sim 4m.$

- Від ваги панелей:

$$0,35 \times 2,6 \times 1,0 \times 5 \times 1,0 \times 1,1 + 0,35 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,1 = 5 + 0,3 = 5,3 \text{ т.};$$

$$M = 4 \text{ т} \times 0,16 = 0,64 \text{ тм.}$$

2. Тривалі від існуючої частини будівлі.

$$0,039 \times 1,6 \times 1,3 \times 5 = 0,4 \text{ т.};$$

$$M_{\text{тр.}} = 0,4 \times 0,16 = 0,064 \text{ тм.}$$

3. Короткочасні.

$$(0,12 - 0,3) \times 1,3 \times 1,6 \times 1,3 \times 5 = 1,2 \text{ т.}$$

$$M_{\text{кр.}} = 1,2 \times 0,16 = 0,2 \text{ тм.}$$

$$\sum N_{\text{існ.}} = \left( \overset{\text{пост.}}{4} + \overset{\text{дл.вр.}}{5,3} \right) + \overset{\text{кр.}}{0,4} + 1,2 = 10,9 \text{ т.};$$

$$\sum M_{\text{існ.}} = \overset{\text{пост.}}{0,64} + \overset{\text{дл.вр.}}{0,064} + \overset{\text{кр.}}{0,2} = 0,9 \text{ тм.}$$

(3.23)

Розрахунок зовньоішнього простінка до надбудови.

Розрахунок міцності стін та простінків ведеться на поза центрове стиснення, яке виникає під дією поздовжньої сили  $N$  та згинального моменту  $M$ . Підрахунок навантажень на  $1 \text{ м}^2$  покриття та перекриття наступний :

**Навантаження від надбудови:**

4. Постійні від надбудови.

$$0,344 \times 1,3 \times 2,9 + 0,122 \times 1,3 \times 2,9 = 1,3 + 0,46 = 1,76 \text{ т} + 0,22 \times 7,4 \times 1,3 = 2,1 \text{ т} = 3,9 \text{ т.};$$

$$M = 3,9 \times 0,025 = 0,1 \text{ тм.};$$

5. Тривалі від надбудови.  $0,039 \times 1,3 \times 2,9 = 0,15$ ;  $M_{\text{тр.}} = 0,15 \times 0,025 = 0,004 \text{ тм.}$

6. Короткочасні.  $(0,098 + 0,09 \times 1,3) \times 1,3 \times 2,9 = 0,81 \text{ т.}$

$$M_{\text{кр.}} = 0,81 \times 0,025 = 0,02 \text{ т.};$$

$$\sum N_{\text{надб.}} = 3,9 + 0,15 + 0,81 = 4,9 \text{ т.};$$

$$\sum M_{\text{надб.}} = 0,1 + 0,004 + 0,02 = 0,124 \text{ тм.}$$

Повне навантаження.

$$\sum N = 10,9 + 4,9 = 15,8 \text{ т.}; \quad \sum M = 0,9 + 0,124 = 1,024 \text{ тм.};$$

Тривале навантаження.

$$\sum N_{mp.} = 0,4 + 0,15 = 0,55m; \quad \sum M_{mp.} = 0,064 + 0,004 = 0,068m.m.;$$

$$e_{0cl} = \frac{h}{30} = \frac{35}{30} = 1,2cm \rangle 1cm; \quad \text{приймаємо } e_{0cl} = 1,2cm.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,024}{15,8} = 0,065m = 6,5cm + 1,2 = 7,7cm.$$

Зважаючи на вплив прогинів:  $\frac{l_0}{h} = \frac{260}{35} = 7,4 \rangle 4;$

$$K_{дл.} = 1 + \frac{M_{dl}}{M} = 1 + \frac{0,068}{1,024} = 1 + 0,07 = 1,07; \quad (3.24)$$

$$t_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{260}{35} - 0,001 \times 18 = 0,5 - 0,074 - 0,018 = 0,41;$$

$$t = \frac{l_0}{h} = \frac{7,7}{35} = 0,22;$$

Приймаємо  $t = 0,41;$

$$N_{кр} = \frac{0,533 \times 65000 \times 55 \times 35}{1,07 \times 7,4^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + t} \right) = 364,2;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр.}}} = \frac{1}{1 - \frac{15,8}{364,2}} = 1,04; \quad (3.25)$$

$$F\delta = b \times h \times \left( 1 - \frac{2l_0\eta}{h} \right) = 55 \times 35 \left( 1 - \frac{2 \times 7,7 \times 1,59}{35} \right) = 1058cm;$$

$$N \leq 18 \times 1058 = 19044 \rangle 15800.$$

За результатами розрахунку робимо висновок, що стіна витримає навантаження від надбудови.

## РОЗДІЛ 4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

### 4.1. Аналіз роботи та розрахунок фундаменту.

Перевірка основ існуючого будинку на дію додаткових навантажень від надбудови.

Визначення розрахункового опору ґрунтів основи існуючого будинку.

За даними інженерно-геологічних вишукувань розрахунок фундаменту будемо виконувати одночасно з розрахунком основи.

Вихідні данні для проектування:

Місце розташування будівлі м. Тернопіль.

Рельєф майданчика рівний.

Безпосередньо під будинком залягають суглинки жовто-бурі напівтверді з фізико-механічними характеристиками:

$$\gamma = 1.76 \text{ т/м}^3; \quad \varphi = 20^\circ; \quad c = 0,20 \text{ кг/см}^2 = 2 \text{ т/м}^2 \quad e = 0,75;$$

$$R = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_n} \left( M_\gamma \sigma \gamma_{ii} + M_q h \gamma_{ii}^i + M_c c_{11} - \gamma_{11}^1 h_0 \right); \quad (4.1)$$

$$m_1 = 1.2 \quad k_n = 1 \quad \text{при} \quad \frac{z}{H} = \frac{53}{14.5} = 3.6;$$

(коефіцієнт надійності (по даним дослідження))

$$m_2 = 1.0$$

$$\gamma_{11} = 1.76 \text{ т/м}^3$$

$$\gamma_{11}^1 = \sim 1.7 \text{ т/м}^3 \text{ (питома вага)}$$

$$c_{11} = 0,2 \text{ кг/см}^2 = 2,0 \text{ т/м}^2 \text{ (коефіцієнт пористості ґрунту)}$$

$$M_\gamma = 0,51 \}$$

$$M_q = 3,06 \} \text{ при } \varphi = 20^\circ;$$

$$M_c = 5,66 \}$$

$$h = 2.6 \text{ м}; \quad h_n = 1.6 \text{ м}; \quad v = 0,6 \text{ м};$$

$$h_0 = h - h_n = 2.6 - 1.6 = 1.0; \quad (4.2)$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} (0.51 \cdot 0.6 \cdot 1.76 + 30.6 \cdot 2.6 \cdot 1.7 + 5.66 \cdot 2.0 - 1.7 \cdot 1.0) = 1.2 \cdot 23 = 27.6 \text{ т/м}^2$$

для крайового тиску

$$R_{\max} = 1.2 \cdot 27.6 = 33.1 \text{ т/м}^2$$

### Збір навантаження на фундамент.

Будівля 7-ми поверхова, тому на фундамент будуть діяти наступні навантаження:

1. снігове
2. постійне від ваги покрівлі.
3. постійне і корисне від ваги перекриття 7-ми поверхів.
4. вага колон.
5. власна вага фундаменту.

Таблиця 4.1

### Збір навантажень на покриття існуючого будинку

№ п/п	Назва навантаження	$q^H$ кг/м <sup>2</sup>	n	$q^P$ кг/м <sup>2</sup>
1	Постійні навантаження			
	а. 3 шару руберойду	15	1,3	19,5
	б. Цементна стяжка	35	1,3	46
	в. Утеплювач $\gamma=500$ кг/м <sup>3</sup> $\delta_{\text{ср}}=150$	75	1,3	98
	г. пароізоляція	5	1,3	6,5
	д. власна вага плити $\gamma=2500$ кг/м <sup>3</sup>	250	1,1	275
2	Тимчасові навантаження			
	Сніг II р-он.	70	1,4	98
ВСЬОГО:		450		543

Таблиця 4.2

## Збір навантажень на перекриття існуючого будинку

N піп	Назва навантаження	$q^H$ кг/м <sup>2</sup>	n	$q^P$ кг/м
1.	Постійні навантаження			
	а. Паркет (лінолеум)	5	1,3	6,5
	б. Полу тверда дерево-вол. Плита	5	1,3	6,5
	в. Цементна стяжка $\delta=20$	35	1,3	46
	г. 1 шар толи	5	1,3	6,5
	д. М'ягка деревовол плита $\delta=25$ мм	15	1,3	19,5
	е. с. в. плити перекриття $\delta=100$	250	1,1	275
2	Корисне навантаження постійна	30	1,3	39
	Тимчасові $150-30=120$ $\cdot \psi_{A_1} \cdot \psi_{n_1}$	58	1,3	76
ВСЬОГО:		403		475

$$\psi_{A_1} = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{\frac{17}{17-9}}} = 0.81$$

$$\psi_{n_1} = 0.4 + \frac{\psi_{A_1} - 0.4}{\sqrt{4}} = 0.6$$

Таблиця 4.3

Збір навантаження на покриття мансарди (надбудова).

№ п/п	Назва навантаження	$q^H$ кг/м <sup>3</sup>	n	$q^P$ кг/м <sup>2</sup>
1	Постійні навантаження(даху)			
	а. Профіль НС44-1000-0,7	8,3	1,05	9
	б. Вага обрешітки	15	1,1	16,5
	в.Сніг П р-он	70	1,4	98
	Всього	93		124
1	Постійні навантаження (покриття)			
	а. Мінер. вата плити $\delta=60$ $\gamma=60$	3,6	1,3	5
	б.Гіпсокартон $\gamma=900$ $\delta=15 \times 2$	27	1,3	35
	в. метал 4L63x5 +10кг (інші елементи)	30	1,05	31,5
	г.Настил. дощ. $\delta=30$ $\gamma=600$	18	1,1	20
	ВСЬОГО:	79		92



Таблиця 4.4

## Збір навантаження на перекриття надбудови.

№п/п	Назва навантажень	$q^H$ кг/м <sup>2</sup>	n	$q^P$ кг/м <sup>2</sup>
1	Постійні навантаження			
	а.)Гіпсокартон $\delta=15 \times 2$ $\gamma=900$	27	1,3	35
	б.)Перлітова засипка			
	в.)с.в. ж/б плити $\gamma=2500$ кг/м <sup>3</sup> $\delta=50$	125	1,1	138
	г.)с.в. металевих балок 4[16+10	60	1,05	63
	д.)підвісна стеля $\delta=15 \times 2$ $\gamma=900$	27	1,3	35
	е.)с.в. перегородок	50	1,3	65
2	Корисне навантаження постійна	30	1,3	39
	Тимчасова 120х $\Psi_{A1}(0,81)$	97	1,3	126
ВСЬОГО:		416		501

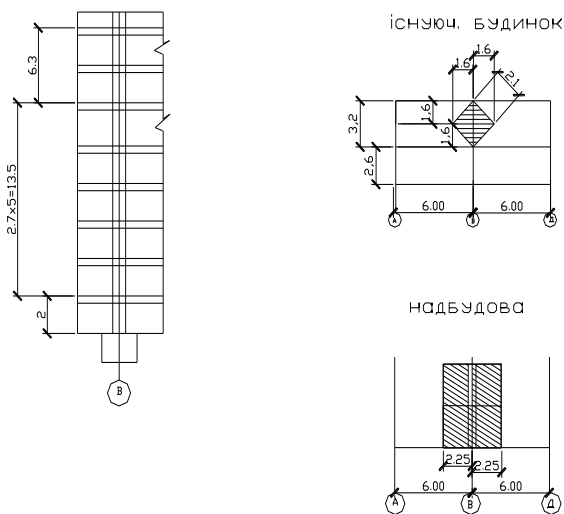


Рис. 4.1. Перевірка фундаменту вздовж вісі

$$q_{\text{покp}} = 4,5 \cdot (0,124 + 0,092) = 0,972 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{пер.манс.}} = 4,5 \cdot 0,501 = 2,25 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{перл-бповерх}} = \frac{2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,475}{3,2} \cdot 6 = 3,93 \text{ Т/м.п.};$$

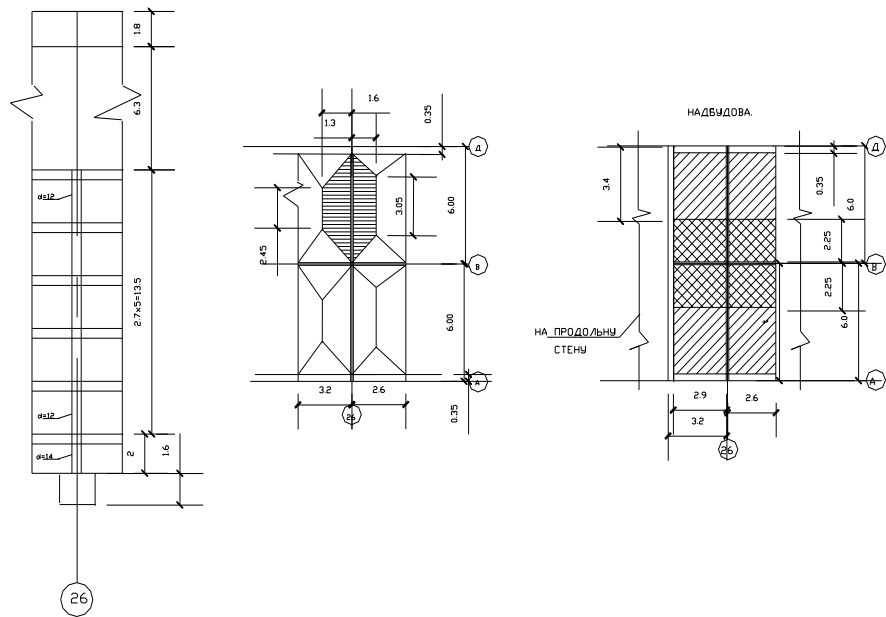
$$q_{\text{власнав.стени}} = 0,14 \cdot 2,0 \cdot 2,4 \cdot 1,1 + 0,12(2,6 \cdot 5) \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 0,74 + 4,1 = 4,84 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{власнав.ф-та}} = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 2,2 \cdot 1,1 = 2,3 \text{ Т/м.п.};$$

$$\sum q = 0,97 + 2,25 + 3,93 + 4,84 + 2,3 = 14,3 \text{ Т/м.п.};$$

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{14,3}{0,6} = 23,8 \text{ Т/м}^2 < \underline{27,6 \text{ Т/м}^2}; \quad (4.3)$$

Рис. 4.2. Перевірка фундаментів по осях 26,28,33,35



$$q_{\text{покр}} = \frac{3,4 \cdot (2,9 + 2,6) \cdot (0,124 + 0,092)}{5,65} = 0,71 \text{ Т/П.М.};$$

$$q_{\text{пер.манс.}} = \frac{3,4 \cdot 5,5 \cdot 0,501}{5,65} = 1,66 \text{ Т/П.М.};$$

$$q_{\text{пер1-бповерх}} = \frac{\left( \frac{2,45 + 5,65}{2} \cdot 1,6 + \frac{3,05 + 5,65}{2} \cdot 1,3 \right) \cdot 0,475}{5,65} = 2,15 \cdot 0,475 = 1,02 \text{ Т/П.М.};$$

$$q_{\text{власнав.стени}} = 4,84 \text{ Т/П.М.};$$

$$q_{\text{власнав.ф-та}} = 2,3 \text{ Т/П.М.};$$

$$\sum q = 0,71 + 1,66 + 1,02 \cdot 6 + 4,84 + 2,3 = 15,6 \text{ Т/П.М.};$$

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{15,6}{0,6} = 26 < \underline{27,6 \text{ Т/М}^2}; \quad (4.4)$$

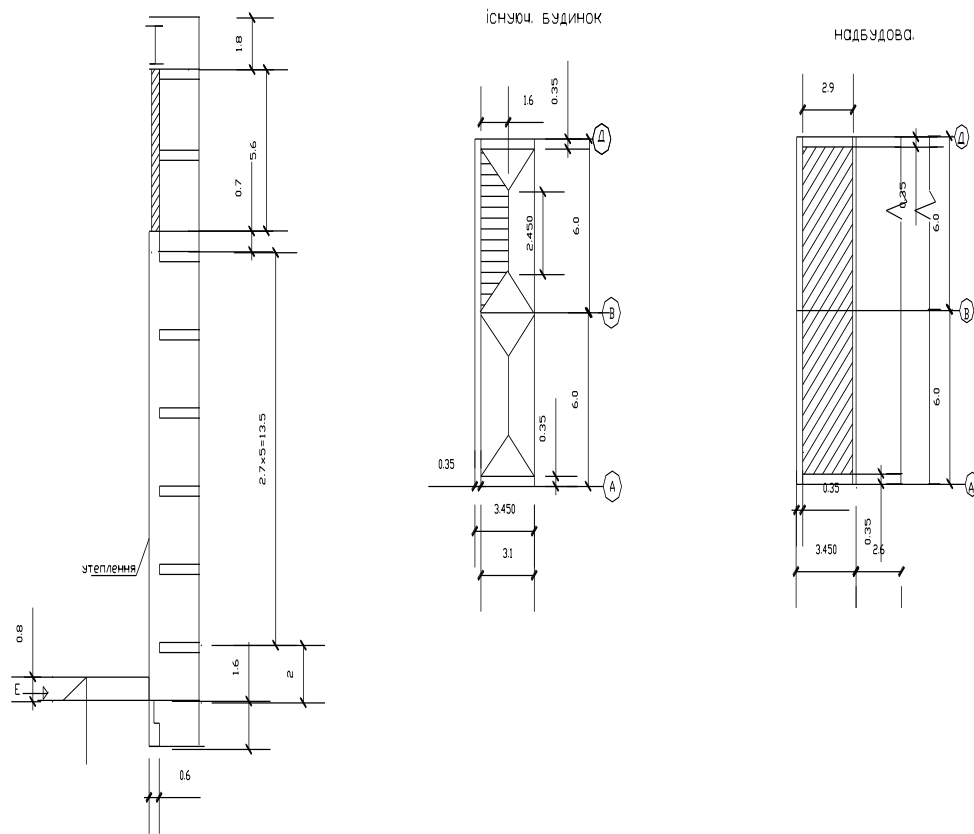


Рис. 4.3. Перевірка фундаменту торцової стіни

$$E = 0,5\gamma H^2 \mu = 0,5 \cdot 1,7 \cdot 0,8^2 \cdot 0,49 = 0,27 \text{ Т/м.п;} \quad (4.5)$$

$$q_{\text{покр.}} = 2,9 \cdot (0,124 + 0,092) = 0,63 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{пер.манс.}} = 2,9 \cdot 0,501 = 1,45 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{пер.1-бловєрх}} = \frac{2,45 + 5,65}{2} \cdot 1,6 \cdot 0,475 = 1,15 \cdot 0,475 = 0,54 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{в.в.стєни}} = 0,35 \cdot (15,5 + 0,7) \cdot 1,0 \cdot 1,1 = 6,3 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{в.в.стєни.надбудови}} = 0,3 \cdot 5,6 \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 1,1 \text{ Т/м.п.};$$

$$q_{\text{в.в.утєплєння}} = 0,06 \cdot 0,06 \cdot (13,5 + 1,2 + 0,7) \cdot 1,1 + 0,08 \cdot (13,5 + 1,2 + 0,7 + 5,6) = 0,06 + 0,168 = 0,23 \text{ Т/м.п.};$$

$$\sum q = 0.63 + 1.45 + 0.54 \cdot 6 + 6.3 + 1.1 + 0.23 = 12.95 \sim 13 \text{ Т/м.п.}$$

$$\mu_{\text{перл-бповерх}} = 0.54 \cdot 0.155 \cdot 6 = 0.5 \text{ ТМ.}$$

$$\mu_{\text{надбудова}} = (0.63 + 1.45 + 1.1) \cdot 0.025 = 0.08 \text{ ТМ;}$$

$$\mu_E = 0.27 \cdot 1.6 = 0.43 \text{ ТМ; } \mu_{\text{утеплювач}} = 0.23 \cdot 0.175 = 0.04 \text{ ТМ;}$$

Зусилля по підшві фундаменту.

$$\sum q = 13 + \text{с.в.}\phi - \text{та} = 13 + 2.3 = 15.3 \text{ Т/м.п.}$$

$$\sum \mu = 0.5 + 0.08 + 0.43 - 0.04 - 13 \cdot 0.085 = 0.13 \text{ ТМ;}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{F} \pm \frac{6\mu}{0.6^2} = \frac{15.3}{0.6} \pm \frac{6 \cdot 0.13}{0.36} = 25.5 \pm 2.2 = 27.7 < 33.1 \text{ Т/м}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 25.5 - 2.2 = 23.3 \text{ Т/м}^2 > 0;$$

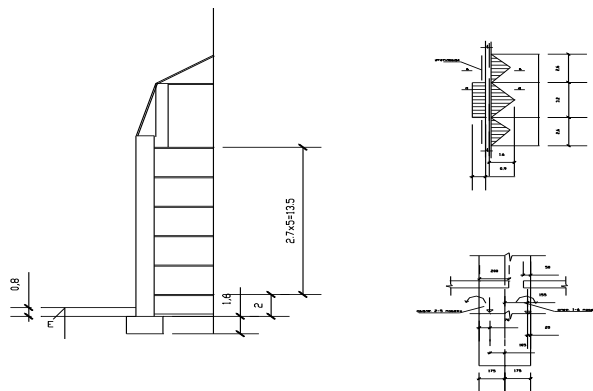


Рис. 4.4. Перевірка фундаменту по зовнішнім та поздовжнім осям 3/В

$$q_{\text{балкона}} = 0.1 \cdot 0.9 \cdot 2.5 \cdot 1.1 + 0.07 \cdot 1.3 \cdot 0.9 + (0.2 - 0.07) \cdot 0.81 \cdot 0.6 \cdot 1.3 \cdot 0.9 = 0.25 + 0.082 + 0.074 = 0.41 \text{ Т/м.п.}$$

$$\mu_{\text{балк.}} = 0.41 \cdot 0.105 = 0.04 \text{ Т/м.п.}$$

$$q_{\text{перл}} = \frac{1.6 \cdot 1.6 \cdot 0.475}{3.2} = 0.38 \text{ Т/м.п.}$$

$$\mu_{\text{перл}} = 0.38 \cdot 0.155 = 0.06 \text{ ТМ;}$$

$$q_{\text{пер}^2} = \frac{1,3 \cdot 1,3 \cdot 0,475}{2,6} = 0,31 \text{ Т/м.п.}$$

$$\mu_{\text{пер}^2} = 0,31 \cdot 0,155 = +0,05 \text{ тм};$$

$$E = 0,27 \text{ Т/м.п.} \quad \mu_e = +0,43 \text{ тм/м.п. (см. вище)}$$

$$q_{\text{с.в. утепл.}} = -0,23 \text{ Т/м.п. (см. вище)}$$

$$\mu_{\text{ут.}} = 0,23 \cdot 0,175 = -0,04 \text{ тм};$$

$$q_{\text{с.в. стени}} = 6,3 \text{ Т/м.п. (см. вище)}$$

$$q_{\text{с.в. ф-та}} = 2,3 \text{ Т/м.п. (см. вище)}$$

$$\sum q = \frac{0,41 \cdot 3,2 \cdot 4 + 0,38 \cdot 6 \cdot 3,2 + 0,31 \cdot 6 \cdot 2,6 \cdot 2 + 0,23 \cdot 2,6 \cdot 2 + 6,3 \cdot (2,6 \cdot 2 + 3,2) + 2,3 \cdot 8,4}{8,4} = 11,4$$

$$\sum M_{a-a} = -0,04 \cdot 4 + 0,06 \cdot 6 + 0,43 = 0,63 \text{ тм};$$

$$\sum M_{B-B} = +0,05 \cdot 6 + 0,43 - 0,04 = 0,69 \text{ тм};$$

$$\sigma_{\text{max}}^{a-a} = \frac{11,4}{0,6} \pm \frac{6 \cdot 0,63}{0,6^2} = 19 \pm 10,5;$$

$$\sigma_{\text{max}}^{a-a} = 19 + 10,5 = 29,5 < \underline{33,1};$$

$$\sigma_{\text{min}}^{a-a} = 19 - 10,5 = 8,5 > \underline{0};$$

$$\sigma_{\text{min}}^{b-b} = \frac{11,4}{0,6} \pm \frac{6 \cdot 0,69}{0,6^2} = 19 \pm 11,5;$$

$$\sigma_{\text{max}}^{b-b} = 19 + 11,5 = 30,5 < \underline{33,1};$$

$$\sigma_{\text{min}}^{b-b} = 19 - 11,5 = 7,5 > \underline{0};$$

**Висновок:** основа існуючого будинку не витримує додаткове навантаження від надбудови. Фундаменти підсилювання потребують.

### **3.2. Розробка заходів по укріпленню існуючих фундаментів.**

В даний час актуальним завданням є пошук нових типів фундаментів, що дозволяють знизити витрати на будівництво та реконструкцію будівель.

Окремим складним завданням є посилення фундаментів існуючих будівель.

– Реконструкція і надбудова існуючих будівель, внаслідок чого збільшується навантаження на фундамент.

– Ненормативні осідання фундаментів, що розвиваються внаслідок помилок, допущених під час досліджень, проектування, будівництва та експлуатації будівель та споруд.

– Ненормативні осідання, спричинені зміною геологічних та гідрогеологічних умов.

Існують різні причини, з яких фундаменти та основи вимагають зміцнення:

– при ослабленні основи в процесі експлуатації будівлі (споруди), внаслідок чого з'являються неприпустимі опади або прогини в елементах будівлі;

– при реконструкції будівлі (споруди) із суттєвим збільшенням маси будівлі або корисних навантажень на будівлю;

– при розробці котлованів або траншей у безпосередній близькості від існуючої будівлі (споруди);

– при зведенні поруч із існуючим будинком нової будівлі, що створює додаткове навантаження на основу існуючої.

– при зниженні міцності матеріалу фундаменту під час експлуатації будівлі (споруди);

– при появі тріщин у будівлі (споруді) внаслідок нерівномірних деформацій основи;

– при вирівнюванні споруд у зв'язку з їх креном.

Один з найпоширеніших методів, що найчастіше застосовується спільно з іншими методами – цементизація. Часто із ґрунтів під впливом тривалої фільтрації поступово виносяться дрібні частинки, створюючи розуцільнену основу. Також утворюються тріщини та інші ушкодження матеріалів фундаментів.

Матеріалами для цементзації служать цемент, вода та добавки у вигляді піску, супіску, кам'яного борошна, глини, штучних хімічних речовин. Супісь і суглинок знижують міцність одержуваного після твердіння каменю, але підвищують водоутримуючу здатність розчину, - такі розчини мало схильні до розшарування. Особливо сприяє стабілізації розчину бентонітові глини, які надають розчину якості, сприятливі для закачування розчину в пори та тріщини ґрунту. Застосування хімічних речовин пов'язане із прискоренням або уповільненням схоплювання цементного розчину. Сам процес цементзації в спрощеному вигляді є буріння свердловин через фундамент під його підшву, після цього за допомогою розчинонасосів в свердловину під тиском через тампон закачується розчин. Іноді за допомогою цементзації зміцнюється основа під будівлю, що будується, в цьому випадку потрібно багаторазово бурити в кожному місці свердловину, поглиблюючи її через раніше зацементовану частину свердловини. При реконструкції виробництва або будівлі, коли суттєво зростають навантаження на фундамент, а також коли в результаті нерівномірних осадів з'являються тріщини в будівлі та фундаменті, рекомендується посилювати фундамент виконанням обойм з бетону або залізобетону. У старому фундаменті, а іноді і цокольній частині стін влаштовують штраби, бурять шпури, в які встановлюють закладні деталі (балки, арматуру), що забезпечують спільну роботу старих фундаментів та обойм.

Крім того, в обоймах встановлюють арматуру, розраховану на забезпечення міцності стін у поздовжньому напрямку. Цим способом досягається також розвиток опорної площі фундаментів, тобто знижується тиск на основу, а отже, зменшуються опади будівлі. Для забезпечення



спільної роботи обойми та фундаменту із рваного бутового каменю на слабкому цементному розчині обойму виконують у траншеях. Отвори, просвердлені перфоратором або пробиті в старому фундаменті, вставляють стяжки.

Зчеплення бетону з бутовою кладкою обумовлюється нерівною бічною поверхнею кладки, очищеною від ґрунту, промитою та продутою стисненим повітрям. Найефективнішим методом зміцнення основ та посилення фундаментів є влаштування буроін'єкційних паль, званих також коренеподібними.

Для посилення фундаменту, що втратив міцність, може бути застосований метод розвантаження (наприклад, при пошкодженні сульфатами бетону). Фундаментну стінку перекривають у необхідних місцях гарячекатаними профільними балками, спираючи їхні кінці на додатково укладені фундаменти.

Цей метод можна застосувати і для розвантаження стовпів і стовпчастих фундаментів, які значною мірою втратили свою міцність. Найчастіше застосовується рішення, коли зі стовпа знімають поверхневий шар і на цю шорстку поверхню накладають шар добре армованого залізобетону, обкладаючи стовп, що приймає на себе навантаження, з усіх боків. До цієї оболонки надалі можна прилаштувати перемички із сталевих балок, які перерозподіляють навантаження зі стовпа на нові фундаменти.

## **РОЗДІЛ 5. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ**

### **5.1. Цілі та задачі технічної експлуатації**

Технічна експлуатація будівель - це комплекс взаємозв'язаних організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення збереження будівель, їх елементів, інженерних систем і обладнання. Вказана система повинна забезпечити нормальне функціонування будівель упродовж всього періоду їх використання за призначенням і є безперервним динамічним процесом. При цьому повинні бути забезпечені оптимальні витрати на технічну експлуатацію будівель.

В результаті зміни навколишнього середовища під впливом людини, науково-технічного прогресу, підвищення життєвого рівня населення технологія виробничих процесів та використання жилих, масового використання та адміністративних будинків постійно змінюється. З цього випливає, що в період використання будинків та споруд з'являються нові вимоги щодо проектування та будівництва споруд, конструктивних елементів та інженерних систем, тобто існує зворотній зв'язок між використанням та створенням будинків та споруд.

Таким чином, задачі експлуатації будинків та споруд можна визначити як комплекс заходів, що забезпечують комфортне та безвідмовне використання його приміщень, елементів та систем для визначених цілей на строк не менше нормативного строку служби.

В свою чергу весь цей комплекс поділяється на два великих розділи, що охоплюють обслуговування будинків та споруд та їх технічну експлуатацію.

Коли кажуть про строк служби будинку чи споруди, то мають на увазі термін його безвідмовної дії. Як правило, термін безвідмовної роботи елементів будинку чи споруди, їх систем або приладів не однаковий. При визначенні нормативних строків служби будівлі приймають безвідмовний строк служби основних несучих елементів: фундаментів та стін. При цьому може мати місце той факт, що строки служби окремих елементів будівлі в

2-3 рази менший нормативного строку служби самої будівлі. Безвідмовне та комфортне використання будівлі вимагає на протязі всього строку його експлуатації виробництва повної заміни відповідних елементів або систем будівлі.

Таким чином, зміст технічної експлуатації складає комплекс технічних заходів, що забезпечують безвідмовну роботу всіх елементів та систем будівлі на протязі не менше ніж нормативний строк їх служби.

Комплекс вказаних заходів охоплює:

- поточний планово-попереджувальний ремонт та наладку устаткування;
- непередбачуваний поточний ремонт;
- капітальний планово-попереджувальний ремонт;
- непередбачуваний капітальний ремонт.

Для організації, планування та фінансування ремонтів важливо знати їх принципіальні відмінності, які полягають не тільки в об'ємах та характері робіт, але і в різних цілях.

Поточний ремонт попереджує передчасний знос конструкції. Із цього випливає, що він не змінює фізичного стану конструкції. Проведення заходів з приводу поточного ремонту як би має за мету консервацію конструкції в її проектному положенні. На перший погляд може здатися, що ці заходи не мають істотного значення для забезпечення нормативного строку служби конструкції. Але несвоєчасне проведення робіт з поточного ремонту може викликати значні додаткові витрати на капітальний ремонт.

На практиці немає чіткої відмінності між роботами, що робляться при виконанні поточного або капітального ремонту, але принципова відмінність полягає в меті, що переслідується тим або іншим ремонтом.

Часто до поточного ремонту відносяться незначні об'єми із заміни окремих конструкцій. Також до поточного ремонту відносяться також роботи з наладки інженерних систем та устаткування. Своєчасне проведення таких робіт забезпечує раціональне використання енергії та води, а також попереджає передчасний вихід з ладу всієї системи.

Поточний ремонт повинний проводитися в планово-попереджувальному порядку, в строки, що попереджують порушення нормальної роботи елементів конструкцій.

Важливе значення для забезпечення нормативних строків служби має проведення планово-попереджувальних капітальних ремонтів. Задачею цих ремонтів являється ліквідація фізичного та морального зносів конструкцій та інженерних систем будівлі. Забезпечення надійності будівлі в основному здійснюється за рахунок періодично здійснюваних планово-попереджувальних ремонтів.

Капітальний ремонт в свою чергу має за мету ліквідацію фізичного зносу конструкцій або інженерних систем. Для ліквідації морального зносу потрібні значні затрати та здійснення великих об'ємів робіт. Часто такі роботи пов'язані зі зміною призначення приміщень, перерозподілу навантажень, влаштуванням нових, раніше відсутніх інженерних систем або заміною матеріалу конструкцій. Такі роботи повинні виконуватися при реконструкції будівель та фінансування за рахунок коштів, що виділяються на нове будівництво.

Періодичність поточного та капітального ремонтів конструкцій та устаткування, потреба в налагодці інженерних систем та устаткування і кінцевому рахунку обумовлена строком їх служби.

Експлуатаційні вимоги до будинків та споруд, їх конструкціям та устаткуванню.

Кожний будинок чи споруда повинні задовольняти експлуатаційним, технічним, економічним та архітектурно-художнім вимогам.

Функціонально будівля повинна як найбільш відповідати своєму призначенню, забезпечувати задані технологічні, санітарно-гігієнічні, економічні та інші умови її експлуатації на протязі нормативного строку служби. Такі вимоги забезпечуються на стадії проектування вибором відповідної кількості необхідних розмірів приміщень, устаткування, шляхів евакуації та транспорту, енергозабезпечення та інших систем та устаткування. Для забезпечення заданих експлуатаційних якостей необхідне правильне

врахування природно-кліматичних умов, правильна орієнтація будівлі, відповідний розрахунок інженерних та санітарно-технічних пристроїв, устаткування засобами зв'язку, достатня освітленість, відповідний температурно-вологий режим і таке інше.

В технічному відношенні будівля та її елементи повинні відповідати вимогам міцності, стійкості, довговічності та вогнестійкості. Міцність та стійкість будівлі залежать від міцності та стійкості його конструкцій, надійності взаємного їх зв'язку, що забезпечує просторову жорсткість будівлі, а також залежить від надійності основи.

Довговічність будівлі забезпечується застосуванням для несучих та огорожувальних конструкцій морозо-, волого-, біо- та корозійностійких матеріалів або відповідним захистом недостатньо стійких матеріалів.

Протипожежні вимоги, що висуваються до будівель, встановлюють необхідний ступінь вогнестійкості самої будівлі, яка визначається групою запалювальності та межею вогнестійкості його основних несучих конструкцій та будівельних матеріалів в залежності від функціонального призначення.

Економічність будівлі виміряється капітальними затратами, що були витрачені на будівництво, та сумою експлуатаційних затрат за нормативний строк служби будівлі.

## **5.2. Дефекти та пошкодження житлових будинків**

У процесі експлуатації кожний будинок чи споруда є під впливом двох груп факторів: зовнішніх або природних і внутрішніх, зв'язаних з функціональним процесом, що відбувається усередині будівлі.

Найхарактерніші слабкі місця, з яких починається руйнування конструкцій будівлі (рис. 5.1): 1 - на даху: місця сполучення покрівлі із трубами й іншими надбудовами, з лійками внутрішніх водостоків; карнизи, розжолобки, утеплювач, захисне фарбування покрівлі; 2 - на стіні: стики панелей, закладні деталі й зв'язки, утеплювач тришарових панелей, простінки й перемички, місця проходження водостоків, захисне покриття; 3 - на цоколі: місця сполучення стін

з вимощенням, лицьовальний захисний шар, горизонтальна гідроізоляція; 4 - в перекритті: середина прольоту, опорна частина, зони зволоження й зосередження навантажень, шви між панелями, місце проходження труби; 5 - в колонах: місця спирання балок і настилів, вертикальні грані (ребра); 6 - у воротах, вікнах, дверях: портали й коробки, петлі й запори, нижні обв'язки, захисне покриття; 7 - у фундаментах: місця сполучення з вимощенням, зона зволоження й зона промерзання ґрунту; 8 - в підвалинах: зони застою або припливу води, зволоження й вимивання підстави, зона промерзання й обдимання основи, зона перевантаження.

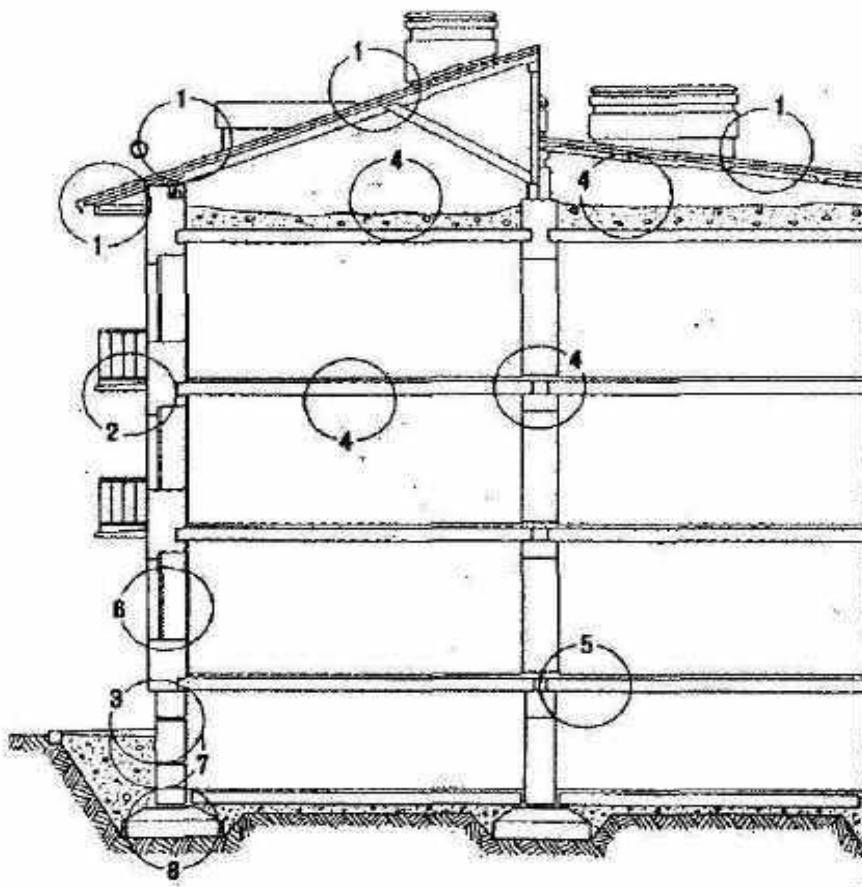


Рис. 5.1. Найхарактерніші слабкі місця, з яких починається руйнування конструкцій будівлі

Знос будівлі – це процес погіршення експлуатаційних показників будівлі в часі (з урахуванням зміни вимог) під впливом різноманітних факторів (внутрішніх і зовнішніх, природних і штучних). Цей процес є неминучим. Завданням технічної експлуатації будівель є недопущення прискореного,

передчасного зносу, «гальмування» природного зносу, а також зменшення зносу, завдяки цьому збільшують строк служби будівлі і її елементів. Основними причинами фізичного зносу є вплив природних та штучних технологічних і функціональних факторів. Всі вони різні за способом впливу, складні за своєю природою, окремі з них непередбачувані.

Виділяють два види зносу будівель: фізичний і моральний.

Фізичний знос - це величина, що характеризує ступінь погіршення первинних експлуатаційних показників, обумовлених зниженням фізико-технічних характеристик; це втрата з часом конструктивними елементами, інженерно-технічним устаткуванням і будівлею загалом початкових фізико-технічних і експлуатаційних властивостей.

Моральний знос - це величина, що характеризує ступінь невідповідності експлуатаційних показників існуючої будівлі (за винятком технічних характеристик) сучасним соціальним і експлуатаційним вимогам.

Експлуатаційні показники будівлі - це сукупність технічних, технологічних, об'ємно-планувальних, санітарно-гігієнічних, екологічних, економічних і естетичних характеристик будівель, які впливають на їх експлуатаційні якості.

Сучасні експлуатаційні й соціальні вимоги – це вимоги до комфорту, благоустрою, планування. Моральний знос у більшості випадків виникає раніше, ніж фізичний знос і незалежно від нього.

Ознаки морального зносу: невідповідність планування квартир сучасним вимогам і нормам, невідповідність інженерного обладнання будівель сучасним вимогам і нормам, недостатній благоустрій прилеглої території (озеленення, автостоянки, сміттєві контейнери) та інше. За ступенем фізичного й морального зносу визначають економічний строк служби будівлі. Це приблизний строк, по закінченні якого виникає потреба: 1) капітального ремонту, 2) реконструкції, 3) припинення експлуатації будівлі.

## **РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ**

### **6.1. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівельному майданчику.**

При реконструкції житлового будинку передбачено три основні системи по забезпеченню пожежної безпеки: запобігання пожежі; пожежного захисту; гасіння пожежі згідно ДБН В.1.1.-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів в будівництві».

#### **6.1.1. Система запобігання пожежі**

Для запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання даним проєктом передбачені:

- порядок виконання, застосування і режиму експлуатації машин, механізмів і іншого устаткування, матеріалів і виробів, здатних стати джерелами запалювання пального середовища;
- застосування технологічного процесу й устаткування, що задовольняють вимогам електростатичної іскробезпечності;
- пристрій блискавковідводу для будинків, споруджень і устаткування;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання поверхонь устаткування, виробів і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із палим середовищем;
- регламентація максимально припустимої енергії іскрового розряду в пальному середовищі;
- регламентація максимально припустимої температури нагрівання палих речовин, матеріалів і конструкцій;
- ліквідація умов для теплового, хімічного або мікро - біологічного самозаймання речовин, матеріалів, виробів і конструкцій.
- у місцях скупчення людей передбачені спеціальні місця для паління.

#### **6.1.2. Система пожежного захисту**

Для забезпечення пожежної безпеки проєктом передбачені наступні заходи:



– забезпечити будівельний майданчик у необхідній кількості пожежним інвентарем і засобами для гасіння пожежі. Розмістити їх на території будівельного майданчика таким чином, щоб забезпечити якнайшвидший і безпечний доступ до них після виникнення пожежі (вибуху);

– проєктуються на тимчасовому водопроводі спеціально обладнані місця для пристрою пожежних гідрантів, таким чином, щоб можна було ліквідувати виниклу пожежу в самій вилученій і важкодоступній точці будівельного майданчика;

– поблизу вогнебезпечних виробництв, але не ближче 5м від будівлі, обладнаються протипожежні щити і шухляди з піском;

– на території будівельного майданчика передбачено влаштування пожежних гідрантів (ПГ); при цьому відстань між найближчими ПГ не перевищує 100м; розташування ПГ прийняте уздовж доріг;

– дороги усередині площадки за кільцьовані і забезпечують проїзд пожежної машини;

– максимально можливе застосування не пальних і важкогорючих речовин і матеріалів замість пожежонебезпечних;

– обмеження кількості пальних речовин і їхнього розміщення;

– ізоляція пального середовища;

– застосування засобів пожежогасіння;

– застосування засобів колективного й індивідуального захисту людей;

– застосування системи протидимового захисту;

– застосування засобів пожежної сигналізації і повідомлення про пожежу;

– організація пожежної охорони ділянки;

– проведення на площадку телефонної лінії та радіозв'язку.

Обмеження кількості пальних речовин і їхнього розміщення досягається: розміщення технологічно виправданої кількості пальних

речовин і матеріалів на будівельному майданчику (основна їхня кількість повинна зберігатися на складах або спеціально обладнаних площадках); наявності аварійного зливу пожежонебезпечних рідин; розміщення пожежонебезпечного устаткування на відкритих площадках.

Для забезпечення ізоляції пального середовища проектом передбачені заходи: максимальна механізація й автоматизація технологічних процесів, зв'язаних із застосуванням пожежонебезпечних речовин; установка пожежонебезпечного устаткування в ізольованих приміщеннях, на відкритих площадках (для хімікатів – криті склади, устаткування для розігріву бітуму – на відкритих площадках); застосування для пожежонебезпечних речовин герметичного устаткування і тари; застосування пристроїв захисту виробничого устаткування з пожежонебезпечними речовинами від ушкоджень і аварій.

#### 6.1.3. Система гасіння пожеж

Дипломним проектом передбачені засоби пожежогасіння, що повинні максимально обмежити розміри пожежі і забезпечити його гасіння.

Для гасіння виниклої пожежі використовуються: охолодження зони горіння або самих палаючих речовин (вода), ізоляція реагуючих речовин від зони реакції (двоокис вуглецю), комбіновані вогнегасники (повітряно-механічна піна).

Для реалізації цілей пожежогасіння проектом передбачено застосування установок: водяного пожежогасіння: пожежний водопровід - пожежний гідрант-насос-пожежні рукави; пінного пожежогасіння – пересувні установки: з одержанням піни у повітряно-пінних стовбурах.

При виникненні пожежі негайно повідомляється в пожежну частину і приймаються міри до ліквідації пожежі.

#### 6.1.4. Запобігання утворенню вибухонебезпечного середовища

Виробничі процеси розроблені так, щоб вірогідність виникнення вибуху на будь-якій вибухонебезпечній ділянці на протязі року не перевищувала  $10^{-6}$ .

Запобігання утворенню вибухонебезпечного середовища забезпечено:

- застосуванням герметичного виробничого обладнання;
- застосуванням робочої та аварійної вентиляції;
- контролем змісту повітряного середовища та відкладень вибухонебезпечного пилу;
- застосуванням хімічно-активних та інертних добавок;
- конструктивними та технологічними рішеннями прийнятими при проектуванні.

В приміщеннях застосовані стаціонарні автоматичні установки пожежогасіння, аерозольні та рідинні. В приміщеннях, де розташовані робочі місця передбачена автоматична система попередження пожежі, що спрацьовує при підвищенні температури, появи диму чи відкритого вогню, та по два переносних вогнегасника з вуглекислим газом ОУ-5 на кожні 20м<sup>2</sup> площі. Постійно проводиться контроль та нагляд за дотриманням норм технологічного режиму, правил і норм техніки безпеки, промислової санітарії та пожежної безпеки.

## **6.2. Організаційно-технічні заходи забезпечення пожежної та вибухової безпеки конструкцій.**

Конструкції теплоізоляційної оболонки будинків повинні відповідати вимогам пожежної безпеки згідно з ДБН В.1.1-7, конструкції фасадної теплоізоляції – вимогам ДБН В.1.1-7 та ДБН В.2.6-33.

Будівельні конструкції класифікують за вогнестійкістю та здатністю поширювати вогонь. Показником вогнестійкості є межа вогнестійкості конструкції, що визначається часом (у хвилинах) від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з граничних станів конструкції: втрати несучої здатності (R); втрати цілісності (E); втрати теплоізолювальної спроможності (I).

Значення межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають шляхом випробувань за ДСТУ Б В.1.1-4, за стандартами на методи

випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій конкретних видів або за розрахунковими методами відповідно до стандартів і методик, затверджених або узгоджених з центральним органом державного пожежного нагляду.

Показником здатності будівельної конструкції поширювати вогонь є межа поширення вогню (M). За межею поширення вогню будівельні конструкції поділяють на три групи: M0 (межа поширення вогню дорівнює 0 см); M1 ( $M \leq 25$  см – для горизонтальних конструкцій;  $M \leq 40$  см – для вертикальних і похилих конструкцій); M2 ( $M > 25$  см – для горизонтальних конструкцій;  $M > 40$  см – для вертикальних і похилих конструкцій).

Значення межі поширення вогню будівельними конструкціями визначають за методом, наведеним у ДБН В.1.1-7 (додаток Г).

Ступінь вогнестійкості будинку встановлюють залежно від його призначення, категорії з вибухопожежної та пожежної небезпеки, висоти (поверховості), площі поверху в межах протипожежного відсіку. Ступінь вогнестійкості будинку визначається межами вогнестійкості його будівельних конструкцій і межами поширення вогню по цих конструкціях. Сходи та сходові клітки, призначені для евакуації людей і проведення пожежно-рятувальних робіт, та зовнішні пожежні драбини, призначені для проведення пожежно-рятувальних робіт, класифікують за типами згідно ДБН В.1.1-7 (табл.5).

Обмеження поширення пожежі в будинках досягається:

- застосуванням конструктивних та об'ємно-планувальних рішень, спрямованих на створення перешкод поширенню небезпечних факторів пожежі приміщеннями, між приміщеннями, поверхами, протипожежними відсіками та секціями;
- зменшенням пожежної небезпеки будівельних матеріалів і конструкцій, у тому числі оздоблень й облицювань, що застосовуються у приміщеннях і на шляхах евакуації;

- зменшенням вибухопожежної та пожежної небезпеки технологічного процесу, використанням засобів, що перешкоджають розливанню та розтіканню горючих рідин під час пожежі;
- застосуванням засобів пожежогасіння, в тому числі автоматичних установок пожежогасіння, а також інших інженерно-технічних рішень, спрямованих на обмеження поширення небезпечних факторів пожежі.

### **6.3. Розрахунок пожежної безпеки.**

Розрахункові методи можуть використовуватися для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій будь-яких видів, за винятком тих, в яких основним граничним станом з вогнестійкості є втрата цілісності конструкції, а також для оптимізації конструктивних параметрів будівельних конструкцій з метою забезпечення необхідної вогнестійкості.

Важливою сферою застосування розрахункових методів є оцінка вогнестійкості будівельних конструкцій в умовах реальних пожеж, коли пожежне навантаження може розподілятися в приміщенні довільно. Результати розрахунку вогнестійкості в умовах реальної пожежі мають бути зведені до умов випробувань за стандартним температурним режимом для визначення межі вогнестійкості конструкцій.

Розрахункові методи також можуть бути використані для інтерполяції та екстраполяції результатів випробувань будівельних конструкцій на вогнестійкість.

Межа вогнестійкості конструкції визначається шляхом розрахунку несучої і/або теплоізолювальної здатності конструкції під впливом стандартного температурного режиму.

Ознакою втрати несучої здатності слід вважати виникнення в конструкції граничних деформацій, наведених у 9.1 ДСТУ Б В.1.1-4. Для металевих конструкцій з вогнезахисними покриттями ознакою втрати несучої здатності слід приймати перевищення середньої температури металевого

елемента конструкції над його початковою температурою на  $480^{\circ}\text{C}$  - для сталевих конструкцій, і на  $230^{\circ}\text{C}$  - для конструкцій з алюмінієвих сплавів.

Ознакою втрати теплоізолювальної здатності слід вважати перевищення середньої температури на поверхні конструкції, що не обігрівается, над початковою середньою температурою цієї поверхні на  $140^{\circ}\text{C}$  або перевищення температури в будь-якій точці поверхні конструкції, що не обігрівается, над початковою температурою в цій точці на  $180^{\circ}\text{C}$ .

Під час оцінки несучої здатності конструкції розподіл навантаження має відповідати розрахунковим схемам, занесеним до технічної документації.

Величину навантаження встановлюють, виходячи з умови створення в розрахункових перерізах конструкції напруг, що відповідають значенням, наведеним у технічній документації.

Розрізняють два види розрахункових методів:

- методи, що базуються на використанні математичних моделей теплового і напруженого станів будівельних конструкцій;
- номограмні методи.

Під час застосування методів, заснованих на використанні математичних моделей, розв'язанням прямої задачі теплопровідності визначають розподіл температури в конструкції в різні моменти часу від початку вогневого впливу. Для оцінки теплоізолювальної здатності цей розподіл визначається на поверхні конструкції, що не обігрівается. Отримані величини температури порівнюються з їхніми допустимими значеннями.

Для оцінки несучої здатності розподіл температури визначається в перетині або в окремих точках перетину конструкції, після чого обчислюється несуча здатність у різні моменти часу.

У разі використання номограмних методів межа вогнестійкості конструкцій визначається за графіками або таблицями, отриманими за результатами випробувань або розрахунковим шляхом.

Математична модель - це система рівнянь, що описує тепловий і напружено-деформований стан досліджуваної конструкції. Математична

модель складається з основних рівнянь процесів тепломасообміну і напружено-деформованого стану та рівнянь, що визначають початкові та граничні умови, а також коефіцієнтів, що входять до рівнянь. У математичній моделі можуть використовуватися рівняння диференційного, інтегрального або змішаного видів.

Моделі, що використовуються, мають бути нестационарними і враховувати радіаційно-конвективний теплообмін у газовому середовищі від джерела теплового впливу до поверхні конструкції, кондуктивний теплообмін у конструкції, радіаційно-конвективний теплообмін від конструкції в навколишнє середовище з поверхні конструкції, що не обігривається.

Теплофізичні і механічні характеристики в моделях повинні задаватися у вигляді залежностей від температури, якщо немає обґрунтування для задання цих характеристик у вигляді констант. Коефіцієнти тепловіддачі і теплового випромінювання, що входять до граничних умов, можуть задаватися у вигляді констант. Як початкову температуру конструкції і середовища слід приймати  $20^{\circ}\text{C}$ , якщо немає обґрунтування для іншої величини.

Розв'язання математичних моделей може проводитися чисельно, аналітично або шляхом комбінування цих методів.

## **РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА**

При реконструкції об'єктів повинні виконуватися вимоги екологічної безпеки й охорони здоров'я населення, плануватися заходи щодо охорони природи, раціонального використання й відтворення природних ресурсів, оздоровлення навколишнього природного середовища.

Серйозні забруднення повітря, водойм і ґрунту спостерігаються при будівництві доріг, безпосередньо при роботах на будівельному майданчику. До них належать влаштування котлованів, вирубка чагарнику й лісу, прокладка комунікацій, змив забруднень на будівельному майданчику й обладнання смітників будівельного сміття.

Ступінь впливу на природу залежить від матеріалів, застосовуваних для будівництва, технології зведення будинків і споруд, технологічної оснащеності будівельного виробництва, типу і якості будівельних машин, механізмів і транспортних засобів й інших факторів. На етапі проектування визначається майбутній характер взаємин об'єкта й навколишнього природного середовища. Створення штучного середовища для життя й діяльності людини може відбутися згідно із природою або всупереч їй.

Аналізуючи вплив на навколишнє природне середовище об'єкта реконструкції, варто відзначити наступні джерела забруднення:

- будівельні машини (вихлопні гази, шум, вібрація);
- відходи будівельного виробництва (рідкі, тверді та пиловидні);
- будівельне обладнання (вібрація, шум, різного роду випромінювання);
- недотримання технологій виконання будівельних робіт.

### **7.1. Екологічні проблеми, пов'язані з будівельними відходами**

Одним із найнегативніших наслідків будівельної діяльності є наявність значної кількості інертних відходів. Світові тенденції нашого часу все більше відстоюють позиції екологічно чистого будівництва, яке не буде завдавати шкоди здоров'ю людей ні під час виконання будівництва, ні по закінченні цього процесу. До того ж, на основні позиції виходить проблема значної нестачі територій для заховання будівельних відходів та, у зв'язку з цим,



значне підвищення цін за зберігання таких відходів у відвалах. Розробка та запровадження проєктів знесення та реконструкції старих, непридатних до експлуатації будівель, потребує рішення цієї проблеми.

Окрім цього, існує факт вичерпності природних ресурсів, використовуваних у різних галузях, у тому числі. Тому в недалекому майбутньому потрібна альтернатива природної первинної сировини, яка була б доступною за ціною та технологією виготовлення.

Можливим варіантом рішення цих та інших проблем є рециклінг будівельних відходів. Рециклінг - це переробка та запровадження у повторний обіг будівельних відходів з метою використання як можливої повної або часткової заміни природної сировини.

За даними Європейської асоціації зі знесення будівель, щорічно на планеті утворюється близько 2,5 млрд. будівельних відходів, у тому числі в Європі - 200 млн. т., кількість яких з кожним роком безперервно зростатиме. За даними статистики, 60 % такого будівельного сміття складають цегляні і залізобетонні відходи. Це результат реконструкції, ремонту і зносу старих будівель і споруд, а також зведення новобудов.

У Європі під керівництвом Європейської комісії було проведено дослідження щодо повторного використання будівельних відходів. Як результат отримані дані про те, що загалом в Європейському союзі за рік накопичується 180 млн. тон твердих будівельних відходів, з яких 72 % мають подальшу переробку і використання, тобто рециклінг, а 28 % вивозяться на зберігання у відвали.

У населених пунктах України кожен рік накопичується близько 35 млн. м<sup>3</sup> твердих відходів, які вивозяться на 770 звалищ та утилізуються на 4 сміттєспалювальних заводах. Значною частиною цих відходів є будівельні відходи. Паспортизація місць захоронень твердих побутових відходів (ТПВ), яка проводилась органами державного санітарного контролю, свідчить, що більшість (85 – 90 %) з них не відповідають вимогам екологічної безпеки.

## 7.2. Утилізація будівельних відходів

Проблема накопичення будівельних відходів з кожним роком постає все гостріше в Україні. Одним із можливих варіантів рішення вищезазначеного питання є існуючі технології рециклінгу будівельного сміття.

Будівельне сміття є результатом знесення, реконструкції та будівництва будівель та споруд. При цьому отримане сміття є досить різноманітним за своїм складом та матеріалами. Але при знесенні будівель 99 % всіх відходів підлягає єдиній номенклатурі, а точніше, відходи бетонного брухту – 78,2 %, гіпсу – 4,6 %, деревини – 0,7 %, іншого будівельного сміття (скло, кераміка, утеплювачі і т. д.) – 15,6 %.

Найбільша частина будівельних відходів – це залізобетонний брухт, рециклінг якого дозволяє отримувати вторинний щебінь. У подальшому його можна використовувати для:

- створення підстиляючого шару під'їзних та мало завантажених доріг;
- створення фундаментів під складські виробничі приміщення та невеликі механізми;
- влаштування основи чи покриття пішохідних доріжок, автостоянок, прогулянкових алей, схилів уздовж рік та каналів;
- виготовлення бетонів для улаштування пішохідних доріжок, внутрішніх площадок гаражів та сільських доріг;
- виробництва бетонних та залізобетонних виробів класу міцності до С20/25.

Аналізуючи досвід зарубіжних підприємств із переробки залізобетонного брухту, слід виокремити три основні способи такої операції: переробка за допомогою стаціонарних механізмів; переробка на збірно-розбірних дробильно-сортувальних установках; переробка за допомогою мобільних установок.

При виборі потрібного типу механізму потрібно керуватися, перш за все, ступенем різноманітності матеріалу, який необхідно переробити, та місцезнаходження об'єкта, який слід знести чи реконструювати.

Але який би тип установки не використовувався, у результаті отримується вторинна сировина, яка, в більшості випадків, у процентному співвідношенні складає:

- металобрухт – 5 % від загальної маси перероблених відходів;
- відсів 0–5 мм – 5% від маси бетону (без арматури);
- фракція 5–20 мм – 40 % від маси бетону (без арматури);
- фракція 20–40 мм – 35% від маси бетону (без арматури);
- фракція 40–70 мм – 20% від маси бетону (без арматури).

Не слід забувати також про відходи деревини, які є досить багато численними. Вони поділяються на дві групи: відходи пиломатеріалів та відходи від розбирання та реконструкції будівель. Область наступного використання таких відходів є також досить широкою. А саме, за допомогою методу термічної обробки вони можуть застосовуватись як паливо в заводських котельних та ТЕЦ, за допомогою мінеральних в'язучих із відходів деревини виготовляють утеплювачі для огорожувальних конструкцій, а віднедавна методом пресування та екструзії з них виготовляють деревинно-полімерні композитні матеріали (ДПКМ).

Що стосується скла, то воно також знаходить наступне ефективне використання. Беручи до уваги не дуже гарний його фізичний стан, його переробляють лише методом подрібнення. У результаті отримується дрібносіпкий матеріал, дуже схожий на кварцовий пісок. Це дає можливість використовувати його при виготовленні пінобетону, а саме пінобетонних стінових блоків.

Значний поштовх до вивчення процесу рециклінгу дало те, що останнім часом з економічної точки зору стало набагато доцільніше переробляти будівельні відходи, аніж вивозити їх на звалища (особливо за кордоном).

### **7.3. Розрахунки екологічних забруднень при реконструкції житлового будинку**

#### **7.3.1. Викиди пилу при автотранспортних роботах**

Неорганізованими викидами є викиди у вигляді ненаправлених потоків,

що виникають при роботі обладнання, відсутності чи поганій роботі засобів пиловидалення в місцях завантаження, розвантаження та зберігання будівельного матеріалу.

Основними шкідливими речовинами, що надходять від неорганізованих джерел забруднення в навколишнє середовище при будівництві є викиди пилу, який виникає при бурінні, вибухових, вантажних та розвантажувальних роботах. В атмосферу зазвичай потрапляє пил, розмір частинки якої менше 10 мкм. Великі частинки або одразу випадають на ґрунт, або осідають з повітря через незначний проміжок часу. Потрапляння в атмосферу мілких мінеральних часток пилу у вигляді аерозолів забруднює повітряний простір, головним чином поблизу джерела виділення пилу на нетривалий проміжок часу та наносить збиток на навколишнє середовище.

Пил, що осідає на землю, поверхню водоймищ, будівель, споруд, виступає в ролі джерела забруднення навколишнього середовища.

Рух автотранспорту на будівельному майданчику обумовлюється виділенням пилі, а також газів від двигуна. Пил виділяється в результаті взаємодії коліс з полотном дороги і здування її з поверхні матеріалу, який знаходиться в кузові машини.

Загальну кількість пилу, яка виділяється автотранспортом в межах будмайданчика, можна характеризувати наступним рівнянням:

$$Q = \frac{C_1 C_2 C_3 C_6 N L C_t q_1}{3600} + C_4 C_5 C_6 q_2' F_0 n, \text{ г/с} \quad (7.1)$$

де  $C_1$  - коефіцієнт, що враховує середню вантажопідйомність одиниці автотранспорту,  $C_1 = 1$ ;

$C_2$  - коефіцієнт, що враховує середню швидкість пересування транспорту на будмайданчику,  $C_2 = 2$ ;

$C_3$  - коефіцієнт, що враховує стан доріг,  $C_3 = 1$ ;

$C_4$  - коефіцієнт, що враховує профіль поверхні матеріалу на платформі і визначається як співвідношення  $F_{\text{факт}} / F_0$ , де  $F_{\text{факт}}$  - фактична поверхня

матеріалів на платформі,  $C_4 = 1.6$ ;

$F_0$  - середня площа платформи. Значення  $C_4$  знаходиться в межах 1,3 – 1,6 в залежності від крупності матеріалу і ступеня заповнення платформи;

$C_5$  - коефіцієнт, що враховує швидкість обдування матеріалу, яка визначається як геометрична сума швидкості вітру і зворотного вектору середньої швидкості руху транспорту, дорівнює 1.2;

$C_6$  - коефіцієнт, що враховує вологість поверхневого шару матеріалу,  $C_6 = 0.01$ ;

$N$  - число ходів (туди і назад) всього транспорту за годину  $N = 2$ ;

$L$  - середня протяжність однієї ходки в межах ділянки, км;

$q_1$  - пиловиділення в атмосферу на 1 км пробігу при  $C_1 = 1$ ,  $C_2 = 1$ ,  $C_3 = 1$  приймається рівним 1450 г;

$q_2$  - пиловиділення з одиниці фактичної поверхні матеріалу на платформі, дорівнює 0,002 г/м<sup>2</sup>с;

$F_0$  - середня площа платформи, 25 м<sup>2</sup>;

$n$  - число автомашин, які працюють на майданчику,  $n = 1$ ;

$C_t$  - коефіцієнт, що враховує долю пилу, яка відноситься до атмосфери, і дорівнює 0,01.

Для перевезення бетону на будівельний майданчик використовується авто бетонозмішувач КрАЗ-6233Р4 з об'ємом бетонної суміші 9 м<sup>3</sup>. Кількість викидів пилу від одного бетонозмішувача:

$$Q = \frac{1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0.01 \cdot 2 \cdot 0.1 \cdot 0.01 \cdot 145}{3600} + 1.6 \cdot 1.2 \cdot 0.01 \cdot 0.002 \cdot 25 \cdot 1 = 0.001 \text{ г/с.}$$

Гранично-допустима концентрація (ГДК) викиду пилу за добу становить 0.1 мг/м<sup>3</sup>.

За добу будмайданчик (площа 40х40м) проїжджають три бетонозмішувачі в два ходи (туди і назад). Отже, кількість пилу, який виділяється транспортом за добу дорівнює: 0,045 мг/м<sup>3</sup>, що не перевищує ГДК.

### 7.3.2. Викиди при бурових роботах

Сумарна маса твердих частинок, що виділяються при роботі бурових установок, визначається за формулою:

$$M_6 = 0,785d^2 \cdot v_6 \cdot \rho \cdot T \cdot K_1 \cdot K_2 (1 - \eta), \text{ т/рік} \quad (7.2)$$

де  $d$  - діаметр свердловин, що буряться, м;

$v_6$  - швидкість буріння, м/год;

$\rho$  - густина породи, т/м<sup>3</sup>;

$T$  - річна кількість робочих годин, год/рік;

$\eta$  - ефективність засобів пилоочистки, доля одиниці;

$K_1$  - вміст пилової фракції в буровій дрібниці, доля одиниці (приймається рівним 0,1);

$K_2$  - частка пилу (від всієї маси пилової фракції), що переходить в аерозоль (приймається рівною 0,02).

Для розрахунку нормативів ГДВ сумарна маса твердих частинок (г/с), що виділяються при роботі бурових установок, визначається за формулою:

$$M_6 = 0,785d^2 \cdot v_6 \cdot \rho \cdot K_1 \cdot K_2 (1 - \eta) \cdot 10^3 / 3.6, \text{ г/с} \quad (7.3)$$

Для влаштування палі використовуємо бурову установку ЛБУ-50 з системою сухого пилоочищення стиснутим повітрям.

Таблиця 7.1

#### Характеристики бурової установки

№ п/п	Характеристики обладнання	Одиниця виміру	Значення
1	Діаметр свердловин, що буряться, $d$	м	0.3
2	Швидкість буріння, $v_6$	м/год	12
3	Густина породи, $\rho$	т/м <sup>3</sup>	2.05
4	Річна кількість робочих годин, $T$	год/рік	36
5	Ефективність засобів пило-очистки, $\eta$	частка одиниці	0.8
6	Вміст пилової фракції в буровій дрібниці $K_1$	частка одиниці	0.1
7	Частка пилу (від всієї маси пилової фракції), що переходить в аерозоль, $K_2$		0.02

Сумарна маса твердих частинок, що виділяються при роботі бурової установки:

$$M_6 = 0.785 \cdot 0.3^2 \cdot 12 \cdot 2.05 \cdot 36 \cdot 0.1 \cdot 0.02 \cdot (1-0.8) = 0.026 \text{ т/рік};$$

$$M_6 = 0.785 \cdot 0.3^2 \cdot 12 \cdot 2.05 \cdot 0.1 \cdot 0.02 \cdot (1-0.8) \cdot 10^3 / 3.6 = 0.18 \text{ г/с}.$$

**Висновки.** У результаті введення рециклінгу будівельних відходів як одного з обов'язкових процесів, що виконується підчас проведення будівельних робіт та який передбачується ще на стадії розробки проєкту реконструкції житлового будинку, отримаємо ефект, який буде проявлятися у наступному:

- значному зниженні необхідності у місцях для захоронення будівельних відходів;
- можливості зменшення споживання природної первинної сировини, тобто зниженні навантаження на навколишнє середовище;
- зниженні транспортних операцій пов'язаних з перевезенням будівельного сміття до місць його захоронення, а звідси і значний економічний ефект.

На будівельному майданчику в результаті роботи автотранспорту й інших механізмів найчастіше концентрація забруднень дуже висока. Необхідно максимально переводити на електропривод електрозварювальні апарати, компресори, вантажопідйомні механізми, насоси, екскаватори, засоби малої механізації, бульдозери, що нині працюють в основному на двигунах внутрішнього згоряння.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-163:2015. «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу».
2. Настанова з проектування залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою // НДІЗК, ЦНДІПромбудівель. –1978. – 54с.
3. ДБН В.2.6-98-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
4. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88с.
5. Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. Сталежелезобетонные конструкции. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
6. Стороженко Л.И., Семко О.В., Пенц В.Ф. Сталезалізобетонні конструкції: Навчальний посібник. 2005 – 181с.
7. ДБН В.2.2-15-2005. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : на зміну СНиП 2.08.01-89 та ДБН 79-92: чинний з 2006-01-01. – К. : Мінбуд. України, 2006. – 65 с.
8. ДБН В.2.2-9-2009. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення : на зміну ДБН В.2.2-9-99 : чинний з 2009-07-01. – К. : Укрархбудінформ, 2009. – 47 с.
9. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель : на зміну СНиП II-3-79 : чинний з 2007-04-01. – К. : Мінбуд. України, 2006. – 65 с.
10. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Зміна №1 [Текст] // Інформаційний бюлетень МРУ. – № 5. – 2013. – С. 3–11.
11. ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів : чинний з 2010-08-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.
12. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва : на зміну СНиП 2.01.02-85 :чинний з 2003-05-01. – К.: Держбуд України.– 2003. – 43 с.



13. ДБН В.1.2.-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи : чинний з 2007-01-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 56 с.
14. ДСТУ Б В.2.6-101:2010. Методи визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій. – К. : Мінбуд. України, 2010. – 84 с.
15. ДСТУ Б В.2.7-105-2000 (ГОСТ 7076-99). Матеріали і вироби будівельні. Метод визначення теплопровідності і термічного опору при стаціонарному тепловому режимі : чинний з 2000-12-14. – К.: Держбуд України, 2001. – 25 с.
16. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», чинний з 1 жовтня 2019 р.
17. ДБН В.2.1-10:2018. «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». – К.: Держбуд України, 2018.
18. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва». Чинний від 2017-06-01 – 38с.
19. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». – К.:2016.- 49 с.
20. ДБН А.3.2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».
21. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2018.
22. Гетун Г.В., Румянцев Б.М., Жуков А.Д. Системи ізоляції будівельних конструкцій. Навчальний посібник. – Дніпро: Журфонд – 2016 р. – 676 с.
23. Архітектура будівель та споруд. Книга 4. Технічна експлуатація та реконструкція будівель. Підручник-довідник. Кам'янець-Подільський.:Рута, - 2018 р. – 750 с.