

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – ДП.2062 “С” 2020.12.04 02 ПЗ

ГУЛИ ВІТАЛІНИ ВІКТОРІВНИ

2022 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

УДК 728.2(077.51)

НУБІП УКРАЇНИ

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету (Директор ННІ)
конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

Ружи́ло З.В.

(підпис)

(ПІБ)

Бакулі́н Є.А.

(підпис)

(ПІБ)

“ ” травня 2022 р.

“ ” травня 2022 р.

НУБІП УКРАЇНИ

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування трисекційної житлової будівлі у м. Чернівці

НУБІП УКРАЇНИ

Спеціальність

192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

НУБІП УКРАЇНИ

Гарант освітньої програми

Д.Т.Н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

Яковенко Ігор Анатолійович

(підпис)

(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

Д.Т.Н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

Яковенко Ігор Анатолійович

(підпис)

(ПІБ)

НУБІП УКРАЇНИ

Виконала

Гула Віталі́на Вікторівна

(підпис)

(ПІБ студента)

НУБІП УКРАЇНИ

КПІВ – 2022 рік

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ)

конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

кандидат технічних наук, доцент

Бакулін Є.А.

2021 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Гулі Віталіні Вікторівні

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність

192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукова програма 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

Проектування трисекційної житлової будівлі у м. Чернігові

затверджена наказом ректора НУБіП України від "04" грудня 2020 р. №1914 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру

05 травня 2022 року

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи

Запроектована трисекційна монолітно-каркасна будівля виконана з монолітного залізобетону. Розроблені та запроектовані та законструйовані монолітне залізобетонне перекриття, конструкція сходового маршу з робочою площадкою, монолітні залізобетонні позациентрово стиснуті колони. Проаналізовані останні наукові джерела, присвячені розрахунку залізобетонних конструкцій на дію складного опору – кручення зі згином. У науково-дослідній частині роботи розроблений алгоритм розрахунку залізобетонних конструкцій за міцністю на дію крутних моментів. Показані та проаналізовані дві аналітичні моделі розрахунку: розрахункова модель просторового перерізу та модель просторової ферми.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину трисекційної житлової будівлі (розробити фасади, плани, поперенний та поздовжній розрізи)

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: монолітного залізобетонного перекриття за граничними станами першої та другої групи, колони та палевого фундаменту.

3. Навести параметри та засоби щодо організації будгенплану, технології виконання робіт щодо зведення монолітного перекриття, розробити, виконати розрахунок електро та водопостачання будівельного майданчика

4. Навести основні відомості щодо методик розрахунку залізобетонних конструкцій при складному опорі, крученні зі згином. Представити відповідні розрахункові схеми та алгоритми їх розрахунків.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих залізобетонних конструкцій: монолітної залізобетонної плити перекриття за граничними станами першої та другої групи, позанцентровестиснутої колони, палевого фундаменту.

3. Технологічна карта, буд генплан та календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання " _____ " лютого 2021 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор,
професор кафедри будівництва НУБіП України

/І.А. Яковенко/

Завдання прийняв до виконання

студентка 6 курсу БЦІ
денної форми навчання

/В.В. Гула/

НУБіП України

ЗМІСТ

НУБІП України

Вступ.....

1. Аналітичний огляд.....

1.1 Аналіз останніх джерел і публікацій.....

1.2 Передумови, покладені в основу розрахунку за міцністю.....

НУБІП України

2. Архітектурний розділ.....

2.1 Будівельний генеральний план.....

2.2 Кліматичні умови.....

2.3 Інженерна підготовка території, благоустрій, озеленення.....

2.4 Об'ємно-планувальні рішення.....

2.5 Фасади, зовнішнє оздоблення.....

2.6 Протипожежні вимоги.....

НУБІП України

2.7 Інсоляція квартир та прилеглої території.....

2.8 Теплотехнічний розрахунок.....

НУБІП України

3. Розрахунково-конструктивний розділ.....

3.1 Проектування монолітного безбалкового перекриття.....

3.1.1 Основні положення.....

3.1.2 Вихідні дані.....

НУБІП України

3.1.3 Розрахунок перекриття по граничним станам першої групи.....

3.1.4 Розрахунок перекриття по граничним станам другої групи.....

3.2 Розрахунок колони.....

3.2.1 Розрахункові дані.....

3.2.2 Визначення навантажень та зусиль.....

НУБІП України

3.2.3 Розрахунок колони першого поверху.....

3.2.4 Розрахунок стику колон.....

3.2.5 Розрахунок консолі колони.....

3.2.6 Розрахунок армування консолі.....

НУБІП України

4. Основи та фундаменти.....

4.1 Загальні відомості.....

4.2 Влаштування бурові'єкційних паль.....

4.3. Геологічні умови.....
4.4. Розрахунок фундаменту 27-и поверхового будинку.....
5. Організація будівництва.....

5.1. Вибір монтажних механізмів для ведення робіт.....
5.2. Розрахунок складських приміщень.....

5.3. Розрахунок адміністративно-побутових приміщень.....

5.4. Розрахунок тимчасового водопостачання.....

5.5. Розрахунок тимчасового електропостачання.....

5.6. ТЕП буд генплану.....

6. Технологія будівництва.....

6.1. Технологічна карта на зведення монолітного перекриття.....

6.2. Методи виконання основних робіт.....

6.3. Благоустрій території.....

7. Охорона праці.....

7.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів при монтажі залізобетонних конструкцій.....

7.2. Організаційні та технічні заходи щодо усунення небезпечних та шкідливих факторів, що виникають при монтажі з/б конструкцій.....

7.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки.....

8. Науково-дослідна частина.....

8.1. Розрахунок залізобетонних конструкцій за міцністю на дію крутних моментів.....

8.2. Розрахункова модель просторового перерізу.....

8.3. Модель просторової ферми.....

Список використаної літератури.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Додатки.....

Вступ

НУБІП України

Багатоповерхове житлове будівництво є одним з найпоширеніших видів житла в містах України. Таке будівництво дозволяє економічно використовувати територію, скорочує довжину інженерних мереж, вулиць, мереж міського транспорту. Збільшення щільності житлового фонду (кількість житлової площі (m^2), що доводиться на 1 га забудованої території) при багатоповерховій забудові дає значний економічний ефект. Крім того, їхня висотна композиція сприяє створенню виразного силуету забудови. Правильний вибір поверховості забудови визначає її економічність.

НУБІП України

З ростом індустріалізації та типізації будівництво житлових будинків набуло величезних масштабів. Вирішується найважливіше завдання соціальної значимості - забезпечити кожну родину окремою квартирою. Житлове будівництво здійснюється в комплексі з установами повсякденного культурно побутового обслуговування.

НУБІП України

Як найкраще себе зарекомендували монолітно-каркасні житлові будинки, адже при їх зведенні не потрібно влаштовувати стики, як у збірно монолітному будівництві. Цей фактор знижує витрати металу, значно збільшує строк служби конструкцій, через відсутність стиків, знижує витрати бетону. До того ж монолітним залізобетонним конструкціям можна надавати практично будь-яку форму, архітектурну виразність, яка в даний час відіграє дуже важливу роль.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Питання визначення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів при дії крутного моменту є на сьогодні одним із ключових. Як показали зарубіжні вчені, нехтування крутильного моменту призвело до цілому ряду аварій в США та Канаді.

У реальних будівлях і, в першу чергу, промислового призначення, все несучі конструктивні елементи під зовнішнім навантаженням працюють в різних умовах. Враховуючи наявність, крім вертикального, а також і горизонтального навантаження або горизонтальних складових в поперечному перерізі таких елементів виникає складний напружений стан: косий згин, згин із крученням, косий згин із крученням. До них належать: прогони, укладені по верхніх поясах скатних балок або ферм покриття, несиметричні перерізи горизонтальних елементів фахверків, підкранові балки мостових і консольних кранів, опори ліній електропередач і зв'язку, контактної і освітлюваної мережі при аварійних режимах роботи. З метою забезпечення їх тріщиностійкості (залежно від умов експлуатації) та економії арматурної сталі при повному використанні її міцності такі елементи доцільно виконувати попередньо напруженими. На жаль, незважаючи на великий обсяг виконаних експериментально-теоретичних досліджень, на сьогоднішній день не існує нітько розробленої методики розрахунку несучої здатності таких елементів з урахуванням останніх досягнень у галузі дослідження напруженого стану стиснутої зони бетону під впливом різних комбінацій зовнішнього навантаження.

Діючий до цього часу тільки в Україні нормативний документ [16] щодо розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій рекомендує розподіляти за прямокутним законом напруження в стиснутій зоні бетону від дії зовнішнього навантаження. В той же час міжнародні, російські і проект нових українських норм рекомендують здійснювати розрахунок міцності поперечних перерізів на основі деформаційної моделі, згідно з якою розподіл напружень за висотою стиснутої зони здійснюється за криволінійним законом, що відповідає

фактичному напруженому стану поперечного перерізу перед вичерпанням його несучої здатності.

На основі повної діаграми деформування бетону в Україні вже розроблені практичні методи перевірки міцності залізобетонних елементів, що працюють в умовах поперечного згину, косоного згину, центрального та позacentрового стиснення, а також згину з крученням звичайно армованих елементів з одиночним і подвійним армуванням.

1.1 Аналіз останніх джерел і публікацій

Експериментальними та теоретичними дослідженнями роботи залізобетонних елементів при крученні, згині з крученням, та просторовою роботою збірних і монолітних залізобетонних перекриттів у різний час займалися: Азізов Т.Н. [1-5], Байков В.Н. [8], Бондаренко В.М. [18;19], Колчунов В.И. [32], Залесов О.С. [26], Карпенко М.І. [28], Клюка О.М. [35-37], Крыгина А.М. [38], Кумпяк Є.Г. [39], Павліков А.М. [52-55], Стадник В.І. [64] та інші.

В роботах цих авторів та інших дослідженнях показано, що просторова робота монолітних і збірних ділянок перекриттів впливає на напружено-деформований стан їхніх окремих елементів. У свою чергу елементи систем перекриття зазнають не лише згинальних, але й істотних крутих моментів, що при традиційному способі проектування не враховується.

Чисте кручення в елементах залізобетонних конструкцій практично не зустрічається, але достатньо поширеними є елементи, що працюють на згин з крученням – це поздовжні ребра плитно-ребристих збірних і монолітних систем перекриттів та мостів, крайні балки та ригелі та ін.

Огляд існуючих досліджень просторової роботи залізобетонних систем дає змогу дійти висновку, що на просторову роботу їх ділянок істотно впливає не лише згинальна жорсткість, але й крутильна жорсткість їх елементів.

Експериментальними дослідженнями встановлено, що тріщиноутворення істотно змінює жорсткість ребер збірних плит при крученні, хоча на ділянках, що віддалені від опер, просторові тріщини кручення не виникають. Але у процесі

експлуатації конструкцій в їх елементах, працюючих на згин, виникають нормальні тріщини. Однак, теорія деформування залізобетону з тріщинами припускає наявність просторових спіральних тріщин (теорія М.І. Карпенка) і її застосування для елементів з нормальними тріщинами є практично неможливим, хоча дослідженнями встановлено, що утворення нормальних тріщин призводить до зміни крутильних жорсткостей.

Робота залізобетонних елементів, які зазнають впливу згину з крученням, добре моделюється за допомогою просторових кінцевих елементів. Однак, при розрахунку перекриттів з врахуванням їхньої просторової роботи, моделювання кожного ребра просторовими кінцевими елементами є дуже складною задачею.

Схема розподілення напружень при дії крутного моменту в бетоні та арматурі отримала всесвітнє визнання. Р. Залгер вперше запропонував використання паль трикутного перерізу, як найбільш ефективні. Дослідження роботи трикутних згинальних залізобетонних елементів займався Бабіч Є.Є.

Т.Н. Азізовим запропонована методика визначення жорсткості при крученні залізобетонного елемента з нормальними тріщинами, яка передбачає застосування методу лінійних кінцевих елементів. Запропонована методика була застосована Срібняк Н.М. для елементів прямокутного перерізу. Методика

визначення крутильних жорсткостей елементів з нормальними тріщинами перебуває на початковій стадії та потребує поширення на елементи іншого перерізу. Крім того Т.Н. Азізов вперше запропонував використання балок порожнистого трикутного профілю у мостових конструкціях. У роботі М.І.

Карпенка [28] розглянуто деформації залізобетонних елементів за дії кручення, але ця теорія передбачає наявність просторової тріщини кручення.

В останні роки проводяться дослідження крутильної жорсткості залізобетонних елементів з нормальними та похилими тріщинами. У цих роботах досліджують елементи прямокутного, таврового, коробчастого перерізів.

Водночас триває пошук нових форм поперечного перерізу балок і плит, крутильна жорсткість яких є великою, наприклад переріз у вигляді порожнистого трикутника. У перекриттях з балок-плит порожнистого

трикутного перерізу ефект просторової роботи високий у першу чергу завдяки великій жорсткості таких елементів при крученні. Вивчення впливу нормальних та похилих тріщин на крутильну жорсткість таких елементів є актуальним завданням.

1.2 Передумови, покладені в основу розрахунку за міцністю

Передбачається можливість перенесення діаграм напруження-деформації, одержаних при однорідному стиску бетонних призм, на стиснуту зону неоднорідного деформованого перерізу при згині з крученням. Реалізація нелінійної деформаційної моделі розрахунку здійснюється на основі трансформованих діаграм деформування бетону, які встановлюють межу стійкого деформування в умовах висхідної або спадної гілки діаграми стану бетону й перетворюють у розв'язвану систему рівнянь рівноваги для граничного стану.

Граничні деформації бетону на межі руйнування оцінюються ітераційним способом із залученням належним чином обраного рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил, що діють у нормальному перерізі як такі, за яких досягається гранична міцність перерізу.

Уточнюються і одержують подальший розвиток розрахункові передумови, прийняті в існуючих розрахункових моделях, зокрема, передбачається враховувати можливість неодновременного досягнення граничних зусиль у спільно працюючому стиснутому бетоні й арматурі, а також диференційовано оцінювати їхні розрахункові опори залежно від граничних деформацій бетону на межі руйнування і фізико-механічних характеристик матеріалів.

Бетон і арматура деформуються спільно, а робота бетону в розтягнутій зоні нормального перерізу не враховується, а всі розтягуючі зусилля в просторовому перерізі сприймаються стержнями поздовжньої й поперечної арматури, перетнутими похилою тріщиною. Напруження в стержнях арматури приймаються рівними розрахунковим опорам R_{sp} і $R_{sp'}$.

Руйнування елементів відбувається таким чином, що на трьох його гранях розвиваються спіралеподібні тріщини під кутом $\phi = 45^\circ$ до поздовжньої вісі. При розгортці граней поперечного перерізу тріщини розглядаються як такі, що утворюють паралельні між собою похилі лінії. Вважається, що біля четвертої грані розташовується стиснута зона бетону, кут нахилу α якої до поздовжньої вісі елемента (рис. 1.1.) залежить від співвідношення $\psi = T/M$, де T – величина діючого крутного і M – згинаючого моменту.

Для визначення кута α пропонується гіперболічна залежність, яка відповідає екстремальним випадкам завантаження елемента зовнішнім навантаженням:

$$\alpha = \arctg \left(1 + \frac{1}{5\psi} \right); \quad (11)$$

при $\psi = 0$ (крутний момент T відсутній) кут $\alpha = 90^\circ$ (має місце “чистий” згин).

при $\psi = \infty$ (згинаючий момент M відсутній) кут $\alpha = 45^\circ$ (має місце “чисте” кручення).

Таким чином залежність (1) чітко відповідає фізичному явищу сумісної дії крутного та згинаючого моментів.

Дискретні зусилля в стержнях поперечної арматури, перетнутих похилою тріщиною руйнування, для спрощення розрахункових формул, приймаються рівномірно розподіленими на ділянках довжиною $(2h + b) \text{ctg} \phi$, де h і b – висота і ширина поперечного перерізу.

Нейтральна лінія в просторовому перерізі елемента приймається прямолінійною, для визначення її положення використовується рівняння граничної рівноваги: суми проєкцій зовнішніх і внутрішніх зусиль на вісь елемента, що проходить через центр ваги стиснутої зони бетону висотою $z \leq z_f$ нормально її площині.

Криволінійна епюра напружень в стиснутій зоні бетону фактично висотою z_f при спрощенні методики розрахунку замінюється прямокутною епюрою із

рівномірно розподіленими напруженнями в бетоні R_b і умовною висотою $z \leq z_r$ та z_{FR} , де z_{FR} – гранична висота стиснутої частини перерізу.

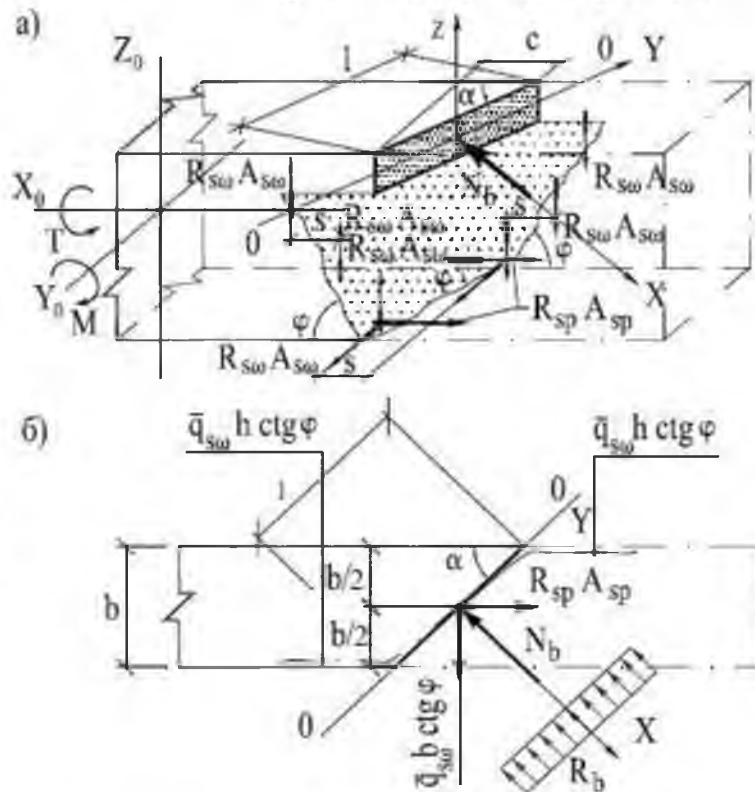


Рис. 1.1 Розрахункова схема для визначення несучої здатності поперечно напружених залізобетонних конструкцій при крученні зі згином

а – аксонометричний вигляд розрахункової схеми;

б – горизонтальна проекція залізобетонного елемента.

Граничний стан елемента характеризується досягненням у найбільш стиснутих фібрах бетону граничних деформацій ϵ_{bu} , які обмежують низхідну гілку трансформованої діаграми деформування бетону або граничні деформації поздовжньої робочої арматури ϵ_{spu} розтягнутої зони перерізу.

Подібно до звичайно армованих елементів у поперечно напруженому поперечному прямокутному перерізі з одиночним армуванням при сумісній дії згинаючого та крутного моментів також можливий випадок розташування нейтральної вісі паралельно верхній грані перерізу (рис. 1.1, 1.2).

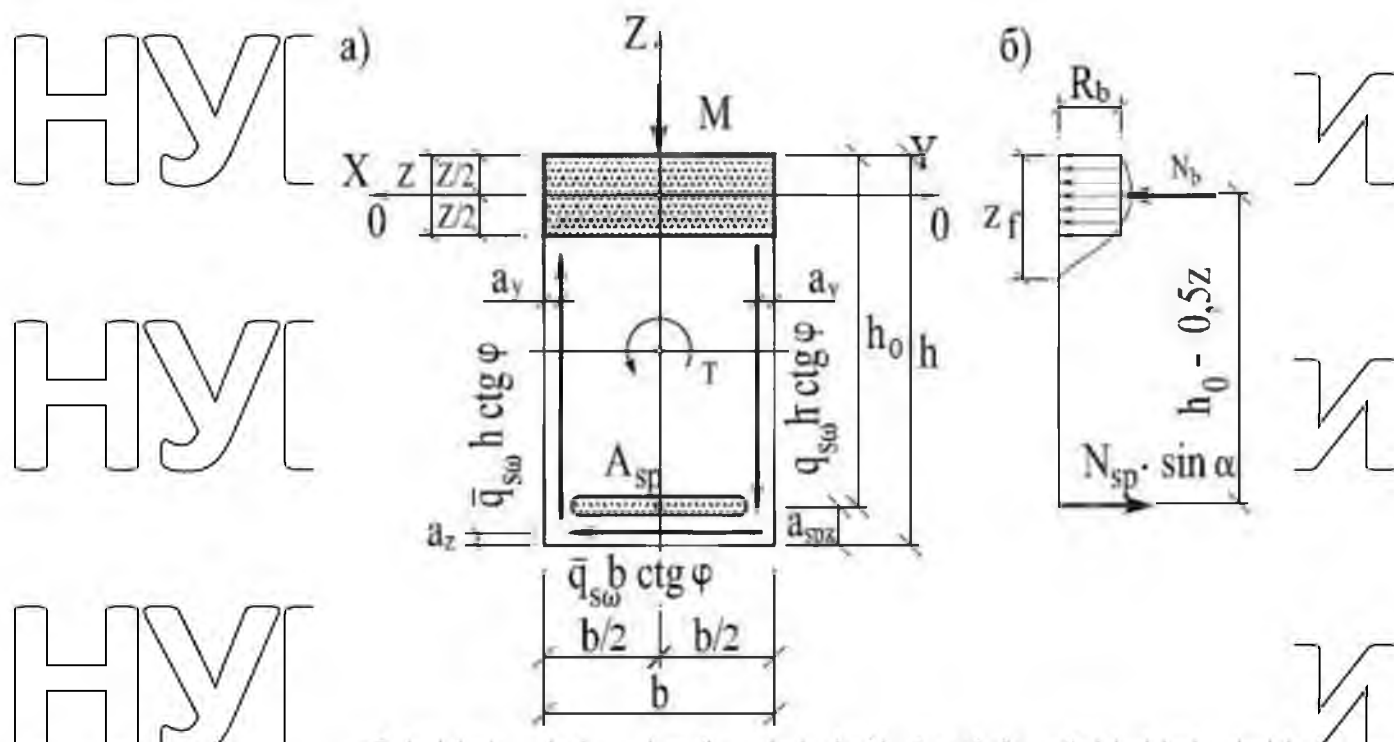


Рис. 1.2 До розрахункової схеми для визначення несучої здатності

попередньо напружених залізобетонних конструкцій при крученні зі згином

а – поперечний переріз залізобетонного елемента;

б – етюра внутрішніх зусиль в поперечному перерізі.

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Будівельний генеральний план

Рішення генерального плану обумовлене особливостями заданої ділянки, завданням на проектування та вимогами будівельних норм та правил.

За завданням на проектування ділянка розміщена в планувальній зоні міста Києва. Конфігурація ділянки не має значних перепадів, рельєф спокійний, рівнинний. Вказана земельна ділянка не входить до історичної охоронної зони та зони регулювання забудови міста.

Озеленення ділянки відсутнє. Забудова в деуття.

Функціональна зона житлова з багатоповерховою забудовою.

Підземні інженерні комунікації представлені прохідним колектором теплотраса, електрокабелів, телефону, а також теплотраса та електрокабелі.

Враховуючи містобудівну ситуацію та рельєф заданої ділянки, пропонується розташувати на ній багатоповерхову цивільну будівлю адміністративно-житлового призначення.

Розрахункова потреба житлової території для мешканців житлового будинку визначена на основі нормативних показників ДБН 360-92** п.

3.8, прим. 1 (для житлової забудови більше 9 поверхів мінімальна розрахункова площа ділянки становить $12,2 - 12,0 \text{ м}^2$ на 1 людину) та розрахункової чисельності населення і складає $1830 - 1800 \text{ м}^2$.

На рівні землі для потреб мешканців житлового будинку виділено **2050** м^2 території, на якій розміщено проїзди, пішохідні доріжки та майданчик для збору великогабаритного сміття.

2.2 Кліматичні умови

Температурна зона будівництва – II, м. Чернігів

Середньорічна температура повітря становить 6,9 °С, середня температура найбільш теплого місяця 24,2 °С, і найбільш холодного -27 °С. Кількість опадів за рік складає 683 мм.

Висота снігового покриву сягає 50 см, глибина промерзання ґрунту - 0,8м.

Середня місячна відносна вологість повітря приймає максимальне значення взимку 84%, а в літні місяці відносна вологість становить 56 %.

2.3 Інженерна підготовка території, благоустрій, озеленення.

Проектом організації рельєфу ділянки передбачається суцільне планування території, з максимальним збереженням існуючого рельєфу та мінімальними обсягами земляних робіт.

Вертикальне планування території виконане з метою ефективного відведення дощових і талих вод з ділянки. Водовідведення передбачене по спланованій поверхні на місцевий проїзд, а по ньому - за територію ділянки та в мережу дощової каналізації з підключенням до існуючого колектора. Для проїзду автотранспорту до будинків передбачається влаштування місцевого проїзду шириною 5,5м з твердим покриттям. Конструкція проїзду прийнята з асфальтобетону на щебеневій підготовці та основою з піску. Упором для асфальтобетонного покриття являється бетонний борт типу БР100.30.15 на бетонній основі.

Благоустроєм території ділянки передбачається влаштування малих архітектурних форм, озеленення. В обсяг озеленення входять висадження газонів з багатолітніх трав, посадка декоративних кущів та квітників. До складу елементів озеленення входять ірга круглолиста, садовий жасмин, горобина, ялівець козацький та інші.

Всі площі, вільні від забудови і мощення, засіваються травою, організовуються квітники.

2.4 Об'ємно-планувальні рішення.

Запроектована будівля розміщена впродовж ділянки. На першому поверсі будівлі запроектовані нежитлові торгово-офісні приміщення. Кількість квартир, розміщених на типовому поверсі – 8. З них чотири – однокімнатні, три – двокімнатні та одна – трикімнатна. Кількість типових поверхів – 25.

В підземному поверсі розміщуються технічні приміщення – насосна, бойлерна, електрощитова, вентиляційні камери, технічні приміщення будинку та тепловий пункт.

Зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів типу Н1 та одного ліфту.

2.5 Фасади, зовнішнє оздоблення.

Будинок запроектовано в каркасному варіанті.

За межами балконів та лоджій зовнішні стіни складають собою конструкцію залізобетонного пілону (газобетонного блоку) 200-250мм, напівжорстких мінералованих плит по ДСТУ Б В.2.7-97-2000 – 100(120мм) (ГОСТ 9573-96), вкритих декоративною штукатуркою.

По фронті балконів та лоджій зовнішні стіни складаються з залізобетонного пілону (газобетонного блоку) 200-250мм, пінополістиролу екструдованого з теплопровідністю не більше 0,37 Вт/(м*К), товщиною 100(120)мм та облицювальної цегли 250х60х60мм.

Внутрішнє оздоблення квартир та вбудованих приміщень проектом не передбачається.

В проєкті використовуються матеріали, вироби та конструкції, місцевого та іноземного виробництва, які регламентовані національними стандартами, державними будівельними нормами та правилами, іншими нормативними документами. Всі матеріали сертифіковані для застосування на території України.

2.6 Протипожежні вимоги

На територію дворового простору передбачено заїзд шириною 5,5 м на відстані 8 м від будинку, забезпечено можливість подачі пожежної драбини до кожної квартири та офісного приміщення.

Проектом передбачено:

- Ступінь вогнестійкості житлового будинку – I;
- Будинок каркасний, каркас залізобетонний;
- Зовнішні стіни – газобетонні блоки;
- Перегородки – ефективні керамічні блоки;

Перекриття – залізобетонні, монолітні товщиною 200мм. Згідно ДБН

В.1.1-7-2002 табл.4 мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій для будинків I ступеня вогнестійкості прийнято:

- несучі з/б стіни, стіни сходових кліток – REI 150;
- самонесучі стіни - REI 75;
- з/б колони - R 150;
- міжповерхові перекриття - REI 60;
- сходові площадки, сходові марші - R 60.

2.7 Інсоляція квартир та прилеглої території

При розміщенні та орієнтації проєктованого житлового будинку враховано вимоги будівельних та санітарних норм щодо тривалості інсоляції квартир проєктованого будинку, існуючих будинків та прилеглої території.

В одно-, дво- та трикімнатних квартирах інсоляцію забезпечено не менше ніж в одній кімнаті. Таким чином, можна зробити висновок, що інсоляція квартир проєктованих будинків відповідає вимогам ДБН 360-92** п.10.30 щодо тривалості інсоляції.

Штучне освітлення в приміщеннях з робочими місцями здійснюється системою комбінованого освітлення, при якій крім системи загального освітлення додатково встановлюються світильники місцевого освітлення.

2.8 Теплотехнічний розрахунок

Вихідні дані для зовнішньої стіни:

Район будівництва: м. Київ.

Назва будівлі: житлова будівля.

Температура внутрішнього повітря: 18 °С.

Вологий режим будівлі: нормальний.

Конструкція огороження (Рис.4.1): зовнішня стіна товщиною 0,4 м влаштовується із перлітобетонних блоків на цементно-піщаному розчині $\gamma=500\text{кг/м}^3$ на цементно – піщаному розчині, з внутрішньої сторони цементно-піщаним розчином товщиною 2 см, з зовнішньої сторони високоякісною штукатуркою 5мм.

Розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності вибираємо з [ДБН, В 2.6-31-2006], з врахуванням того, що м. Київ розміщене у другій температурній зоні . Розрахункові характеристики матеріалів, що включені в розрахунок зведені в табличній формі (таблиця 2.1).

Таблиця 2.1
Розрахункові характеристики матеріалів

№ шару	Назва матеріалу шару	Густина, ρ кг/м ³	Товщина шару, м	Теплопровідність λ , Вт/м ² К
δ_1	Цементно-піщана штукатурка	1600	0,02	0,81
δ_2	Газобетонні блоки	500	0,4	0,13

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Проектування монолітного безбалкового перекриття

3.1.1 Основні положення

Перекриття монолітних каркасних будівель найчастіше виконують плоскими суцільними. Таке рішення є кращим з позицій вимог архітектури і технології будівництва. Товщина перекриття призначається з умови необхідної міцності при продавлюванні і жорсткості. Якщо міцність перекриття при продавлюванні не достатня, його несуча здатність може бути підвищена за допомогою поперечної арматури, встановленої в зоні перекриття, що примикає до колони, або шляхом влаштування місцевих потовщень колони - капітелей (див. рис. 3.1).

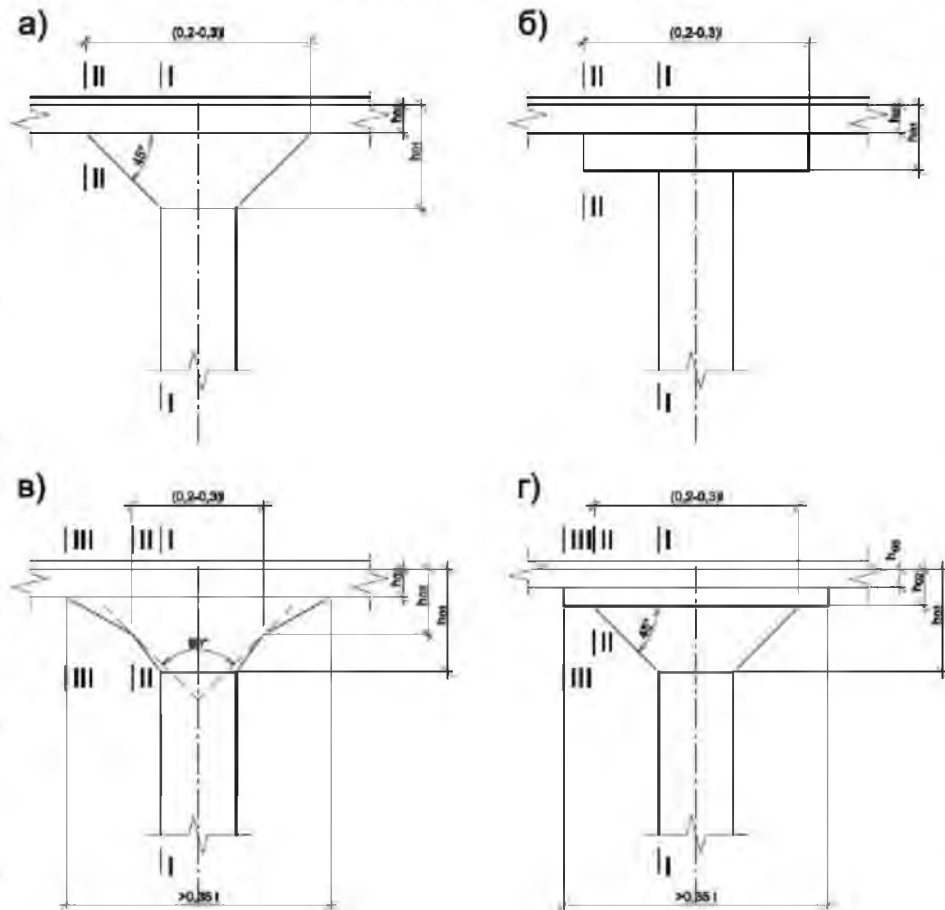


Рис. 3.1 Конструкції капітелей

(I-I - проліт, I-I, II-II, III-III, IV-IV - перерізи при розрахунку міцності на продавлювання)

При збільшенні прольотів виникає необхідність у підвищенні міцності перекриттів при згинанні і при продавлюванні, а також їх жорсткості без надмірної витрати бетону, що неминуче при застосуванні суцільних перекриттів.

У цьому випадку застосовуються різні види ефективних конструкцій перекриттів: кесонні, пустотні, ребристі з балковими плитами, ребристі з контурними ребрами (рис. 3.2).

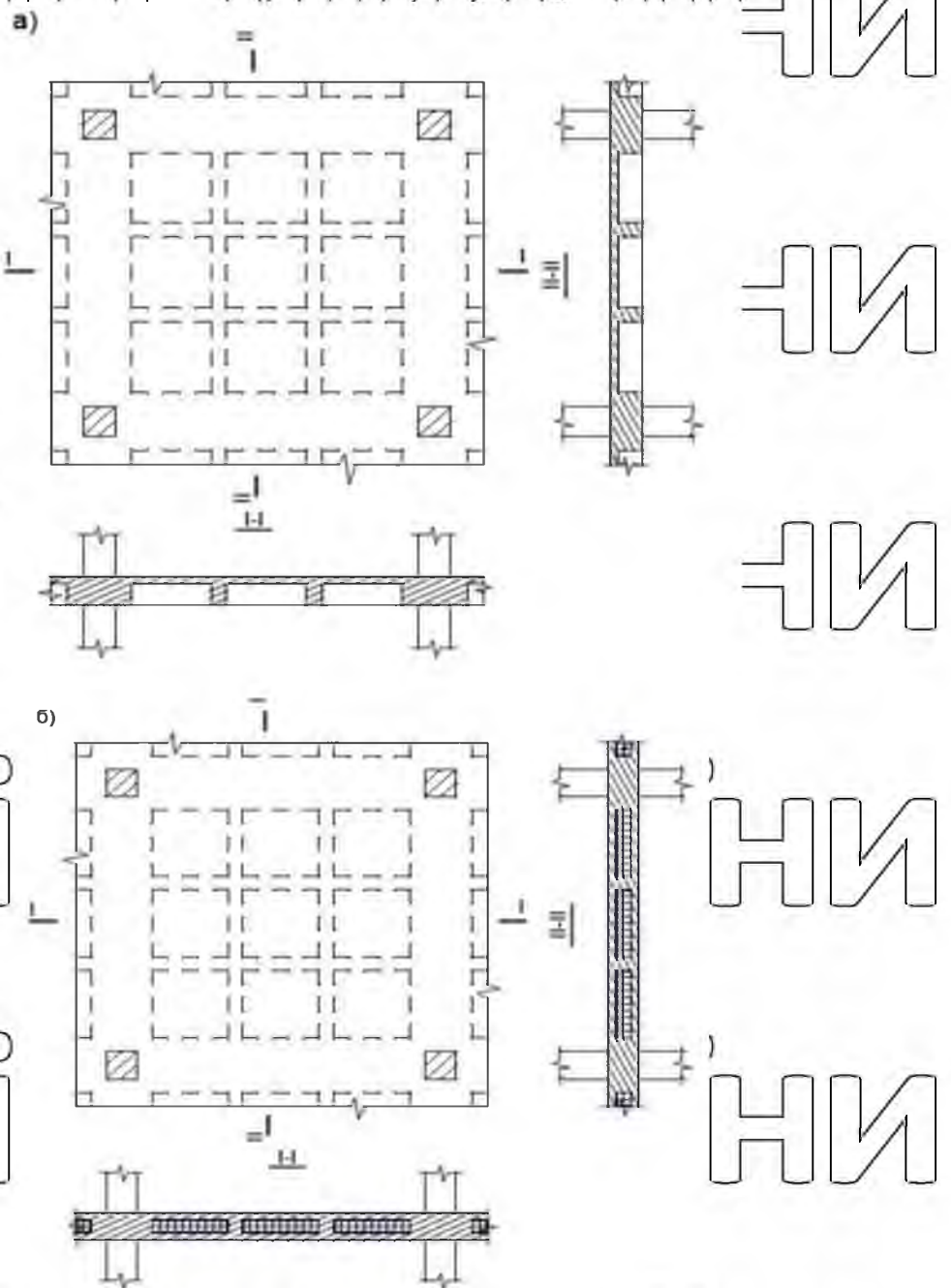


Рис. 3.2 Схеми кесонного (а) і пустотного (б) перекриттів

Для конструювання елементів будівлі необхідно визначити значення діючих в них зусиль, виконавши розрахунок несучої системи будівлі при дії вертикальних і горизонтальних навантажень.

В даний час розрахунки несучої системи будівлі найчастіше виробляють методом кінцевих елементів, застосовуючи обчислювальні комплекси ЛИРА-САПР, Мономах-САПР, SCAD, Stark-ES і т.д. Ресурси сучасних комп'ютерів дають можливість скласти розрахункову схему, що моделює будівлю в цілому, що дозволяє врахувати спільну роботу надземних конструкцій з основою, що деформується, й інші особливості дійсної роботи споруди. У тому випадку, коли горизонтальні навантаження будівлі і деформації основи не мають помітного впливу на напружений стан конструкцій перекриття, що має місце, якщо несуча система будівлі включає досить потужні ядра і діафрагми жорсткості, а осідання фундаментів задовольняють вимогам, можливий розрахунок на дію вертикальних навантажень одноповерхового фрагмента, що включає перекриття одного поверху, а також вертикальні конструкції (колони і стіни) вищого і нижчого поверхів з шарнірними опорами в середині поверху, за аналогією з наближеними схемами, що використовуються при розрахунку багатопверхових рам [8].

Виконуючи статичні розрахунки перекриття, можна використовувати програмне забезпечення. В окремих випадках допускається визначення значення моментів $M_x(L_x; L_y)$ та $M_y(L_x; L_y)$; для заданого в проєкті значень кроку колон L_x

і L_y наближено за формулами:

$$M_x \approx k_x \cdot m_x,$$

$$M_y \approx k_y \cdot m_y,$$

де m_x - згинальний момент при навантаженні 1 кН/м^2 в напрямку осі x ;

m_y - те ж в напрямку осі y .

k_x і k_y - поправочні коефіцієнти

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 \cdot L_y / 6,0^3;$$

$$k_y = q \cdot (L_y)^2 \cdot L_x / 6,0^3.$$

У розрахунках на дію вертикальних навантажень в тому випадку, коли частка тривалих навантажень перевищує 70% від повних, при призначенні жорсткостей скінченних елементів модуль пружності у відповідності з п. 6.2.7 [56] рекомендується приймати із знижуючими коефіцієнтами: 0,6 - для вертикальних несучих елементів; 0,2 - для плит перекриттів (покриттів) з урахуванням наявності тріщин і тривалості дії навантаження.

Після визначення зусиль в першу чергу перевіряють прийняте значення товщини плити перекриття або параметри капітелей з умови достатньої їх міцності при продавлюванні [17], [25].

Розрахунок перекриттів з капітелями виконують залежно від прийнятого конструктивного варіанта капітелей.

Для капітелей з похилими бічними гранями і ступінчастою (рис. 3.1,а і рис. 3.1,б) розглядають два поперечних перерізи по грані колони і по грані підстави капітелі. Кут нахилу граней капітелі до горизонталі повинен бути не менше 45°.

Для капітелей більш складного перетину (рис. 3.1,в і рис. 3.1,г) необхідно розглянути три поперечних перерізи. Висота першого відповідає висоті капітелі і товщині плити, розрахунком перевіряють достатність призначеної товщини капітелі. Висота другого відповідає висоті верхньої частини капітелі і товщині плити. Висота третього відповідає товщині плити. Розрахунками за цими перерізами перевіряють достатність призначених горизонтальних розмірів капітелі.

При розрахунку на продавлювання розрахункова сила F від зовнішнього навантаження приймається рівною:

$$F = N_{col,1} - N_{col,2}$$

де $N_{col,1}$, $N_{col,2}$ — поздовжні сили в колоні нижче і вище перекриття відповідно (рис. 3.3), визначені розрахунком несучої системи будівлі. Якщо розраховується одноповерховий фрагмент, то $N_{col,2} = 0$ і $F = N_{col,1}$

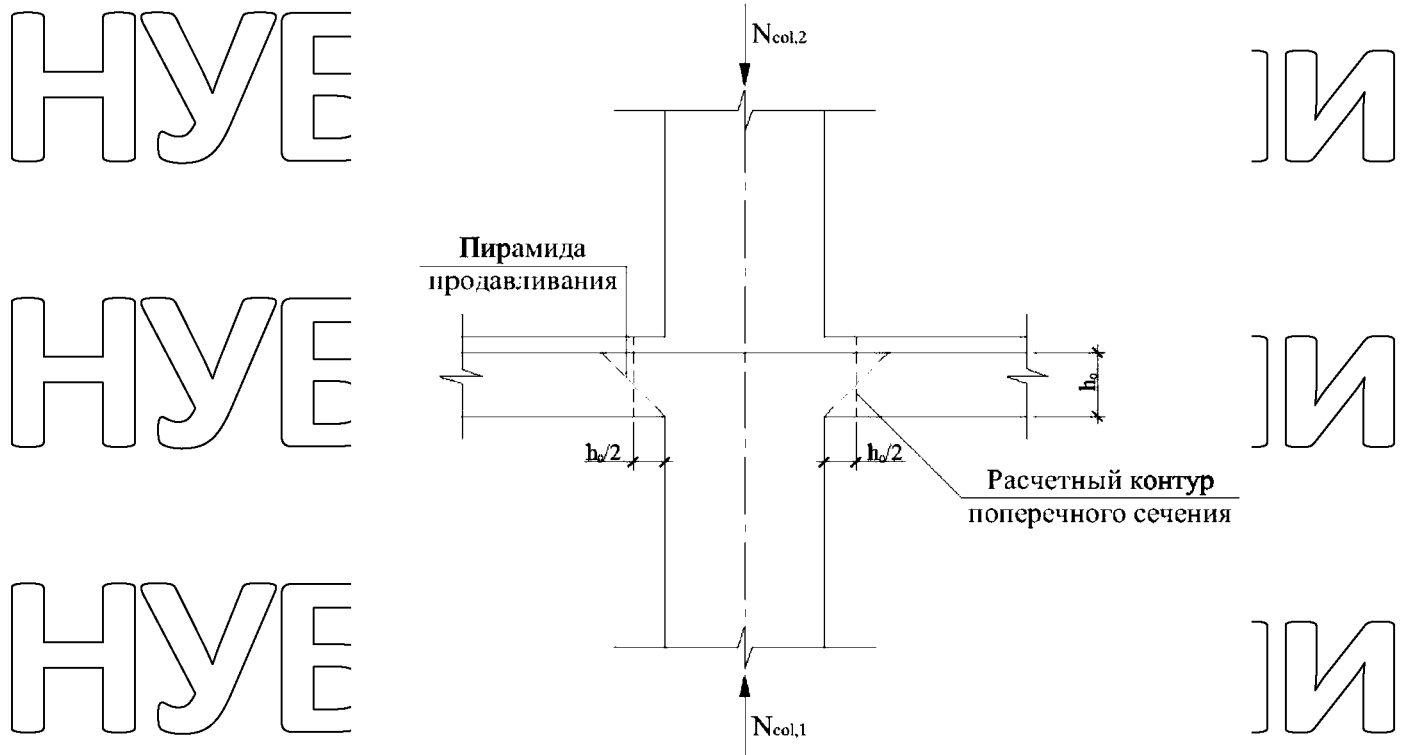


Рис 3.3 Схема зусиль при розрахунку на продавлювання

Можна також визначити значення розрахункової сили від зовнішнього навантаження наближено:

$$F \approx q \cdot A_q \cdot \gamma_{col}$$

де q - розрахункове навантаження перекриття; A_q - вантажна площа колони; γ_{col}

- коефіцієнт, що враховує збільшення зусилля в деяких колонах рамних систем.

Для колони, розташованої на першому від фасаду осі $\gamma_{col} = 1,15$, в інших випадках

$$\gamma_{col} = 1.$$

У необхідних випадках розрахунок на продавлювання виконують з

урахуванням зосередженого згинального моменту M_{loc} відповідно до вказівок

[17], [25].

Кількість поздовжньої арматури в плиті перекриття знаходять

розрахунком на дію згинальних моментів M_x та M_y , діючих в площинах

паралельних горизонтальним координатним осям X та Y відповідно і певних

розрахунком несучої системи будівлі. Моменти M_x та M_y є розподіленими і

мають розмірність $\text{кН} \cdot \text{м/м}$.

Характерна картина згинальних моментів в плиті перекриття для конструктивної комірки каркасного будинку представлена на рис. 3.4. Аналіз показав, що можна виділити наступні зони, що відрізняються значеннями згинальних моментів:

зона 1 – надколонну (надпілонну) ділянку, в межах якої діють максимальні за абсолютною величиною негативні моменти M_x та M_y ;

зона 2 – міжколонну (міжпілонну) ділянку, в межах якої діють відносно невеликі негативні моменти M_x ;

зона 3 – міжколонну (міжпілонну) ділянку, в межах якої діють відносно невеликі негативні моменти M_y ;

зона 4 – міжколонну (міжпілонну) ділянку, в межах якої діють максимальні за абсолютною величиною позитивні моменти M_x ;

зона 5 – міжколонну (міжпілонну) ділянку, в межах якої діють максимальні за абсолютною величиною позитивні моменти M_y ;

зона 6 – пролітну ділянку, в межах якої діють відносно невеликі позитивні моменти M_x та M_y .

Відстані C_x та C_y визначають розміри зон і пов'язані з розмірами ділянок, у межах яких знаки згинальних моментів постійні. Для конструктивних комірок, віддалених від стін, при прольотах регулярних або майже регулярних допустимо приймати $C_x \approx 0,25 \cdot L_x$, $C_{yx} \approx 0,25 \cdot L_y$, де L_x та L_y – значення відповідних прольотів.

В інших випадках орієнтуються на результати розрахунку несучої системи будівлі.

Необхідну кількість арматури визначають за значеннями згинальних моментів, усередненим в межах відповідної зони, при цьому середні значення обчислюють для крайнього ряду кінцевих елементів кожної зони. Оскільки, як зазначено вище, в результаті розрахунку несучої системи будівлі визначають значення розподілених моментів M_x та M_y , розмірність яких дорівнює кН·м/м, підбір арматури виконують звичайно для перерізів шириною 1м. В результаті

знаходять кількість арматури на 1 м (інтенсивність армування, яке визначається діаметром і кроком арматурних стержнів) відповідної ділянки перекриття.

3.1.2 Вихідні дані

Габарити і навантаження

Об'ємно-планувальні параметри несучої системи будівлі прийняті такими: товщина суцільної плити прийнята рівною $h_f = 200 \text{ мм}$, поперечний переріз колони – $400 \times 400 \text{ мм}$, товщина пілонів та стін $b = 200 \text{ мм}$ (рис.3.4).

Значення навантажень на 1 м^2 перекриття представлені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Навантаження на 1 м^2 перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійна:			
Підлоги – паркет на мастиці, $\delta = 20 \text{ мм}$;	0,20	1,3	0,26
Цементно-піщана стяжка, $\delta = 30 \text{ мм}$;	0,54	1,3	0,70
Монолітна плита $\delta = 200 \text{ мм}$	5,0	1,1	5,5
Разом постійне навантаження, g	5,74		6,46
Тимчасова:			
Перегородки,	0,5	1,2	0,6
Корисна (з будівлі),	4,5	1,2	5,4
У тому числі тривало діюча V_0	$0,35 \cdot 4,5 = 1,575$	1,2	1,89
Разом тимчасове навантаження, V ,	5,0		6,0
У тому числі тривало діюча V_{lon}	2,075		2,49
Повне навантаження, $g + V$,	10,74		12,46
У тому числі тривало діюча q_{lon}	7,815		8,95

Для розрахунку перекриття прийнятий одноповерховий фрагмент.

При розрахунку плит допускається знижувати тимчасові навантаження залежно від вантажної площі $A (\text{м}^2)$ на коефіцієнт φ_1 або φ_2 [47], при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$

НУБІП України

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{4 \cdot 4_1}};$$

$$S = 6,0 \cdot 6,3 = 37,8 \text{ м}^2;$$

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{37,8/9}} = 0,7.$$

Повне навантаження з урахуванням коефіцієнта φ_1 буде дорівнювати:

$$g + V_1 = 6,46 + 4,38 = 10,84 \text{ кН/м}^2.$$

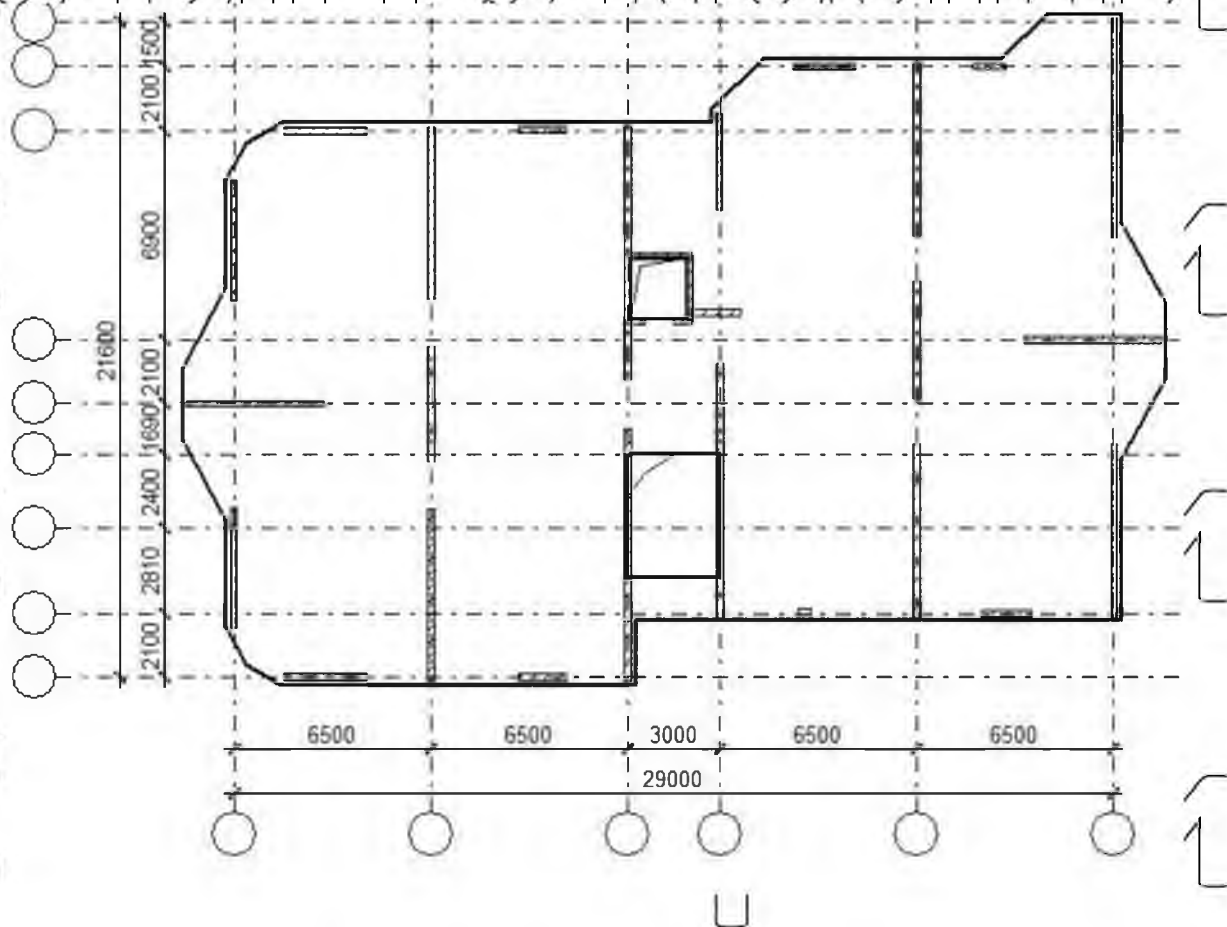


Рис. 3.4. План монолітного безбалкового перекриття

Тривало діюче навантаження дорівнює:

$$g + V_{1, \text{длн}} = 6,46 + 1,923 = 8,383 \text{ кН/м}^2.$$

V_1 - тимчасове навантаження з урахуванням коефіцієнта φ_1 :

$$V_1 = 0,6 + 5,4 \cdot 0,7 = 4,38 \text{ кН/м}^2$$

$V_{1, \text{длн}}$ - тимчасова тривало діюче навантаження з урахуванням коефіцієнта φ_1

$$V_{1,lon} = 0,6 + 1,89 \cdot 0,7 = 1,923 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Тривало діюче нормативне навантаження з урахуванням коефіцієнта φ_1 :

$$q_{n,lon} = g + V_{пер} + V_0 \cdot \varphi_1;$$

$$q_{n,lon} = 5,74 + 0,5 + 1,575 \cdot 0,7 = 7,34 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Повне нормативне навантаження з урахуванням коефіцієнта φ_1 :

$$q_n = 5,74 + 0,5 + 4,5 \cdot 0,7 = 9,39 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Матеріали для перекриття

Бетон важкий класу за міцністю на стиск С25/30:

$$R_{b,n} = 22,0 \text{ МПа} = 22,0 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 2,2 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$R_{b,m} = 1,75 \text{ МПа} = 1,75 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,175 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ (табл. 6.7 [17]);}$$

$$R_b = 17,0 \text{ МПа} = 17,0 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1,7 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа} = 1,15 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,115 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ (табл. 6.8 [17]);}$$

$$\nu_b = 0,9 \text{ (п. 5.1.10 [3]);}$$

Початковий модуль пружності $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (табл. 6.11 [17]).

При тривалій дії навантаження значення початкового модуля деформації

бетону визначили за формулою (6.3) [17]:

$$E_{b,t} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr}) = 32,5 \cdot 10^3 / (1 + 2,3) = 9,85 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

де $\varphi_{b,cr} \equiv 2,3$ - коефіцієнт повзучості (табл. 5.4 [56]).

Арматура класу А500С:

$$R_{s,n} = 500 \text{ МПа} = 50,0 \text{ кН} / \text{см}^2, \quad R_s = 435 \text{ МПа} = 43,5 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

$$R_{s,w} = 300 \text{ МПа} = 30,0 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ (табл. 6.14 и 6.15 [17]).}$$

3.1.3. Розрахунок перекриття по граничним станам першої групи

Розрахунок на продавлювання

Значення зосередженої продавлюючої сили F від зовнішнього навантаження для колони визначили за наближеною формулою

$F \approx \gamma_n \cdot q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} = 1,0 \cdot 10,84 \cdot 6,0 \cdot 6,3 \cdot 1,15 = 471,2 \text{ кН}$,
 де $\gamma_n = 1,0$ - коефіцієнт надійності за відповідальністю проєктованої будівлі по [50], A_q - вантажна площа колони; $\gamma_{col} = 1,15$ - коефіцієнт, що враховує збільшення зусилля в першій від фасаду колоні рамних систем.

Результати виконаних розрахунків фрагмента свідчать, що виникаючі у розглянутій колоні згинальні моменти малі і тому не враховуються при оцінці несучої здатності на продавлювання даної ділянки перекриття, розрахунок виконується тільки при дії зосередженої сили.

Граничне зусилля $F_{b,ult}$, що сприймається бетоном, визначили за формулою (8.88) [17]:

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot A_b = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,36 = 372 \text{ кН},$$

$$A_b = u \cdot h_0 = 2,24 \cdot 0,16 = 0,36 \text{ м}^2,$$

де A_b - площа розрахункового поперечного перерізу за формулою (8.89) [17];
 $h_0 = 0,16 \text{ м}$ - приведена робоча висота перерізу перекриття;

$$h_0 = (h_{ox} + h_{oy}) / 2 = (15 + 17) / 2 = 16 \text{ см};$$

$u = 4 \cdot (0,4 + 0,16) = 2,24 \text{ м}$ - периметр контуру розрахункового поперечного перерізу при поперечному перерізі колони $0,4 \times 0,4 \text{ м}$.

Оскільки $F = 471,2 \text{ кН} > F_{b,ult} = 372 \text{ кН}$ - несуча здатність суцільного перекриття на продавлювання не забезпечена.

Так як несуча здатність не забезпечена, слід передбачити поперечне армування.

Розрахунок поперечної арматури проводиться з умови:

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult};$$

$$F_{b,ult} = 372 \text{ кН}.$$

$F_{sw,ult}$ - граничне зусилля, яке сприймається поперечною арматурою при продавлюванні, при цьому повинна дотримуватися умова:

$$0,25F_{b,ult} \leq F_{sw,ult} \leq F_{b,ult};$$

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u;$$

q_{sw} - зусилля в поперечній арматурі на одиницю довжини контуру розрахункового поперечного перерізу:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w;$$

де A_{sw} - площа перерізу поперечної арматури з кроком, розташованої в межах відстані по обидві сторони від контуру розрахункового поперечного перерізу (рис. 3.5),

s_w - крок поперечної арматури: $s_w \leq h_0 / 3$ і не більше 300мм,

u - периметр контуру розрахункового перерізу.

Приймаємо діаметр поперечних стержнів $\varnothing 6$ А500С, шаг $s_w \leq 16/3$,

$$s_w = 5 \text{ см.}$$

Перший ряд стрижнів розташовуємо на відстані $6 \text{ см} \leq h_0 / 2$.

$$F_{sw,ult} = F - F_{b,ult} = 471,2 - 372 = 99,2 \text{ кН}$$

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u; u = 2,24 \text{ м.}$$

Визначаємо погонне зусилля в хомутах, при якому буде забезпечена міцність на продавлювання:

$$q_{sw} = F_{sw,ult} / (0,8 \cdot u) = 99,2 / (0,8 \cdot 2,24) = 0,554 \text{ кН / см.}$$

Погонне зусилля дорівнює:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w;$$

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН / см}^2 \text{ (табл. 6.15 [17]);}$$

$$q_{sw} = 30 \cdot 0,57 / 5 = 3,42 \text{ кН / см} > 0,554 \text{ кН / см};$$

Перевіряємо міцність перерізу:

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u = 0,8 \cdot 3,42 \cdot 2,24 = 612,88 \text{ кН} > 99,2 \text{ кН, міцність забезпечена.}$$

Перевіряємо міцність перерізу на відстані від межі встановлення поперечної арматури:

$$H \leq F_{b,ult};$$

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot u_1 \cdot h_0;$$

$$u_1 = 4 \cdot (0,26 + 0,40 + 0,26 + 2 \cdot 0,08) = 4,32 \text{ м (рис. 3.5);}$$

$$F_{b,ult} = 0,9 \cdot 115 \cdot 432 \cdot 16 = 7154 \text{ кН}.$$

Аналогічно необхідно перевірити міцність перекриття на продавлення в зоні всіх колон; для колон, розташованих по фасадним осям, особливо для кутових колон розрахунок слід виконувати з урахуванням згинальних моментів.

Розрахунок на дію згинальних моментів

Згинальні моменти для конструктивної комірки в осях Б-В/ 3-4 розраховали по наближеним формулам, використовуючи результати розрахунку одноповерхового фрагмента, наведені в дод. 12. Поправочні коефіцієнти рівні:

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 \cdot L_y / 6,0^3 = 10,84 \cdot 6,0^2 \cdot 6,3 / 216 = 11,38;$$

$$k_y = q \cdot (L_y)^2 \cdot L_x / 6,0^3 = 10,84 \cdot 6,0 \cdot 6,3^2 / 216 = 11,95$$

$$M_x = k_x \cdot m_x; M_y = k_y \cdot m_y.$$

Завданням подальшого розрахунку є визначення необхідної кількості горизонтальної арматури.

Визначення площі верхньої арматури, що паралельна осі x, для зони 2 і підбір арматури по сертamentу

Максимальне значення згинального моменту $M_{x2,max}$ на міжколонній ділянці: $M_{x2,max} = 16,06 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури:

$$\alpha_m = \frac{M_{x2,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1606}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0466;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0478;$$

$$A_{sx} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0478 \cdot 15}{43,5} = 2,52 \text{ см}^2 / \text{м}.$$

Приймаємо $\varnothing 12$ А500С з кроком 200мм, $A_{sx,ef} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}.$

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІ

НУБІ

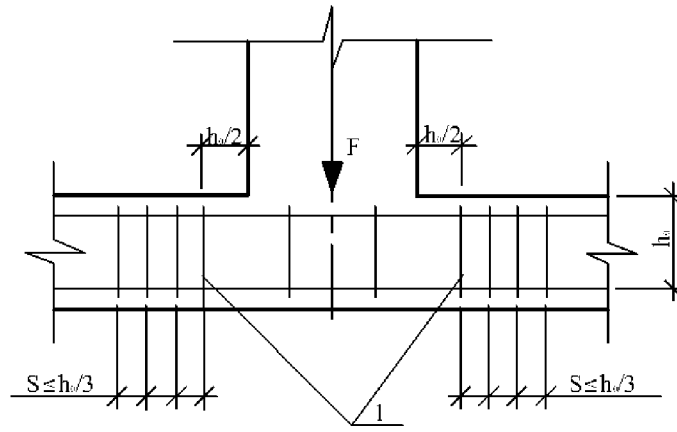
НУБІ

НУБІ

НУБІ

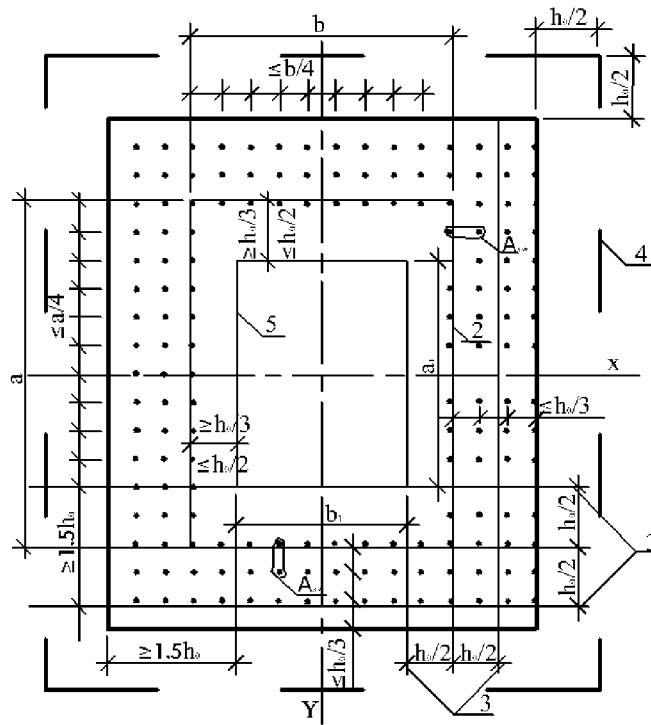
НУБІ

НУБІ



НИ

НИ



НИ

НИ

- 1 – Розрахунковий поперечний переріз;
- 2 – Контур розрахункового поперечного перерізу;
- 3 – Границі зони, в межах яких в розрахунку враховується поперечне армування;
- 4 – Контур розрахункового поперечного перерізу без врахування в розрахунку поперечного армування;
- 5 – Контур площі прикладення навантаження.

Рис. 3.5. Схема для розрахунку залізобетонної плити перекриття з вертикальною рівномірно розподіленою поперечною арматурою на продавлювання

Визначення площі верхньої арматури, що паралельна осі x, для зони 1 і підбір арматури по сортаменту

НУБІ

У відповідності з отриманим результатами максимальний згинальний момент для надколонної зони 1 дорівнює $M_{x1,max} = 63,73 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$.

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури (без урахування стиснутої арматури) при $0,5h_{0x} = 15 \text{ см}$:

$$\alpha_m = \frac{M_{x1,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{6373}{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,185$$
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,206$$

(можна визначити ξ по табл. додат.10;

$$A_{svx} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0,206 \cdot 15}{43,5} = 10,87 \text{ см}^2 / \text{м}.$$

Приймаємо $\text{Ø}12 \text{ A500C}$ з кроком 100 мм , $A_{svx,ef} = 11,31 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Визначення площі нижньої арматури, що паралельна осі x , для зони 6 і

підбір арматури по сортаменту

Максимальне значення згинального моменту $M_{x6,max}$ в прогоновій ділянці:

$$M_{x6,max} = 15,48 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$$

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури:

$$\alpha_m = \frac{M_{x6,max}}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1548}{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,045$$
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,046$$
$$A_{sv6} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0,046 \cdot 15}{43,5} = 2,43 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Приймаємо $\text{Ø}12 \text{ A500C}$ з кроком 200 мм , $A_{sv6,ef} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Визначення площі верхньої арматури, що паралельна осі y , для зони 1 і

підбір арматури по сортаменту

У відповідності з отриманим результатами максимальне значення моменту

$$M_{y1,max} \text{ для підколонної зони 1 дорівнює: } M_{y1,max} = 64,29 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури (без урахування стиснутої арматури) при $h_{0y} = 17\text{см}$:

$$\alpha_m = \frac{M_{y1,\max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{6429}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,145;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,158$$

$$A_{sv,1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,158 \cdot 17}{43,5} = 9,45 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Приймаємо Ø12 A500C з кроком 100мм, $A_{sv,ef} = 11,31 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Визначення площі верхньої арматури, що паралельна осі у, для зони 3 і

підбір арматури по сортаменту

Максимальне значення згинального моменту $M_{y3,\max}$ на міжколонній

ділянці: $M_{y3,\max} = 18,76 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$.

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури (без урахування стиснутої арматури) при $h_{0y} = 17\text{см}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{y3,\max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{1876}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0424;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0433;$$

$$A_{sv,3} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0433 \cdot 17}{43,5} = 2,59 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Приймаємо Ø12 A500C з кроком 200мм, $A_{sv,3,ef} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Визначення площі верхньої арматури, що паралельна осі у, для зони 5 і

підбір арматури по сортаменту

Максимальне значення згинального моменту $M_{y5,\max}$ на міжколонній

ділянці: $M_{y5,\max} = 20,08 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$.

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури (без урахування стиснутої арматури) при $h_{0y} = 17\text{см}$:

$$\alpha_m = \frac{M_{y5,\max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{2008}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,045;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0465;$$

$$A_{sy,5} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0,0465 \cdot 17}{43,5} = 2,78 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Приймаємо Ø12 А500С з кроком 200мм, $A_{sy,5,ef} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Визначення площі нижньої арматури, що паралельна осі у, для зони 6 і

підбір арматури по сортаменту

Максимальне значення згинального моменту $M_{y6,max}$ на міжколонній

ділянці: $M_{y6,max} = 14,58 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$.

Визначаємо необхідну кількість розтягнутої арматури (без урахування стиснутої арматури) при $h_{0y} = 17 \text{ см}$:

$$\alpha_m = \frac{M_{y6,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{14,58}{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,033;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0335;$$

$$A_{sy,6} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0,0335 \cdot 17}{43,5} = 2,00 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Приймаємо Ø12 А500С з кроком 200мм, $A_{sy,6,ef} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$.

Таблиця 3.2.

Розрахунок арматури, що паралельна осі Х					
Розрахункова зона	$M_{xi}, \text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}$	α_m	ξ	$A_{sx}, \text{см}^2 / \text{м}$	Прийняте армування
Зона 1	-63,73	0,185	0,206	10,87	Ø12 шаг 100, $A_{sx} = 11,31 \text{ см}^2 / \text{м}$
Зона 2	-16,06	0,0466	0,0478	2,52	Ø12 шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$
Зона 4	+21,17	0,0615	0,0685	3,35	Ø12 шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$
Зона 6	+15,48	0,045	0,046	2,43	Ø12 шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2 / \text{м}$

Продовження таблиці 3.2

Розрахунок арматури, що паралельна осі У					
Розрахункова зона	$M_{yi}, \text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}$	α_m	ξ	$A_{sy}, \text{см}^2 / \text{м}$	Прийняте армування
Зона 1	-64,29	0,145	0,158	9,45	Ø12 шаг 100,

					$A_{cy} = 1,31 \text{ см}^2/\text{м}$
Зона 4	-18,76	0,0424	0,0433	2,59	$\text{Ø}12 \text{ шаг } 200,$ $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
Зона 5	+20,08	0,045	0,0465	2,78	$\text{Ø}12 \text{ шаг } 200,$ $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
Зона 6	+14,58	0,033	0,0335	2,00	$\text{Ø}12 \text{ шаг } 200,$ $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$

Аналогічно необхідно виконати розрахунок для всіх конструктивних осередків будинку, потім призначити армування для перекриття в цілому з урахуванням уніфікації використовуваних діаметрів, обмеживши їх кількість.

Результати розрахунків плити перекриття наведено на рис. 3.6 та 3.7.

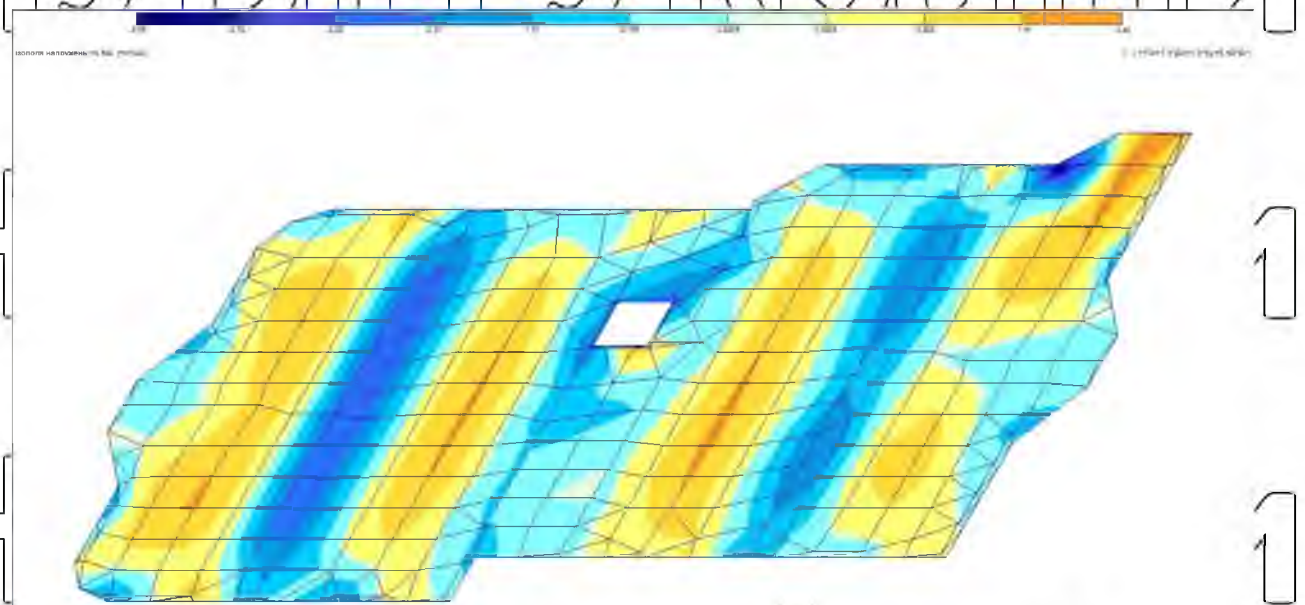


Рис. 3.6 Ізополя напружень M_x в плиті перекриття

Результати розрахунків зведені у табл. 3.2. Армування верхньої та нижньої арматурою $\text{Ø}12$ крок 200 А500С підібрана з запасом (рис. 3.8 та 3.9). З досвіду проектування у перекриттях не рекомендується використовувати арматуру діаметром менше 12 мм.

НУБІП України

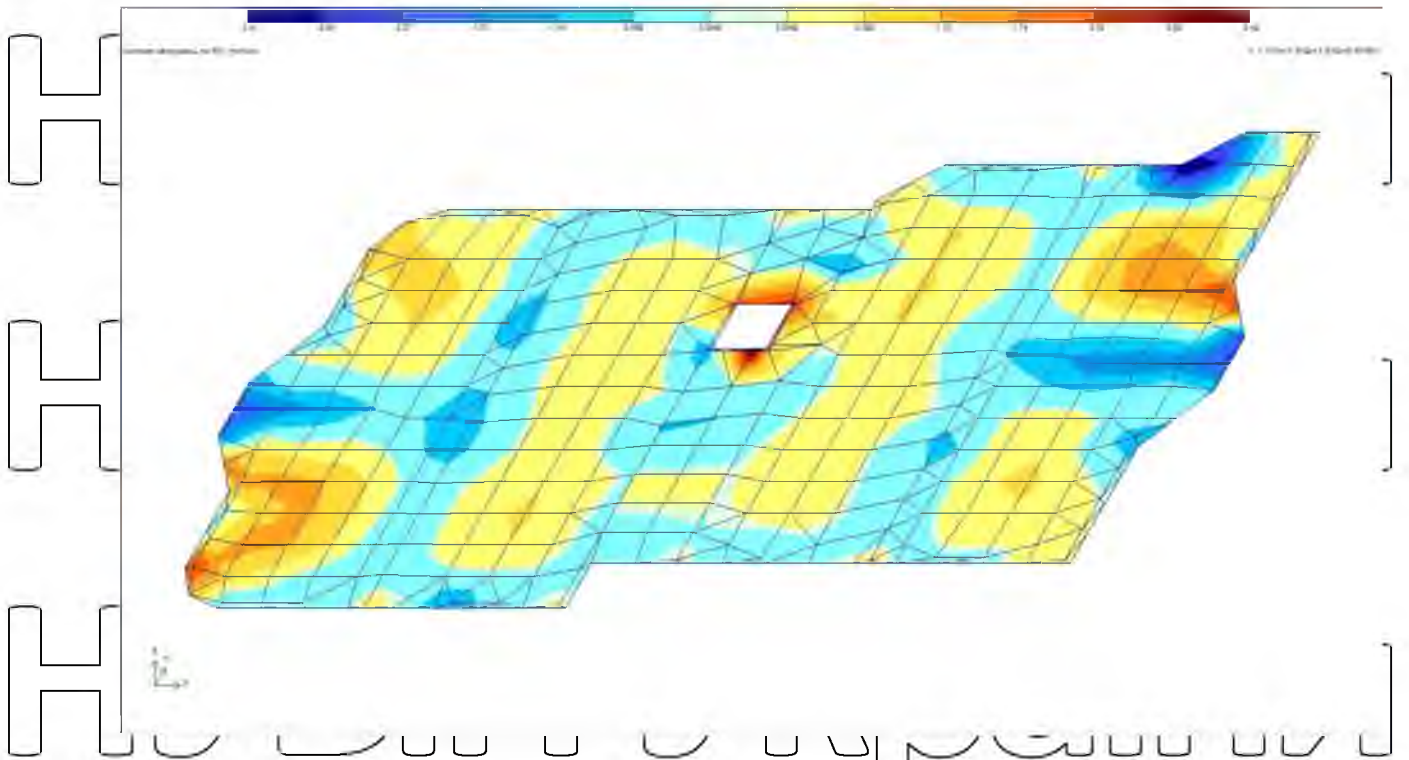


Рис. 3.7 Ізополя напружень M_y в плиті перекриття

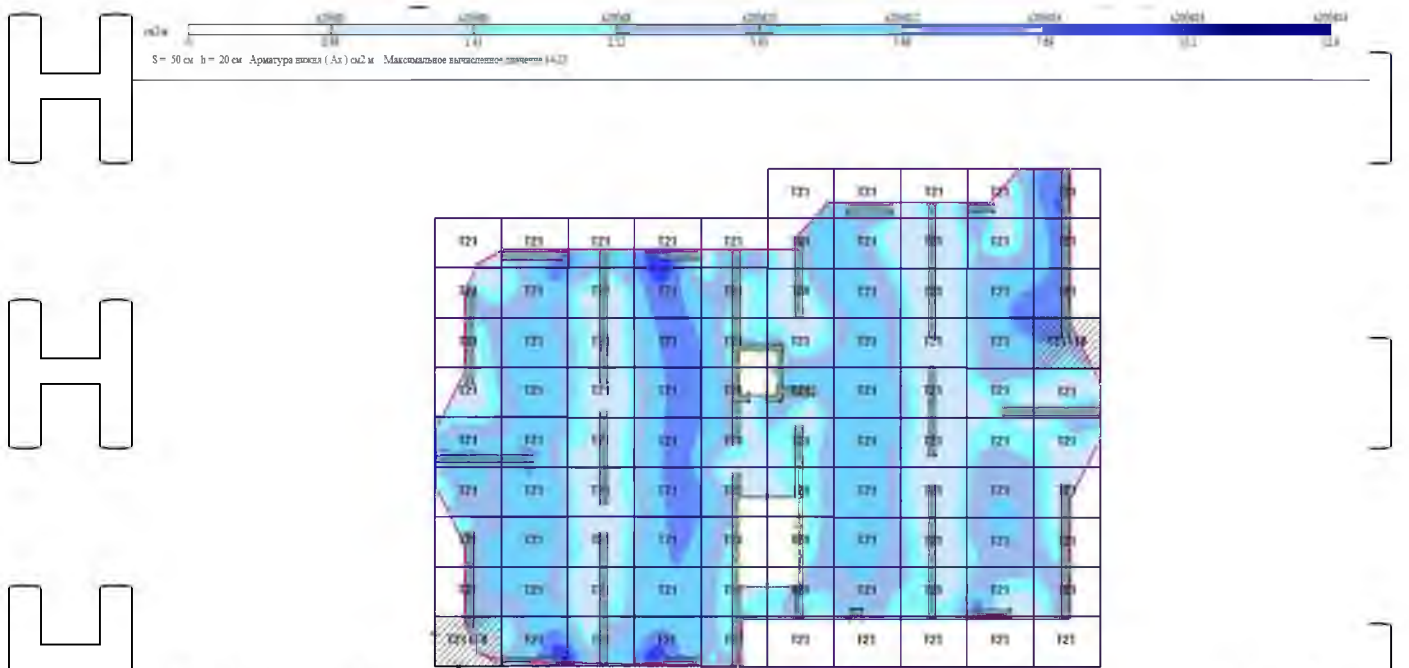


Рис. 3.8 Підбір нижнього армування для плити перекриття

НУБІП України



Рис. 3.9 Підбір верхнього армування для плити перекриття

3.1.4. Розрахунок перекриття по граничним станам другої групи

Розрахунок на утворення тріщин

Розглянуто розрахунковий переріз у зоні 1, у якому діє максимальний момент від розрахункових навантажень $M_y(q_n) = 63,73 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$. У розрахунках тріщиностійкості ширину розрахункового перерізу брали рівною кроку сітки кінцевих елементів $b = S_x = 0,5 \text{ м}$, при цьому значення моменту від повного нормативного навантаження $q_n = 9,39 \text{ кН} / \text{м}^2$ вираховали за формулою:

$$M_y(q_n) = \gamma_s \cdot M_y(q) = (q_n / q) \cdot S_x = 1,0 \cdot 63,73 \cdot (9,39 / 10,84) \cdot 0,5 = 27,6 (\text{кН} \cdot \text{м}),$$

Момент утворення тріщин дорівнює:

$$M_{cr} = R_{bt,ser} \cdot W = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,00333 = 5,82 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м},$$

де $W = b \cdot h^2 / 6 = 0,5 \cdot 0,2^2 / 6 = 0,00333 \text{ м}^3$ - момент опору розрахункового перерізу, в запас надійності визначення без урахування арматури і непружних деформацій розглянутого бетону, $b = 0,5 \text{ м}$ - ширина розрахункового перерізу, $h = 0,2 \text{ м}$ - товщина плити перекриття.

Так як $M_{y,max}(q_n) = 27,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 5,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тріщини у розрахунковому перерізі утворюються, необхідно виконати розрахунок по розкриттю тріщин.

Розрахунок з розкриття тріщин

Ширину розкриття тріщин a_{cr} визначили за формулою (8.128) з урахуванням рекомендацій п.п. 8.2.15...8.2.17 [17].

$$a_{cr} \in \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot l_s$$

де φ_1 - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, що дорівнює

$\varphi_1 = 1,0$ при нетривалій дії навантаження і $\varphi_1 = 1,4$ при тривалій дії навантаження,

φ_2 - коефіцієнт, що враховує профіль поздовжньої арматури, для арматури періодичного профілю $\varphi_2 = 0,5$,

φ_3 - коефіцієнт, що враховує характер навантаження, для згинальних

елементів $\varphi_3 = 1,0$,

ψ_s - коефіцієнт, що враховує нерівномірний розподіл відносних деформацій розтягнутої арматури між тріщинами, приймаючи при обчисленні

ψ_s в запас надійності момент від повної нормативного навантаження

$M_y(q_n) = 27,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ отримали:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot M_{cr} / M_y(q_n) = 1 - 0,8 \cdot 5,24 / 27,6 = 0,848,$$

$\sigma_s = M / (z_s \cdot A_s)$ - напруження в розтягнутій арматурі,

$z_s \approx 0,7 h_{0y} = 0,7 \cdot 0,17 = 0,12 \text{ м}$ - плече внутрішньої пари,

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 20 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{см}^2$ - модуль пружності арматури,

l_s - базове відстань між тріщинами; по п.8.2.17 [25] значення l_s слід приймати не більше $40 \cdot d_s = 40 \times 0,012 = 0,48 \text{ м}$ і $0,40 \text{ м}$

$$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt} / A_s) \cdot d_s = 0,5 \cdot (500 / 5,655) \cdot 0,012 = 0,53 \text{ м}, \text{ прийнято } l_s = 0,40 \text{ м};$$

A_{bt} - площа перерізу розтягнутого бетону; в першому наближенні взяли

$$A_{bt} \approx b \cdot h / 2 = 0,5 \cdot 0,2 / 2 = 0,05 \text{ м}^2 = 500 \text{ см}^2,$$

$A_s = 11,31 \cdot S_x = 11,31 \cdot 0,5 = 5,655 \text{ см}^2$ - площа перерізу розтягнутої арматури в

межах ширини розрахункового перерізу, рівного кроку сітки кінцевих елементів.

$$A_{cr} = \varphi_1 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,848 \cdot (\sigma_s / 20 \cdot 10^3) \cdot 0,4 = 0,00848 \cdot \sigma_s.$$

Ширину тривалого розкриття тріщин $a_{cr,1}$ при дії постійних і тимчасових тривалих навантажень $q_{n,lon} = 7,34 \text{ кН/м}^2$ визначили з урахуванням відповідних параметрів: $\phi_1 = 1,4$,

$$M_y(q_{n,lon}) = \gamma_n \cdot M_y(q_{n,lon}/q_n) = 1,0 \cdot 27,6 \cdot (7,34/9,39) = 21,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_s = M_y(q_{n,lon}) / (z_s \cdot A_s) = 21,63 / (0,12 \cdot 5,655) = 31,88 \text{ Н/см}^2$$

$$a_{cr,1} = \phi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,00848 = 1,4 \cdot 31,88 \cdot 0,00848 = 0,378 \text{ мм}$$

Так як $a_{cr,1} = 0,378 \text{ мм} > a_{cr,ult} = 0,3 \text{ мм}$ - ширина розкриття тріщин не задовольняє вимогам норм з умови забезпечення збереження арматури.

Тому збільшимо площу арматури на опорі за рахунок установки додаткової арматури $\text{Ø}16 \text{ A500C}$ з кроком 200 мм .

Виконуємо перерахунок ширини розкриття тріщин. Площа арматури на 1 погонний метр дорівнює: $A_{s(5\text{Ø}12)} + A_{s(5\text{Ø}16)} = 5,66 + 10,06 = 15,72 \text{ см}^2$.

$$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt} / A_s); d_s = 0,5 \cdot (500 / 7,86) \cdot 0,016 = 0,5089 \text{ м}, \text{ прийнято } l_s = 0,40 \text{ м},$$

A_{bt} - площа перерізу розтягнутого бетону; в першому наближенні взяли

$$A_{bt} \approx b \cdot h / 2 = 0,5 \cdot 0,2 / 2 = 0,05 \text{ м}^2 \approx 500 \text{ см}^2,$$

$$A_s = 15,72 \cdot S_x = 15,72 \cdot 0,5 = 7,86 \text{ см}^2 - \text{ площа перетину розтягнутої арматури в}$$

межах ширини розрахункового перерізу, рівного кроку сітки кінцевих елементів.

$$\sigma_s = M_y(q_{n,lon}) / (z_s \cdot A_s) = 21,63 / (0,12 \cdot 7,86) = 22,93 \text{ Н/см}^2$$

$$a_{cr,1} = \phi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,00848 = 1,4 \cdot 22,93 \cdot 0,00848 = 0,272 \text{ мм}$$

Так як $a_{cr,1} = 0,272 \text{ мм} < a_{cr,ult} = 0,3 \text{ мм}$ - Ширина розкриття тріщин

задовольняє вимогам норм з умови забезпечення збереження арматури.

Аналогічно необхідно перевірити ширину розкриття тріщин у всіх зонах плити перекриття і при необхідності змінити площу робочої арматури.

Оскільки постійні і тимчасові тривалі навантаження складають близько 90% від повних, визначати ширину нетривалого розкриття тріщин немає необхідності.

Розрахунок за деформаціями

Вертикальні переміщення $f(q_{n,lon})$ центрального вузла конструктивної комірки в осях Б-В/3-4 від дії тривалої частини нормативного навантаження $q_{n,lon} = 7,34 \text{ кН/м}^2$ визначили, використовуючи деформації перекриття від дії вертикального одиничного навантаження і вертикальні переміщення центрального вузла конструктивної комірки:

$$f(q_{n,lon}) = q_{n,lon} \cdot f^* = 7,34 \cdot 1,804 \approx 13,2 \text{ мм},$$

де $f^* = 1,804 \text{ мм}$ - переміщення даного вузла від навантаження $q = 1 \text{ кН/м}^2$.

Граничний прогин по п.2 табл. Е.1 [49] при прольоті рівному відстані між колонами по діагоналі $L_d = 8,7 \text{ м}$ становить $f_{ult} = L_d / 222 = 8700 / 222 = 39 \text{ мм}$. Оскільки $f_n = 13,2 \text{ мм} < f_{ult} = 39 \text{ мм}$, жорсткість перекриття задовольняє вимогам норм.

3.2. Розрахунок колони

3.2.1. Розрахункові дані.

Для бетону класу С25/30: $R_b = 17 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$, $E_b = 29 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_{bz} = 0,9$, поздовжню арматуру - із сталі А300С: $R_s = 280 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 225 \text{ МПа}$, $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Закладні деталі із сталі марки ВСт3псб, а монтажні арматура і петлі із сталі класу А240С, $R_s = 225 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 180 \text{ МПа}$, $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

3.2.2. Визначення навантажень та зусиль.

Вантажна площа від перекриття і покриття становить 42 м^2 . Підрахунок навантажень зведений у таблицю 3.2. За розрахунками висота і ширина перерізу ригеля становить $h = 60 \text{ см}$ і $b = 24 \text{ см} \approx 25 \text{ см}$ (кратне 5 см). При цих розмірах маса ригеля на 1 м довжини складе:

$$h \cdot b \cdot \rho = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 375 \text{ кг}, \text{ а на } 1 \text{ м}^2 \text{ дорівнює } \frac{375}{6} = 53,6 \text{ кг}.$$

Переріз колони попередньо приймаємо $b_c \times h_c = 40 \times 40 \text{ см}$. Розрахункова довжина колони в другому-четвертому поверхах дорівнює висоті поверху

$l_o = H_f = 2,8\text{ м}$, а для першого поверху з врахуванням деякого защемлення колони в фундаменті

$$l_o = 0,6 \cdot H_1 = 0,6 \cdot (2,8 + 0,6) = 2,73\text{ м}.$$

Власна розрахункова вага колони на один поверх:

– на другому, третьому та четвертому поверхах:

$$G_c = b_c \cdot h_c \cdot H_f \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,3 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,52\text{ кН};$$

– на першому поверсі.

$$G_{c1} = b_c \cdot h_c \cdot H_f \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot (3,3 + 0,6) \cdot 25 \cdot 1,1 = 17,16\text{ кН}.$$

Підрахунок розрахункового навантаження на колону зведений у таблицю 3.3. Розрахунок навантаження від покриття та перекриття виконаний перемноженням значень на вантажну площу в другому-дванадцять шостому поверхах $A_c = 42\text{ м}^2$, з якої навантаження передається на одну колону:

$$M_c = (g + p) \cdot A_c.$$

3.2.3. Розрахунок колони першого поверху.

Зусилля з врахуванням $\gamma_n = 0,95$ будуть:

$$N_1 = 2895,3 / 0,95 = 2750,5\text{ кН},$$

$$N_{1d} = 1498,8 / 0,95 = 1423,9\text{ кН},$$

переріз колони $b_c \times h_c = 40 \times 40\text{ см}$, бетон класу С25/30 ($R_b = 17\text{ МПа}$),

арматура із сталі класу А-II ($R_{sc} = 280\text{ МПа}$), $\gamma_{b2} = 0,9$.

Попередньо знаходимо відношення $\frac{N_{1d}}{N_1} = \frac{1423,9}{2750,5} = 0,52$; гнучкість

колони $\lambda = \frac{l_o}{h_c} = \frac{273}{40} = 6,8 > 4$, відповідно, необхідно враховувати прогин

колони; ексцентриситет $e_a = h_c / 30 = 40 / 30 = 1,33\text{ см}$, а також не менше $l / 600 = 390 / 600 = 0,7\text{ см}$; приймаємо більше значення $e_a = 1,33\text{ см}$;

розрахункова довжина колони $l = 273\text{см} < 20h_c = 20 \cdot 40 = 800\text{см}$, значить розрахунок поздовжньої арматури можна виконувати за формулою:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b \cdot \gamma_{b2}}{R_{sc}}$$

Таблиця 3.3.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Від покриття: постійне: - від рулонного килиму (в 3 шари, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$, - від цементної стяжки $t = 0,02\text{м}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$, - від утеплювача – мінобетонних плит $b = 0,12\text{м}$, $\rho = 400\text{кг/м}^3$, - від пароізоляції в один шар, - від збірних панелей з овальними пустотами приведеної товщини $0,86\text{м}$, - від ригеля (по попередньому розрахунку).	120 400 480 40	1,2 1,3 1,2 1,2	144 520 576 48
	2900	1,1	3190
Всього	$g^n = 4476$	1,1	$g = 5068$
Тимчасове (сніг): - короткотривале - довготривале	500 350 150	1,4 1,4 1,4	700 490 210
Всього від покриття	$g^n + p^n = 4976$	-	$g + p = 5768$
Від перекриття: постійне: - від паркетної підлоги, $t = 0,02\text{м}$, $\rho = 800\text{кг/м}^3$ - від шлакобетонного шару, $t = 0,065\text{м}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$ - від мінобетонної звукоізоляційної плити, $t = 0,02\text{м}$, $\rho = 2000\text{кг/м}^3$ - від залізобетонної панелі приведеної товщини 116мм , $t = 0,116\text{м}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	160 1040 300	1,1 1,2 1,2	176 1248 360
Всього	$g^n = 4400$	-	$g = 4974$
Тимчасове корисне навантаження - короткотривала - довготривала	12000 8400 3600	1,3 1,3 1,3	15600 10920 4680
Всього від перекриття	$g^n + p^n = 16400$	-	$g + p = 20574$

Задаємося процентом армування $\mu = 1,5\%$ (коефіцієнт $\mu = 0,015$) та знаходимо:

$\alpha_1 = \mu \cdot \frac{R_{sc}}{R_b \cdot \gamma_{b2}} = 0,015 \cdot \frac{280}{17 \cdot 0,9} = 0,275$
 При $\frac{N_{fd}}{N_1} = 0,52$ і $\lambda = \frac{l_o}{h_c} = \frac{273}{40} = 6,8$ за таблицею знаходимо коефіцієнти

$\varphi_b = 0,92$ і, вважаючи, що $A_{ms} \leq 1,3(A_s + A'_s)$ маємо $\varphi_r = 0,92$, а коефіцієнт φ за формулою:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \alpha = 0,92 + 2 \cdot (0,92 - 0,92) \cdot 0,275 = 0,92 = \varphi_r$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
 (A_s + A'_s) &= \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot R_{sc}} = \frac{A \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}}{R_{sc}} \\
 &= \frac{2750500}{0,92 \cdot 1 \cdot 280 \cdot (100)} = \frac{40 \cdot 40 \cdot 17 \cdot 0,9}{280} = 19,3 \text{ см}^2;
 \end{aligned}$$

Приймаємо арматуру 4Ø25 А300С, $A_s = 19,63 \text{ см}^2$, $\mu \in [1,6\%$, що майже дорівнює прийнятому $\mu = 1,5\%$.

Фактична несуча здатність перерізу $400 \times 400 \text{ мм}$ визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
 N_{fc} &= \eta \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + A_s \cdot R_{sc}) = \\
 &= 1 \cdot 0,92 (17 \cdot (100) + 0,9 \cdot 1600 + 19,63 \cdot 280 \cdot (100)) = 2760 \text{ кН} \geq N_1 = 2750,5 \text{ кН};
 \end{aligned}$$

Несуча здатність перерізу достатня.

Поперечна арматура прийнята діаметром 8 мм класу А240С кроком 300 мм, що менший $20d_1 = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}$ і менше $h_c = 40 \text{ см}$.

3.2.4. Розрахунок стику колон.

Розраховуємо стик колон між першим та другим поверхом. Колони стикують зварюванням торцевих сталевих листів, між якими при монтажі вставляють центруючи прокладку товщиною 5 мм. Розрахункове зусилля в стику

приймаємо по навантаженню другого поверху $N_{f1} = N_2 = 2014,1 \cdot 0,95 = 1913,4 \text{ кН}$

З розрахунку на місцевий стиск стик повинен задовольняти вимогу:

$$N \leq R_{b,rd} \cdot A_{loc1}$$

Для колони другого поверху маємо поєздовжню арматуру 4Ø25 A300С бетон класу C25/30. так як поєздовжня арматура обривається в зоні стику, то необхідно підсилити кінці колони зварними поперечними сітками. Проектуємо сітки із сталі класу Ø6 A240С, $R_s = 225 \text{ МПа}$, зварювання торцевих листів виконуємо електродами марки Э-42, $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$.

Назначаємо розміри центруючої прокладки в плані:

$$c_1 = c_2 \geq \frac{b}{3} = \frac{300}{3} \approx 100 \text{ мм};$$

приймаємо прокладку розміром $100 \times 100 \times 5 \text{ мм}$ розміри торцевих листів в плані $h_1 = b_1 = 300 - 20 = 280 \text{ мм}$, товщина $t = 14 \text{ мм}$.

Зусилля в стикі N_j передається через зварювальні шви по периметру торцевих листів і центруючу прокладку:

$$N_j \leq N_w + N_n$$

Визначаємо зусилля N_w , котрі можуть сприймати зварювані шви:

$$N_w = \frac{N_j \cdot A_w}{A_c}$$

де $A_c = A_w + A_n$ — загальна площа контакту; A_w — площа контакту по периметру зварюваного шва торцевих листів;

$$A_w = 2 \cdot 2,5 \cdot t \cdot (h_1 + b_1 - 5 \cdot t) = 5 \cdot 1,4 \cdot (28 + 28 - 5 \cdot 1,4) = 343 \text{ см}^2.$$

Площа контакту A_n під центруючої прокладкою:

$$A_n = (c_2 + 3 \cdot t) \cdot (c_1 + 3 \cdot t) = (10 + 3 \cdot 1,4)^2 = 202 \text{ см}^2.$$

Загальна площа контакту:

$$A_c = A_w + A_n = 343 + 202 = 545 \text{ см}^2; A_{loc1} = 545 \text{ см}^2;$$

$$N_w = \frac{N_j \cdot A_w}{A_c} = \frac{1913,4 \cdot 343}{545} = 1204,4 \text{ кН}.$$

Визначаємо зусилля, що приходить на центруючу прокладку:

$$N_n = N_j - N_w = 1913,4 - 1204,4 = 709 \text{ kH}$$

Необхідна товщина зварюваного шва по контуру торцевих листів:

$$t_w = \frac{N_w}{l_w \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{1204400}{4 \cdot (28-1) \cdot 215 \cdot (100)} = 0,52 \text{ см} \leq t_w = 1,4 \text{ см},$$

де $R_{wy} = R_y = 215 \text{ МПа}$ по табл. 51* СНиП II-23-81*, як для стиснутих стикових швів, що виконуються електродами марки Е-42 в конструкціях із сталі марки ВСт3кл; $l_w = 4 \cdot (b - 1 \text{ см})$, де 1 см – урахування на не проварювання шва по кінцям з кожної сторони.

Приймаємо товщину зварного шва 5 мм , що відповідає товщині центруючої пластини.

Визначаємо крок і переріз зварюваних сіток в торці колони під центруючої прокладкою. По конструктивним міркуванням у торців колони встановлюють не менше 4 шт. сіток на довжині не менше $10d$, де d – діаметр поздовжніх робочих стержнів. При цьому крок сіток S повинен бути не менше 60 мм , не більше $1/3$ розміру меншої сторони перерізу і не більше 150 мм . Розмір комірок сітки рекомендується приймати в межах $45-100 \text{ мм}$ і не більше $1/4$ меншої сторони перерізу елемента. Для сіток приймають арматуру класу А240С.

Назначаємо сітки із стержнів $\varnothing 6$ А240С, $R_s = 225 \text{ МПа}$, $A_s = 0,283 \text{ см}^2$, розміру сторони комірки $a = 5 \text{ см}$, число стержнів в сітці $n = 6$; крок сіток $s = 6 \text{ см}$.

Для квадратної сітки будемо мати:

– коефіцієнт насичення поперечними сітками:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_y + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_x}{A_{ef} \cdot s} = \frac{2 \cdot (0,283 \cdot 26 \cdot 5)}{26 \cdot 26 \cdot 6} = 0,0182;$$

– коефіцієнт ψ :

$$\psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_{s,xy}}{R_b \cdot \gamma_{bz} + 10} = \frac{0,0182 \cdot 225}{17 \cdot 0,9 + 10} = 0,162;$$

– коефіцієнт ефективності косвенного армування:

$\varphi = \frac{1}{(0,23 + \psi)} = \frac{1}{(0,23 + 0,162)} = 2,55$

Міцність стику при розрахунку на змінання повинна задовольняти умові:

$$N_j \leq R_{b,red} \cdot A_{loc1},$$

де $R_{b,red}$ – приведена призмова міцність бетону, яка визначається за формулою:

$$R_{b,red} = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \varphi_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_{s,xy} \cdot \varphi_s = 17 \cdot 0,9 \cdot 1,18 + 2,55 \cdot 0,0182 \cdot 225 \cdot 1,68 = 35,6 \text{ МПа};$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{900}{545}} = 1,18 \leq 3,5; \quad A_{loc2} = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2;$$

$$A_{loc2} = A_c = 545 \text{ см}^2; \quad \varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot \left(\frac{A_{loc1}}{A_{ef}}\right) = 4,5 - 3,5 \cdot \left(\frac{545}{676}\right) = 1,68;$$

$A_{ef} = 676 \text{ см}^2$ – площа бетону (ядра), що знаходиться всередині контуру

поперечних сіток.

Звідси маємо:

$$N_j = 1913,4 \text{ кН} \leq R_{b,red} \cdot A_{loc1} = 35,6 \cdot (100) \cdot 545 = 1940,2 \text{ кН};$$

умова виконується, міцність торця колони достатня.

3.2.5. Розрахунок консолі колони

Спирання ригеля на колону може здійснюватися або на залізобетонну консоль, або на металевий столик, що приварений до закладної деталі на боковій

грані колони. Залізобетонні консолі вважаються короткими, якщо їх виліт l

дорівнює не більше $0,9h_o$, де h_o – робоча висота перерізу консолі по грані колони.

Діюча на консоль опорна реакція ригеля сприймається бетонним перерізом консолі і розтягнутою арматурою, що визначається за розрахунками. Консоли

малої висоти, на які спираються ригелі чи балки з підрізаними опорними

кінцями, підсилюють листовою сталлю чи прокатними профілями – кутниками,

швелерами чи двотаврами.

Розглянемо розрахунок консолі в рівні перекриття першого поверху.
 Розрахункові дані наведені вище: бетон класу С25/30, арматура класу А300С,
 ширина консолі дорівнює ширині колони $b_c = 40\text{ см}$. Ширина ригеля $b = 25\text{ см}$.

Максимальна розрахункова реакція від ригеля перекриття при $\gamma_n = 0,95$

складає $Q = 20,6 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 0,95 = 41\text{ кН}$. Визначаємо мінімальний виліт консолі l_{pm} із
 умови зминання під кінцем ригеля:

$$l_{pm} = \frac{Q}{b \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{411000}{25 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 0,9} = 10,75\text{ см};$$

З урахуванням зазору між торцем ригеля і гранню консолі, рівного 5 см ,
 виліт консолі дорівнює $l_c = l_{pm} + 5 = 10,75 + 5 = 15,75\text{ см}$, приймаємо кратним 5
 см $l_c = 20\text{ см}$.

Висоту перерізу консолі знаходимо по перерізу, що проходить по грані

колони. Робочу висоту перерізу визначають з умови: $Q \leq \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b_c \cdot h_o^2}{a}$.

Звідси маємо: $h_o \leq \frac{Q}{2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_c}$ і $h_o \geq \sqrt{\frac{Q \cdot a}{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b_c}}$.

Визначаємо відстань a від точки прикладання опорної реакції Q до грані

колони:

$$a = l_c - \frac{Q}{2 \cdot b \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}} = 20 - \frac{411000}{2 \cdot 25 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 0,9} = 15\text{ см}.$$

Максимальна висота буде становити:

$$h_o = \frac{Q}{2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_c} = \frac{411000}{2,5 \cdot 12 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 40} = 38,1\text{ см}$$

Мінімальна висота буде становити:

$$h_o = \sqrt{\frac{Q \cdot a}{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b_c}} = \sqrt{\frac{411000 \cdot 15}{1,5 \cdot 12 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 40}} = 30,8\text{ см}.$$

Повна висота перерізу консолі у основи прийнята $h = 35\text{ см}$, $h_o = 35 - 3 = 32\text{ см}$

Знаходимо висоту вільного кінця консолі, якщо нижня грань її нахилена
 під кутом $\gamma = 45^\circ$, ($\text{tg}45^\circ = 1$):

$h = h_c = l \cdot \operatorname{tg} 45^\circ = 35 - 20 \cdot 1 = 15 \text{ см} \geq \frac{h}{3} = \frac{35}{3} = 11,7 \text{ см}.$

3.2.6. Розрахунок армування консолі.

Розрахунковий згинальний момент визначається за формулою:

$M = 1,25 \cdot Q \cdot (l_c - \frac{Q}{2 \cdot b \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}}) = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 411 \cdot 0,15 = 77,17 \text{ кНм}.$

Коефіцієнт A_o визначаємо за формулою:

$A_o = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{7710000}{17 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 32^2} = 0,1;$

По таблиці знаходимо $\xi = 0,11$, $\eta = 0,945$.

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури:

$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_o \cdot R_s} = \frac{7710000}{0,945 \cdot 32 \cdot 280 \cdot (100)} = 9,1 \text{ см}^2.$

Приймаємо 2025 А300С, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$. Цю арматуру приварюють до закладних деталей консолі, на які влаштовують і потім закріплюють ригель.

Призначаємо поперечне армування консолі. Згідно нормам, при $h = 35 \text{ см}$, що менше за $2,5a = 37,5 \text{ см}$, консоль армують похилими хомутами по всій висоті.

Хомути приймаємо двогілкові із сталі класу А240С діаметром 6 мм, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$. Крок хомутів консолі визначаємо із умов вимог норм — не більше 150 мм і не більше $\frac{1}{4} \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 35 = 8,75 \text{ см}.$

НУБІП України

НУБІП України

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

НУБІП УКРАЇНИ

4.1. Загальні відомості

Палі - це стрижневі конструкції фундаментів, які передають навантаження від споруди на глибокі міцні шари ґрунту.

Індустріалізація будівництва дала змогу виконувати палеві фундаменти більш масово, адже в багатьох випадках спорудження підземної частини будинку з застосуванням палей майже виключає трудомісткі земляні роботи.

Виготовлення палей на будівельному майданчику створенням свердловини у ґрунті і заповнення її бетоном запропонував київський інженер К. Страус наприкінці XIX ст. З того часу з'явилося багато різних конструкцій і технологій, які тією чи іншою мірою розвивають цю ідею.

Найчастіше виготовляють такі палі: буронабивні, пневмотрамбовані, частотрамбовані, буронабивні з подіпшеною основою, буронабивні з розширенням, камуфлеті, у витрамбовуваних шпирях, бурін'єкційні. В основу технології виготовлення палей покладено способи створення свердловини та укладання бетонної суміші.

Свердловини здебільшого бурять шнековим або ківшевим буром, щелепним грейфером або ударно-канатним способом, причому два останніх способи застосовують навіть для буріння в тріщинуватій скелі. Для палей застосовують свердловини діаметром 40-120 см, завглибшки 8-20 м і навіть 35-40 м.

НУБІП УКРАЇНИ

4.2. Влаштування бурін'єкційних палей

Бурін'єкційні палі рекомендується використовувати при новому будівництві, для підсилення основ існуючих будівель і споруд у випадку виникнення нерівномірних аварійних деформацій, для цілей надбудови, в якості превентивного підсилення при будівництві неподалік нового будинку,

при реконструкції будівлі з зміною конструктивної схеми та передачі на фундаменти додаткових навантажень.

Питома вага буроін'єкційних палів збільшується з кожним роком, так як безшумність виробництва, відсутність вібрації, висока продуктивність (близько 20 палів за зміну), порівняно мала собівартість та інші переваги цієї технології забезпечили першочергове використання та незамінність таких палів при будівництві в тісних міських умовах.

По конструкції та способу виготовлення буроін'єкційні палі поділяються

на:

палі, що влаштовуються під захистом бентонітового або глинистого розчину з обпресуванням до 0,2-0,4 Мпа;

палі, що влаштовуються під захистом обсадних труб з обпресуванням розчину тиском 0,2-0,4 Мпа;

палі, що влаштовуються з використанням перехідних бурових шнеків з обпресуванням до 0,2-0,4 Мпа;

палі, що влаштовуються шляхом ін'єкції розчину в сухі пробурені свердловини.

Влаштування буроін'єкційних палів показано на рис. 4.1.



Рис.4.1. Влаштування буройн'єкційних паль

Технологічна послідовність виготовлення буройн'єкційних паль включає (рис 4.2):

влаштування бурової свердловини ;

ін'єктування цементного розчину ;

встановлення арматурного каркасу.

Буріння свердловини виконується буровою установкою МБШ-818.

Буріння ведеться пустотілим шнеком до проектної відмітки (несучого шару ґрунту). Відповідальний за буріння свердловини – машиніст бурової установки. Буріння виконує бригада бурильників у складі 3 робітників.

Подача бетонної суміші до свердловини здійснюється по шлангу від міксера РМ – 750. Шланг з'єднується з пустотілою шнековою колоною (з відкриваючимся буровим долотом) в лідерному (кінцевому) шнеку. подача бетону здійснюється під тиском 0,2-0,4Мпа в забій свердловини з цементациєю затрубного простору, яке ведеться з одночасним підняттям шнекової колони до вилива чистого бетону з гирла свердловини (затрубного простору).

Встановлення арматурного каркасу виконується буровою установкою шляхом опускання його в заповнену бетоном свердловину до її забою. По мірі усадки бетону проводиться його підливка того ж складу.

В цій технології особливо важливо узгодити об'єм поданої бетонної суміші та швидкість підйому бура, щоб не створити розрив у тлі палі.

Особливості влаштування буройн'єкційних паль:

постановка паль при виконанні послідовності, визначеної в ППР, не приводить до їх додаткової усадки;

використання пустотілих шнеків великого прохідного перерізу з малою шириною реборди дозволяє не тільки зменшити вплив на існуючі будівлі, але й зменшує кількість породи, що піднімається на поверхню, в зв'язку з тим, що при бурінні відбувається ущільнення стінок свердловини. А також встановлення каркасу всередині шнеків до їх підйому і неперервна подача

НУБІП України

бетону при підйомі з нижньої точки свердловини гарантує необхідний захисний шар бетону навколо арматурного каркасу та якісне заповнення тіла пальі бетоном.

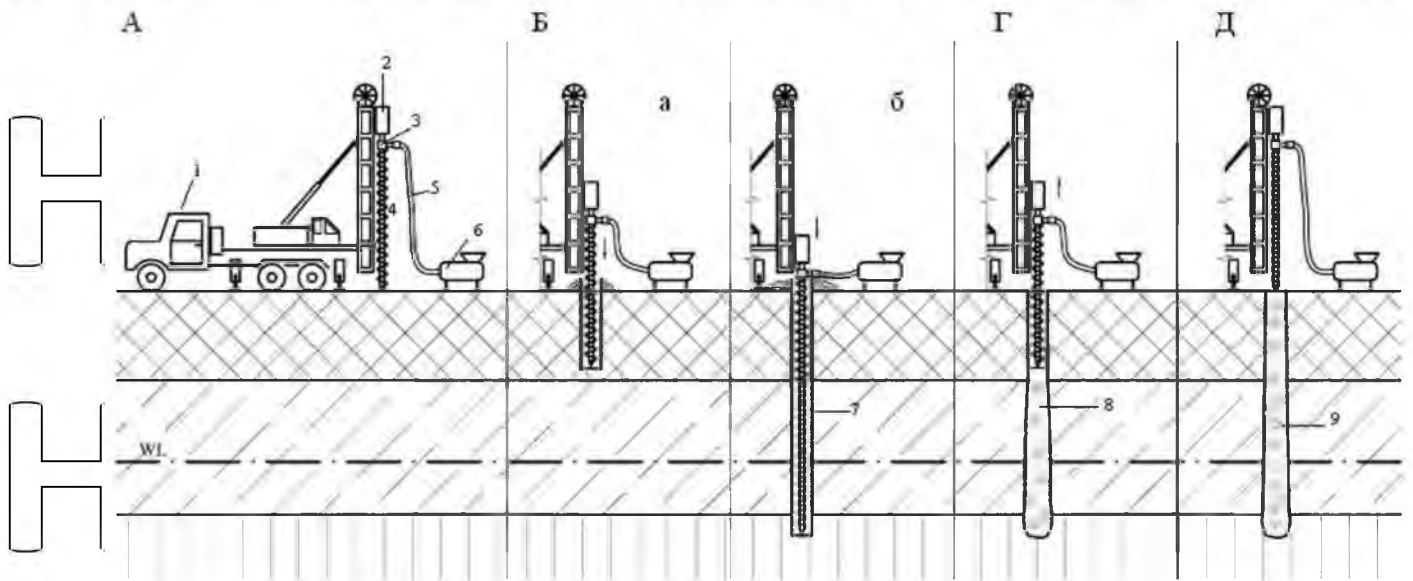


Рис.4.2. Послідовність влаштування бурін'єкційних паль

- А – Обладнання в робочому положенні
- Б – Буріння свердловини
 - а) початок буріння
 - б) на проектну позначку
- Г – поступове заповнювання свердловини бетоном
- Д – Виготовлена бурін'єкційна паля

- 1 – автомобіль із буровим станком
- 2 – обертач
- 3 – вертлюг
- 4 – порожнистий шнек
- 5 – напорний рукав для подачі бетону
- 6 – пневмонагнітач
- 7 – готова свердловина
- 8 – бетон
- 9 – готова бурін'єкційна паля

України

України

України

НУБІП України

Для забезпечення контролю якості влаштування бурин'єкційних паль розроблена система контролю, що забезпечує дотримання оптимальних режимів процесу влаштування паль.

4.3. Геологічні умови

На будівельному майданчику було пробурено декілька розвідувальних свердловин глибиною 20 м кожна.

Інженерно-літологічний розріз можна представити слідуючим чином (зверху-вниз):

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

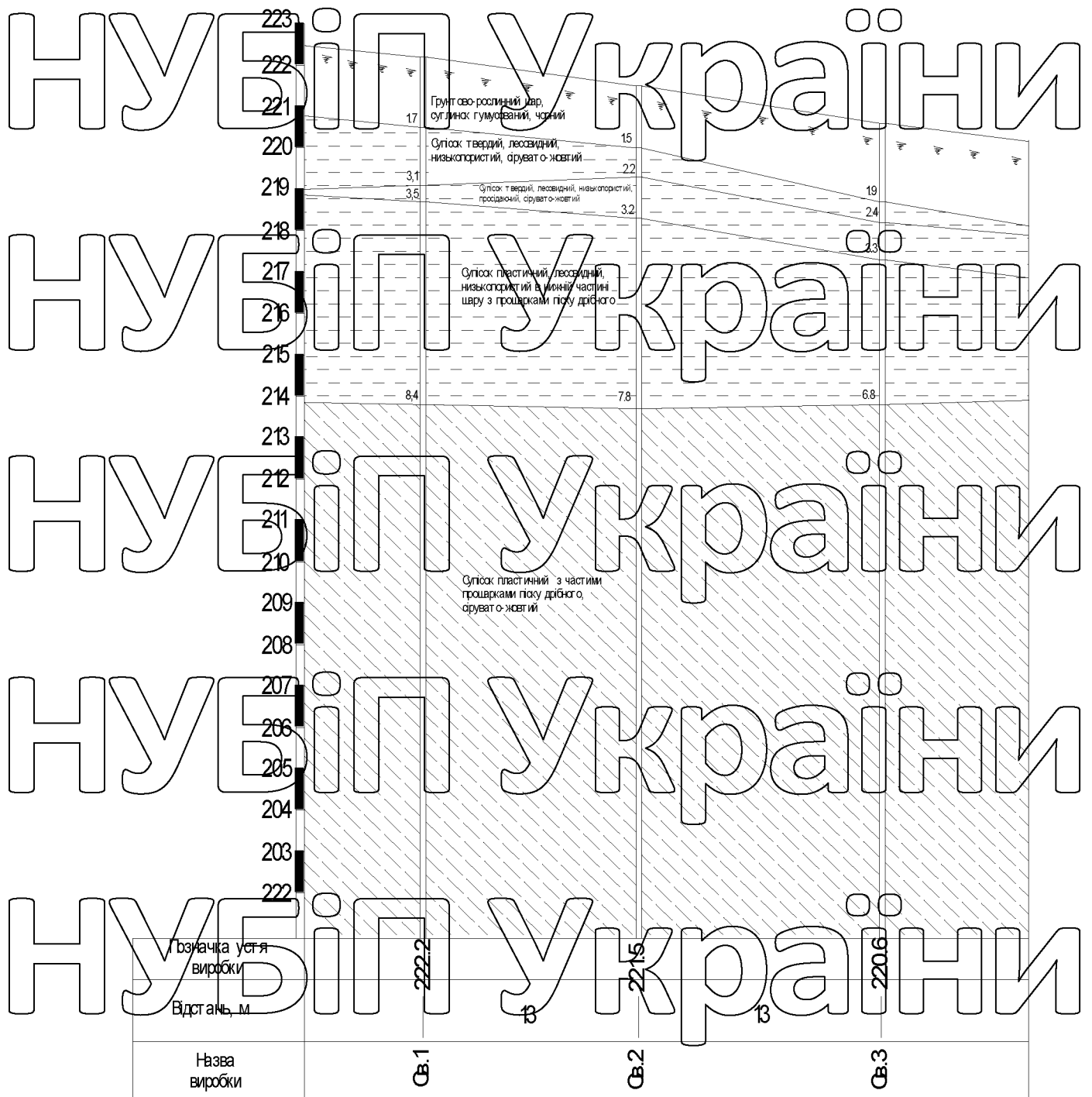


Рис. 4.3. Інженерно-геологічний розріз

ІГЕ-1 – Грунтово-рослинний шар, суглинок гумусований, чорний,

товщиною 1.5-1.9 м

ІГЕ-2 – Супісок твердий, лесовидний, низькопористий, сірувато-жовтий, товщиною 0.5-1.4 м

ІГЕ-3 – Супісок твердий, лесовидний, низькопористий, товщиною 0.4-

1.0м
НУБІП УКРАЇНИ
ІГЕ-4 – Супісок пластичний, лесовидний, низькопористий в нижній частині шару з прошарками піску дрібного, товщиною 3.5-4.9м

ІГЕ-5 – Супісок пластичний з частими прошарками піску дрібного, сірувато-жовтий, потужність не пройдено

НУБІП УКРАЇНИ
4.4. Розрахунок фундаменту 27-и поверхового будинку

1.2.1. Збір навантаження на несучі стіни від одного поверху виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи.». Тимчасові навантаження на

перекриття вбудованих офісів – 200кг/м², тимчасові навантаження на типових житлових поверхах – 150кг/м², в технічних приміщеннях – 500кг/м². Збір

навантажень на типовий поверх приведено в таблиці 5.1. Розрахункове навантаження на палю – 200т. Згідно розрахунку приймаємо діаметр

буроін'єкційних паль $d=800$ мм. Розміщення паль у плані (палеве поле) приведено на рис. 4.4.

Контроль якості робіт. Якість улаштування паль контролюють у кілька етапів під час виконання робіт. Контролю підлягає правильність винесення в натуру місця розташування паль і вертикальна прив'язка їх.

Перед заглибленням паль перевіряють відповідність усіх конструкцій, матеріалів і виробів, які надходять на будівельний майданчик, проектним

вимогам. Під час заглиблення паль ведуть спеціальний журнал, в якому зазначають усі технологічні особливості, кількість ударів молота на кожний метр

заглиблення, а також фіксують пошкодження палі. Разом із улаштуванням буронабивних паль виготовляють і випробовують контрольні кубики з того

самого бетону, що й палі, для оцінки його якості.

НУБІП УКРАЇНИ

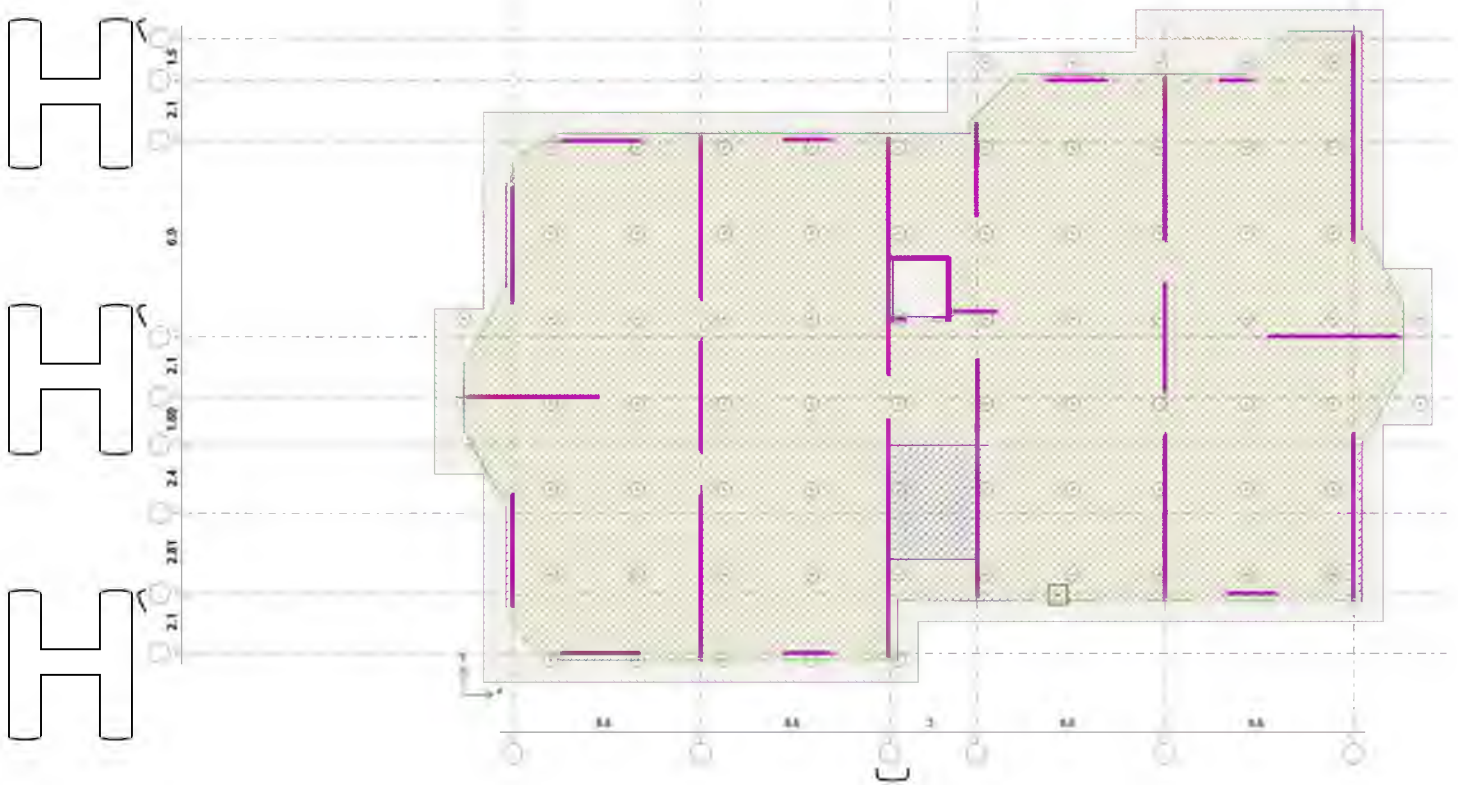


Рис. 4.4. Палеве поле будинку

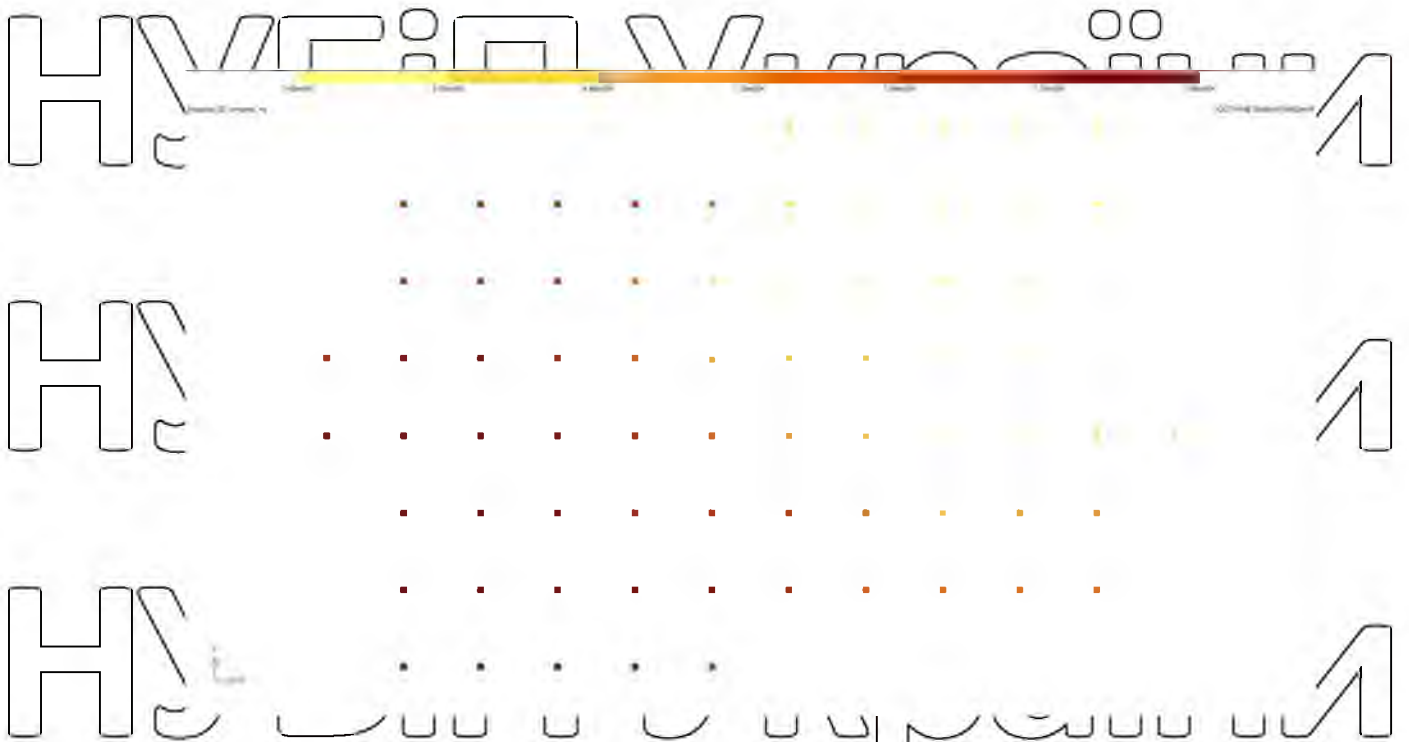


Рис.4.5 Мозаїка EF в палях

Таблиця 4.1

Збір навантаження на типовий поверх

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, $кН/м^2$	Розрахункове навантаження, $кН/м^2$

1	Паркет $t=25\text{мм}$, $\rho=600\text{кг/м}^3$	0,15	1,2	0,18
2	Цементно-піщана стяжка $t=20\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,36	1,3	0,468
3	2 шари єврорубероїду Strop Rock	0,05	1,2	0,06
4	$t=130\text{мм}$, $\rho=10\text{ кг/м}^3$	0,013	1,3	0,0169
5	Залізобетонне перекриття $t=200\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	4,9	1,3	6,37
	Всього	5,473	1,26	6,896
6	Корисне тимчасове навантаження	1,5	1,2	1,8

Визначимо несучу здатність палі

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A,$$

γ_c – це коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

A – площа перерізу палі;

R – опір під підошвою палі, розрахунковий, залежить від довжини палі і ґрунту. ($R = 12600\text{ кПа}$);

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1 \cdot 0,20 \cdot 12600 = 2520\text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю визначимо по формулі:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{2520}{1,4} = 1800\text{ кН}$$

де γ_k – коефіцієнт запасу.

Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань - 1,25.

Розрахунок на продавлення не потрібно проводити, оскільки конструкція ростверка є жорсткою.

Підбір арматури Ростверк є жорстким, тому приймаємо конструктивно сітку з арматури А400С діаметром 12 мм.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1. Вибір монтажних механізмів для ведення робіт

Вибір монтажних кранів

Всі монтажні механізми, шляхи їх руху повинні бути нанесені на

будгенплані і прив'язані до розміщених поблизу діючих і тих що зводяться споруд.

Прив'язка:

- 1) визначають параметри і підбирають механізми;
- 2) виконують поперечну і повздовжню прив'язку;
- 3) розраховують і наносять зони дії крана;
- 4) визначають умови роботи і застосовують при необхідності обмеження в зоні дії крана.

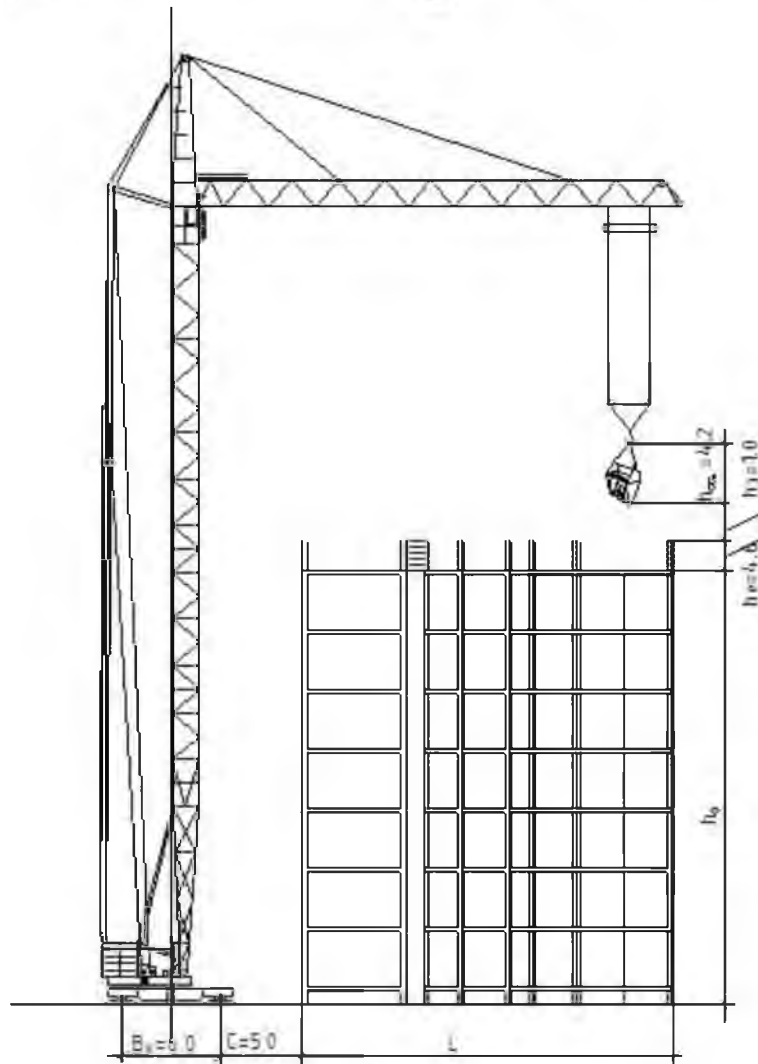


Рис. 6.1. До визначення H_m і L_k

При проведенні будівельно-монтажних робіт на будівництві житлового будинку використовувати один монтажний кран. Будівництво житлового будинку буде проводитися баштовим краном.

Вибір монтажного механізму будемо проводити по 3-ом характеристикам:

Q_m — найбільшій вантажопідйомності;

H_m — найбільшій висоті підйому;

L_m — найбільшому вильоті.

$$1) Q_{m1} = Q_{ет1} + \Sigma q_{осн1} = 4 + 0,09 = 4,09 \text{ т,}$$

$Q_{ет1}$ — вага цеглу з бетоном;

$\Sigma q_{осн1} = 0,09 \text{ т}$ — вага необхідного монтажного оснащення.

$$2) H_m = h_0 + h_3 + h_{ет} + h_{осн} = 85,2 \text{ м,}$$

$h_0 = 75,4 \text{ м}$ — позначка на якій повинен знаходитися низ конструкції, що монтується.

$h_3 = 1 \text{ м}$ — запас необхідний для вивірки конструкції.

$h_{ет} = 4,6 \text{ м}$ — висота (товщина) елемента, що монтується.

$h_{осн} = 4,2 \text{ м}$ — висота монтажного оснащення, що використовується при монтажі.

3) Необхідний мінімальний виліт крока.

$$L_k = L + 0,5B_k + c = 29 + 0,5 \cdot 6 + 5 = 37 \text{ м}$$

Де L — ширина будівлі, B_k — ширина підкранового шляху; c — мінімальна відстань до найбільш виступаючої частини будівлі.

По даним необхідним характеристикам підбираємо монтажний кран СМТТН 504 з наступними характеристиками:

Таблиця 6.1

Найменування показників	Модель крана
	SMTTH504
Вантажопідйомність, т	3,1-8
Виліт, м	36-50
Висота підйому	120
Швидкість, 10^{-2} , м/с:	
підйому	10-80
посадки	2,5
пересування вантажного візка	15-60
Частота обертання, xv^{-1}	0,1-0,8
Коля, м	1,6
База, м	1,6
Задній габарит, м	17,1
Напруга, В	380
Частота, Г	50

5.2. Розрахунок складських приміщень

5.2.1. Вибірка будівельних матеріалів

Таблиця 6.2

Потреба в матеріалах і напівфабрикатах

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Бітуми нафтові ізоляційні, марка БНІ-ІV-3, БНІ-ІХ, БНІ-V	т	0,235842
2	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-90/10	т	12,58789
3	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-70/30	т	2,41486
4	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180	т	1,83257
5	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0,76838
6	Іздл	м ²	6613,824
7	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	14,70085
8	Руберойд покрівельний з пілловидною засипкою РКП-350Б	м ²	1240,1523
9	Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 400	т	24,75983
10	Електроди, діаметр 2 мм, марка 342	т	0,076356
11	Електроди, діаметр 4 мм, марка 346	т	6,207484

Продовження таблиці 6.2

12	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,06456
13	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42А	т	2,65764
14	Мастика бітумно-гумова покрівельна	т	2,522484
15	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350	м2	338,2712
16	Склопакети двошарові з неполірованого скла, товщина 4 мм	м2	6377,4
17	Склопакети двошарові з неполірованого скла, товщина 4 мм	м2	6377
18	Шпаклівка полімерцементна	кг	12600
19	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, I сорт	м3	0,7375
20	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-50 мм, товщина 40-75 мм, III сорт	м3	1,2474
21	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	м3	289,09285
22	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, IІ сорт	м3	13,56814
23	Мати з базальтового штапельного супертонкого волокна МБВ-3	т	170,25
24	Опалубка металева	т	87,1
25	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	679,14
26	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 40 мм	м2	27,7862
27	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А400С, діаметр 16-18 мм	т	547,54
28	Стояки вітражів та вітрин із алюмінієвих сплавів середні під подвійне скління [склопакет] зовнішнього ряду, СРПН 36-44	шт	505

Продовження таблиці 6.2

29	Ригелі вітражів та вітрин із алюмінієвих сплавів верхні та нижні під подвійне скління [склепаєт] зовнішнього ряду, РВПИ-30, РНПИ-30	шт	730
30	Комплекти елементів із алюмінієвих сплавів панельних підвісних стель з перфорацією, ЛАП-06-12п	100м ²	13,928
31	Комплекти елементів із алюмінієвих сплавів панельних підвісних стель з перфорацією, ЛАП-06-12п	100м ²	46,171
32	Вода	м ³	2722,8663
33	Щебінь із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400	м ³	0,2667
34	Гравій для будівельних робіт, фракція 20-40 мм, марка ДР8	м ³	34,1121
35	Брушатка	м ²	660,24
36	Пісок природний, рядовий	м ³	9,329
37	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [М50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	106,08
38	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	645,6
39	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В20 [М250], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	3304,32
40	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В20 [М-250], крупність заповнювача 20-40 мм, марка за водонепроникністю 0,6 МПа	м ³	771,84
41	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	м ³	442,01904
42	Суміші бетонні готові легкі на керамзитовому ґравії, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 мм	м ³	471,24
43	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	м ³	213,0074

Продовження таблиці 6.2

44	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М50	м ³	0,3991
45	Розчин готовий опоряджувальний цементно-вапняковий 1:1:6	м ³	175
46	Грунтовка Iso-Hydrogrint	кг	10500
47	Фарба "Пластирут"	л	44,1

5.2.2. Відомість розрахунку складів

Для зберігання матеріалів та конструкцій розраховується площа відкритих та закритих складів табл. 6.2.

5.3. Розрахунок адміністративно-побутових приміщень

Таблиця. 6.3

Розрахункова кількість працюючих

К-сть працюючих в максимально завантажену зміну, R	Робітник и неосновного виробництва, R1	ІТР, R2	Службовці, R3	МОД охорона, R4	Розрахункова к-сть робітників, R роз
$R = R_{max}$	$R_1 = 0,1 \cdot R$	$R_2 = 0,12 \cdot (R_1 + R)$	$R_3 = 0,02 \cdot (R + R_2)$	$R_4 = 0,1 \cdot (R + R_1 + R_2 + R_3)$	$R_{роз} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4$
33	4	5	2	5	49

Таблиця. 6.4

Розрахунок тимчасових будинків і споруд

№ п/п	Назва тимчасових будинків	R _р оз	Норма на одного працюючого о, м ²	Розрахунковою площею, м ²	Тип прийнятого	Розміри будинку в плані, м	К-сть будинків,	Прийнята площа, м ²
1	2	2	4	3	6	7	8	9
1	Контора виконроба	2	4	8	9	3x4	1	12
2	Контора майстра	3	4	12	30	3x4	1	12

3	Табельна		2	4	8	3x3	1	9
4	Прохідна				9	3x3	1	9
5	Диспетчерська		2	7	14	4x4	1	16
		ч	30	0,6	18	3x6	1	18
6	Гардероб		19	0,6	11,4	3x4	1	12
		ж			4			
			30	7чол/1,5м	6.4	3x3	1	9
7	Вмивальні							
		ч	19	7чол/1,5м	4.1	2x3	1	6
		ж						
			30	8чол/3м ²	11,3	3x4	1	12
8	Душові							
		ч	19	8чол/3м ²	7.1	3x3	1	9
		ж						
9	Приміщення для обігріву робітників		33	1	33	3x6	2	36
10	Вбиральні		49	1,5чол/3м	9.8	3x4	1	12
11	Кімната для приймання їжі		33	1	33	3x6	2	36

5.4. Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Таблиця. 6.5

Розрахунок тимчасового водозабезпечення

№ п/п	Споживачі води	Об'єм робіт у змiну		Витрати води, л	
		Одиниця вимiру	Кiлькiсний показник	Норма на одиницю	Загальнi витрати води, л
I. Виробничi потреби					
1	Приготування розчину	м ³	384	250	220800
2	Виконання тинькувальних робiт	м ²	7000	7,5	52500
3	Виконання тинькувальних робiт	м ²	7000	0,75	5250
				Σ	278550
4	Заправка буд. машин				
	— Бульдозер	1 маш./добу	1	300	300
	— Екскаватор	маш./год	2	10	20

	Баштовий кран	маш-год	3	15	45
				Σ	365
II. Господарсько-питні потреби					
5	Питні витрати працюючих та інші потреби	чол	60	10	600
6	Користування душем	чол	60	30	1800
III. Протипожежні витрати					
	Площа	м ²	3633		10 л/с

На виробничі потреби секундні витрати води дорівнюють :

$$Q_b = \frac{V \cdot q_1 \cdot K_1}{n \cdot 3600} = \frac{278550 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 15,5 \text{ л/с},$$

де Q_b – максимальні секундні витрати води на виробничі потреби, л ;

q_1 – норма витрати води на відповідний вимірювач ;

V – об'єм будівельних робіт ;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води ;

n – кількість годин у змінні.

На будівельні та транспортні машини та обладнання підсобних виробництв секундні витрати води дорівнюють :

$$Q_M = \frac{M \cdot q_2 \cdot K_2}{n \cdot 3600} = \frac{365 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,025 \text{ л/с},$$

де Q_M – максимальні секундні витрати води на будівельні та транспортні машини та обладнання підсобних виробництв, л ;

q_2 – норма витрати води на відповідний вимірювач ;

M – кількість машин ;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання води ;

n – кількість годин у змінні.

На господарсько-питні потреби секундні витрати води дорівнюють :

$$Q_p = \frac{R_p}{3600} \left(\frac{q_3 \cdot K_3}{n} + q_4 \cdot K_4 \right) = \frac{17}{3600} \cdot \left(\frac{10 \cdot 2,7}{8} + 30 \cdot 2,7 \right) = 1,4 \text{ л/с},$$

де Q_M – максимальні секундні витрати води на господарсько-питні потреби

K_P – максимальна кількість працюючих на будівництві у зміну ;

q_3 – норма витрати води на 1 людину у зміну , л ;

q_4 – норма витрати води на прийом 1 душа , л ;

K_3 – коефіцієнт нерівномірності споживання води на санітарно - побутові потреби ;

K_4 – коефіцієнт , який враховує відношення робітників , робітників які користуються душем до максимальної кількості працюючих на будівництві у зміну ;

n – кількість годин у змінні .

На протипожежні потреби секундні витрати води дорівнюють $Q_{П} = 10$ л/с.

Прораховуємо розрахункові секундні витрати води :

$$Q_{1,роз} = Q_B + Q_M + Q_G = 15,5 + 0,025 + 1,4 = 16,9 \text{ л/с.}$$

$$Q_{2,роз} = Q_{П} + 0,5(Q_B + Q_M + Q_P) = 10 + 0,5(15,5 + 0,025 + 1,4) = 18,5 \text{ л/с.}$$

Так як $Q_{2,роз} = 18,5 \text{ л/с} > Q_{1,роз} = 16,9 \text{ л/с}$, то її в подальшому будемо використовувати для підрахунку діаметру тимчасового водопроводу

Діаметр труб знаходимо за формулою :

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{роз} \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 18,5 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 125,3 \text{ мм.}$$

Приймаємо сталеві водопровідні труби діаметром 125 мм.

5.5. Розрахунок тимчасового електропостачання

Таблиця. 6.6

Розрахунок тимчасового електрозабезпечення

№ п/п	Найменування споживачів	Одиниця виміру	Об'єм або кількість	Норма на одиницю або встановлену потужність, кВт	Загальні витрати електроенергії

I. Силова електроенергія					
1	Екскаватор	шт	2	80	160
2	Баштовий кран	шт	1	182	182
3	Електрозварювальні апарати	шт	3	20	60
4	Електрошліфувальні машини	шт	2	2.2	4.4
5	Вібратори	шт	1	1	1
					407,4
II. Електроенергія на технологічні потреби					
6	Електропросушка штукатурки	м ²	7000	0.05	350
III. Внутрішнє електроосвітлення					
7	Контора, диспетчерська, побутові прим-я	м ²	144	0.015	2,16
8	Душові та туалети	м ²	54	0.003	0,162
9	Навіси	м ²	60	0.003	0,18
10	Закриті склади	м ²	72	0.0015	0,108
					□
					2,61

Продовження таблиці 6.6

IV. Зовнішнє освітлення					
11	Територія майданчика	100м ²	35,68	0.015	0,53
12	Відкриті складські майданчики	100м ²	2,85	0.05	0,14
13	Основні дороги і під'їзди	км	0,073	5	0,37
					□
					2,08

Отже, по отриманим витратам електроенергії (див.табл.вище) підраховуємо необхідну потужність силової установки за формулою:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot K_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos \varphi} + \sum P_{O.B} \cdot K_3 + \sum P_{O.R} \cdot K_4 \right) =$$

$$= 1,1 \left(\frac{407,4 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{350 \cdot 0,5}{0,7} + 2,61 \cdot 0,8 + 2,08 \cdot 0,5 \right) = 598,6 \text{ кВт}$$

Приймаємо трансформатор марки СКТН-750 потужністю 750 кВт

5.6. ТЕП будівництва

1. Площа території будівництва — 5704 м²

2. Площа зайнята постійними спорудами — 337 м²

3. Площа зайнята тимчасовими будинками — 294 м²

4. Довжина доріг — 68 м

5. Довжина електромереж — 263 м

6. Довжина водопровідних мереж — 104 м

7. Довжина огороження — 285 м

8. Коефіцієнт забудови — 11,3 %

9. Коефіцієнт використання площ — 88,7 %

5.6.1. Розрахунок тимчасового енергозабезпечення об'єкту будівництва

Проектування тимчасового енергозабезпечення об'єкту необхідно виконувати в такій послідовності:

- визначення основних споживачів електроенергії;

- розрахунок необхідної потужності по всіх споживачах;

- визначення джерела електроенергії;

- вибір понижуючої компактної трансформаторної підстанції і розміщення її на будгенплані;

- проектування тимчасових електромереж.

Необхідну потужність компактної трансформаторної підстанції визначаємо за формулою:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{ос} K_3 + \sum P_{оз} \right) \quad (кВл)$$

де 1,1 – коефіцієнт, що враховує витрати в мережі;

P_c - потужність силових споживачів (з методичних вказівок 054-105);

P_T - потужність для технологічних потреб (згідно табл. 6 і 7 дод. 7 методичних вказівок 051-178);

$P_{ос}$ - потужність внутрішнього освітлення (приймається згідно табл. 8 дод.

7 методичних вказівок 051-178);

$P_{оз}$ - потужність зовнішнього освітлення (приймається згідно табл. 8 дод. 7 методичних вказівок 051-178);

K_1, K_2, K_3 - коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів (приймається згідно табл. 9 дод. 7 методичних вказівок 051-178);

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ - коефіцієнти потужності для силових та технологічних навантажень (приймається згідно табл. 9 дод. 7 методичних вказівок 051-178);

Так як в розрахунковий період на будівельному майданчику працює: кран; електрозварювальний апарат; електротрамбовка, розчинонасос (силові споживачі); а також струм використовується на освітлення внутрішнє та зовнішнє, розрахункова потужність трансформаторної підстанції буде дорівнювати:

$$P = 1,1 \left(\frac{40 \cdot 0,2}{0,5} + \frac{30 \cdot 0,35}{0,34} + \frac{41 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{4 \cdot 0,45}{0,65} + 18 \cdot 0,015 \cdot 0,8 + 612 \cdot 0,003 \cdot 0,8 + 1600 \cdot 0,015 + 50 \cdot 0,05 \right) = 65,8 \text{ кВт}$$

Джерело електроструму на будівельному майданчику — існуюча трансформаторна підстанція.

5.6.2 Опис будгенплану

В проекті розробляється об'єктний будівельний генеральний план на період зведення надземної частини будівлі. На плані показано розміщення тимчасових споруд зони дії кранів.

Радіуси заокруглення доріг прийнято такими, щоб можна було транспортувати необхідні типорозміри будівельних виробів. На майданчику розміщена система водозабезпечення з пожежними гідрантами, фонтанами, водозабірними кранами, підводкою до душових приміщень, столової. Тимчасова електрична система дозволяє повністю забезпечити струмом будівельний майданчик для роботи в нічний час, а підключати всі агрегати та механізми.

Місце для трансформаторної підстанції та розподільних щитів огорожене для попередження попадання сторонніх осіб на їх території і ураження електрострумом. Будівельний майданчик зі всіх боків закритий тимчасовою огорожею.

6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Технологічна карта на зведення монолітного перекриття

6.1.1. Область застосування

Матеріалом у цьому процесі служить бетонна суміш. Марка бетону С20/25 та С25/30. В якості заповнювача використовується пісок середньої крупності. Арматура класу А-400С виготовлена у вигляді сіток.

Крупно – щитова опалубка застосовується при спорудженні масивів, фундаментів, колон, балок, прогонів, рам, плит, стін, арок та ін. Щити опалубки чи зібрані з них укрупнені елементи встановлюють вручну чи краном і закріплюють в проектне положення. Після бетонування і досягнення бетоном необхідної міцності опалубку розпалублюють та знімають підтримуючі засоби, зберігаючи при цьому встановлену послідовність. Очистивши та відремонтувавши опалубку, її переставляють на нове місце.

6.1.2. Організація та технологія виконання робіт

Улаштування опалубки

Перед встановленням опалубки повинні бути виконані такі роботи: організоване відведення поверхневих і ґрунтових вод; закінчені земляні роботи, проведена установка фундаментів, влаштовані під'їзди до робочих місць і завезені щити опалубки і елементи їх кріплення в кількості, яка забезпечує безперебійну роботу теслярів протягом не менше двох змін, підведена електроенергія і забезпечене освітлення робочих місць.

Опалубка складається з укрупнених елементів. Положення закладних щитів в коробі обмежується опорними планками на накривних щитах і рознорками; положення накривних щитів фіксується торцями закладних і дротяною стяжкою або підкосами.

Положення коробів в плані один відносно другого фіксується монтажними цвяхами, забитими в місцях перетинання дошок нижнього і верхнього коробів.

Будь-який щит складається з дошок, з'єднаних між собою зшивними планками. Крайні зшивні планки кріпляться до кожної дошки двома цвяхами, середні – одним. Цвяхи забивають в дошки і зшивні планки з боку щита, поверненого до бетону. Для зменшення енору тертя при розпалубці встановлений короб ззовні обшивають листовою сталлю.

Контроль якості опалубочних робіт

В процесі установки опалубки за допомогою нівеліра, рівня, виска візуально перевіряється відповідність форм і геометричних розмірів опалубки робочим кресленням, правильність прив'язки осей опалубки до розбивочних осей, точність відміток вертикальність і горизонтальність поверхонь опалубки; правильність установки пробки і закладних частин; щільність щитів, стиків та інших сполучень елементів опалубки між собою.

Допустимі відхилення при встановленні опалубки згідно з СНиП Ш-15-86.

“Бетонні і залізобетонні конструкції монолітні” не повинні перевищувати такі величини розміри щитів розбірної опалубки при довжині чи ширині до одного і більше метрів - відповідно 3 і 4 мм, по діагоналі – 5 мм; відхиленням кромки щитів від прямої лінії, чи лінії, яка утворює поверхню конструкції 4 мм; відстань від вертикалі чи проектного нахилу площин опалубки і лінії їх перетинання: на 0 м висоти - 5 мм і на висоті 20 мм; зміщення осей опалубки від проектного положення – 15 мм.

Улаштування арматури

До початку улаштування арматурних елементів повинні бути виконані наступні роботи: встановлена і вивірена опалубка; влаштовані під'їзди для монтажного крану і майданчика для складування арматурних сіток, каркасів і блоків; доставлені на об'єкт і укладені на при об'єктному складі в порядку черговості монтажу арматурних елементів в обсязі необхідному для безперервної роботи бригади впродовж двох змін; підготовлені до роботи монтажний кран, зварювальні трансформатори, інструменти, пристосування і інвентар.

Арматура монтується з каркасів, попередньо виготовлених в арматурному цеху.

Всю арматуру доставляють на будівельний майданчик на автомобілях ЗІЛ-131. При навантажуванні, транспортуванні і розвантажуванні арматури необхідно запобігати її деформації і пошкодженням (розрив зварних з'єднань, викривлення стержнів каркасів). Для цього арматуру укладають на дерев'яні прокладки, які кріплять до транспортних засобів дротяними закрутками і розтяжками.

Монтують арматурні елементи рами в наступній послідовності. На підготовлену основу укладають в шаховому порядку через 0,7-1,0 м бетонні підкладки розміром 30х30 мм, які забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону. Після перевірки горизонтальності їх укладки рейкою та рівнем укладають каркас.

Контроль якості арматурних робіт

Приймання встановленої арматури оформлюється актом на, який підписують представники замовника і підрядника. В акті відмічається відповідність проекту встановленої арматури, відхилення від проекту, якість арматури і зварних швів, дається дозвіл на бетонування. До акту прикладають заводські сертифікати на метал, паспорт на арматурні вироби, виготовлені на заводі чи в арматурних майстернях, з результатами випробовувань зварних з'єднань, акт випробовувань зварних з'єднань, виконаних при монтажі, список зварників з указанням номерів і дат дипломів, виданих комісією по випробуванню зварників, копію чи перелік документів з дозволом змін, внесених в роботу креслення, акти прийому робіт по антикорозійному захисту арматури залізобетонних конструкцій, які працюють в агресивному середовищі.

В арматурних каркасах повинні бути зварені всі перетинання стержнів з круглої сталі. Вимоги до якості зварки: шви по зовнішньому вигляду повинні мати дрібно чешуйчасту поверхню без напливів перепалювань і звужень, наплавлений метал - щільний по всій довжині шва, без тріщин. Допустимі відхилення в загальних розмірах плоских зварних каркасів і зварних сіток при

діаметрі арматурних стержнів не більше 16 мм складає по довжині виробів ± 10 мм, по ширині (висоті) ± 5 мм. Відхилення від проектного положення арматурних стержнів в каркасах і сітках, а також при розташуванні їх в опалубці не повинно перевищувати $1/5$ найбільшого діаметра стержня і $1/4$ діаметра встановленого стержня, відхилення від площин плоских зварних каркасів при стержнях діаметром до 12 мм допускається ± 10 мм, діаметром 12-25 мм - до ± 15 мм.

Відхилення від проектної товщини бетонного захисного шару допускається не більше 3 мм - при товщині захисного шару 15 мм і менше, 5 мм – при товщині цього шарі більше 15 мм.

Забороняється використовувати підкладки з обрізків арматури, дерев'яних брусків та щебню.

Бетонування перекриття

До початку бетонування рами повинні бути виконані наступні роботи:

змонтований тимчасовий водогін для поливки бетону під час набору ним міцності; змонтована і випробувана двостороння звукова і світлова сигналізація; встановлені інвентарні опори, перевірена надійність установки опалубки, кріплень, навісних площадок; складені акти по укладці арматури; очищена опалубка і арматура від бруду, сміття та іржі; перевірені і випробувані всі машини та механізми, влаштовані необхідні сходи і площадки.

Для полегшення вивантаження суміші з кузова самоскида останні обладнуються вібраторами. Бетонна суміш повинна мати рухливість, яка відповідає осаді конуса БудЦНДЛ не більше 60 мм.

Подавати бетонну суміш до місця бетонування необхідно за допомогою крана в бадді.

Бетонну суміш ущільнюють глибинними вібраторами марки 1-116; в кутках і біля стінки опалубки проводять додаткове ущільнення штикуванням ручними шуровками. Укладання кожного наступного шару намагаються виконати до початку схвачування попереднього шару. При цьому кінець робочої частини вібратора потрібно спустити в раніше укладений шар бетону на глибину 5-10 см. Для більш якісного ущільнення всієї маси бетону вібратор переставляють через

кожні 30-40 см. При вібруванні стежать за тим, щоб він не торкався робочої арматури. Час вібрування на одному місці визначається закінченням осадки бетонної суміші і появою цементного молока на поверхні бетону.

Якщо перерви перевищують час схвачування бетону, наступну його укладку починають тільки після досягнення міцності раніше укладеного бетону не менше

15 кг/см^2 і виділенням цементної плівки в місці стику нової порції бетону з раніше укладеним. Цементну плівку видаляють водоповітряним струменем напором 0,3-0,5 МПа відразу ж після закінчення схвачування цементу і

досягнення бетоном міцності $2-1 \text{ кг/см}^2$. Цей момент настає в спекотну погоду

через 6-8 годин після укладки бетону, а в прохолодну погоду - 12-24 години. При більшій міцності бетон, що затвердів, очищають механічною щіткою з подальшим промиванням водою.

В спекотну погоду відкриті поверхні свіжо укладеного бетону слід вкривати

матами, мішковиною, тирсою або піском і поливати водою. При температурі повітря $+15^\circ\text{C}$ і вище поливають водою перині три доби в день - через кожні три години і один раз вночі, а в наступні дні - не рідше трьох разів на добу. При температурі $+5^\circ\text{C}$ і нижче поливання не потрібне.

Контроль якості бетонних робіт

В процесі бетонування майстер чи виконроб повинен вести нагляд за ходом робіт, а результатами записувати в журнал бетонних робіт по встановленій формі.

Перевірці підлягає: рухливість та зручність укладки привезеної бетонної суміші;

відповідність геометричних розмірів фундаментів, які бетонуються, розмірам,

вказаним в робочих кресленнях; точність відміток та співпадання їх осей з

розбивочними осями; вертикальність та горизонтальність поверхонь; відсутність

раковин, оголеної арматури, розщарування бетону; міцність укладеного бетону.

Відбирають та випробовують взірці бетону на міцність. Оцінка якості робіт приведена в таблиці 5.1.

Таблиця 7.1.

Оцінка якості робіт

Оцінка

Показник	Відмінно	Добре	Задовільно
Відхилення площин та ліній від вертикалі чи від проектного нахилу на всю висоту конструкції фундаменту, мм, не більше	5	10	20
Відхилення в розмірах поперечного перерізу фундаменту, мм, не більше	+3	+5	+8
Відхилення у відмітках поверхонь стін, мм, не більше	+1	+3	+5
в плані	2	3	5
по висоті	+5	+10	+20

6.1.3. Організація та методи праці робітників

Улаштування опалубки

Улаштуванням опалубки займаються чотири ланки теслярів по двоє в кожній: теслярі 4-го і 2-го розрядів відповідно T_1 і T_2 .

Перша ланка встановлюючи опалубку, забезпечуючи фронт робіт арматурникам; 2-а ланка теслярів починають роботу після того, як на даній захватці закінчуються арматурні роботи. Вони встановлюють інші короби. Організація роботи ланки наступна. Тесляр T_1 підготовлює щити до встановлення, нарізає потрібної довжини розпорки, дріт для стяжок. В той самий час тесляр T_2 піднімає матеріали.

Розбирає опалубку 3-а і 4-а ланки з двох чоловік кожна — тесляра 4-го і 2-го розряду (T_1 і T_2). Перед початком розбирання опалубки теслярі перевіряють наявність маркування на її елементах і при необхідності відновлюють невивставаючу. Розборку опалубки ведуть за допомогою цвяходерів. Розібрані щити складають за марками для подальшого використання.

Арматурні роботи

Роботи по монтажу арматурних каркасів виконує ланка з двох чоловік: арматурник 4-го розряду (A_1) і арматурник 2-го розряду (A_2).

До початку монтажу арматурники A_1 і A_2 розмічають місця встановлення бетонних підкладок для фіксації товщини захисного шару, розкладають їх та завіряють горизонтальність положення триметровою рейкою і рівнем. Потім застропивши каркас чотири галузевим стропом, переміщують його краном до місця влаштування. Арматурники підходять до каркасу, стають з протилежних

боків і, взявшись обома руками за стержні каркасу, направляють його в проектне положення. Кранівник по команді арматурника А1 повільно опускає каркас на місце. При опусканні арматурники щільно підсувають каркас до шаблону. Потім арматурник А2 розкладає відрізки арматури біля кожного вертикального стержня каркасу, а арматурник А1 проводить електроприхватку вертикальних стержнів до відрізків та до сітки. Далі обидва арматурники приступають до розстроповки каркасу і знімають шаблон.

а)

б)

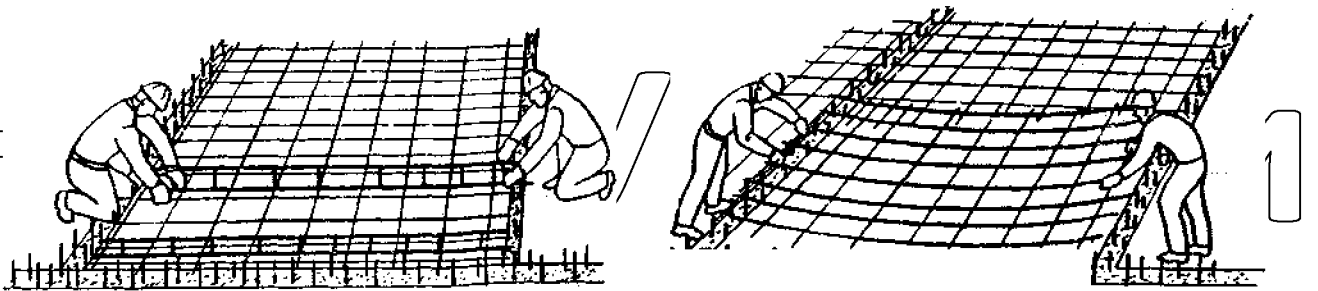


Рис. 6.1 Влаштування арматурних: а) каркасів; б) сіток

Бетонні роботи

Бетонник (Б₂) приймає бетонну суміш з самоскида, очищує кузов від налиплого бетону. Потім стропить заповнену баддю за дві петлі крюками стропа.

Переконавшись в надійності стропування подає команду машиністу крана підняти і перемістити баддю до місця бетонування.

Бетонники (Б₁ і Б₂) приймають баддю з бетонною сумішшю. Б₁ відкриває затвор бадді і невеликими порціями вивантажує бетонну суміш. Б₂ при необхідності включає вібратор, встановлений на бадді, і подає команду машиністу крана про переміщення бадді для рівномірного розвантаження бетонної суміші по всій бетонуєчій поверхні.

Б₁ глибинним вібратором ущільнює бетонну суміш, а Б₂ совковою лопатою підкидає бетонну суміш до вібратора по мірі її осідання. Потім Б₁ включає поверхневий вібратор. Б₂ ущільнює вкладену суміш смугами, при цьому кожна нова смуга повинна перекривати попередню на 10-15 см.

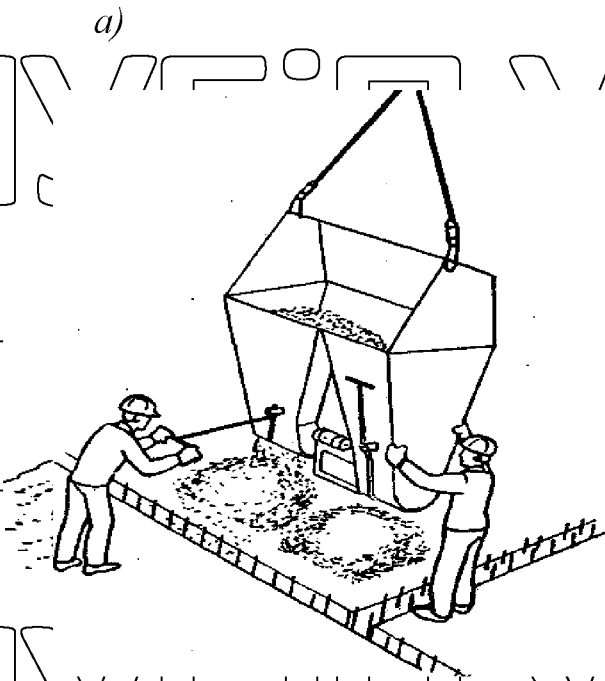


Рис.6.2. а) Вкладання бетонної суміші; б) ущільнення бетонної суміші

6.2. Методи виконання основних робіт

6.2.1. Вихідні дані

Основними матеріалами, які використовуються для зведення проєктуємої будівлі є монолітний з/б, перлітобетонні блоки. Окрім цього в досить значних об'ємах використовуються пісок і пиломатеріали для підлог і влаштування риштування.

Матеріали є місцевими і максимальна дальність доставки сягає 30 км.

Доставляються всі матеріали (не дивлячись на дальність) автомобільним транспортом, розвантажуються на при об'єктному складі. Графік доставки матеріалів скоректований з споживанням їх, враховуючи необхідний запас.

6.2.2. Опис виконання основних технологічних процесів

На протязі підготовчого періоду (20 робочих днів) на майданчику виконуються такі роботи:

- ділянка звільняється від існуючих насаджень (тобто викорчуюють всі кущі і дерева, що заважають);

- розбивається геодезична сітка з влаштуванням тимчасових та постійних реперів;

- завозяться на майданчик і встановлюються тимчасові будівлі;

- проводяться необхідні комунікації.

Після закінчення всіх цих робіт настає черга монтажу.

6.2.3 Земляні роботи

Земляні роботи починаються з зрізання рослинного шару ґрунту товщиною 20 см по всій площі будівельного майданчика. Виконують цю роботу один бульдозер ДЗ-18 на базі Т100 в одну зміну ґрунт згортає в тимчасові кавальєри.

Для зменшення втрат ґрунту відвал бульдозера обладнаний боковими відкрилками. Зрізання ґрунту проводять клиновидною зрізкою, траншейним методом виконання робіт. Бульдозер багаторазово проходить по одному і тому ж сліду виробляючи траншею до 0,6 м стінки якої попереджують розсипання ґрунту. Між траншеями залишаються перемички шириною 0,4 – 0,5 м, потім їх зрізують бульдозером тим же методом.

Розробка ґрунту являється ведучим процесом і виконується екскаватором зі зворотною лопатою ЭО-3322А. Ґрунт розробляється екскаватором в котловані.

Ущільнення ґрунту виконується після зворотної засипки і підсіпки ґрунту під підлогу кулачковими катками Д-703.

6.2.4. Влаштування фундаменту

Під стіни та діафрагми влаштовують стрічкові фундамент із монолітного з/б, а під колони та пілони стовпчасті з монолітного з/б.

До початку влаштування фундаментів зачищають та слядують днище котловану, а потім влаштовується піщана підготовка. Після виконання підготовчих робіт починають монтаж опалубки під фундаменти.

Опалубку вкладають на ущільнену піщану підсипку товщиною 20 см.

Бетонування фундаментів виконується з перев'язкою як вздовж стіни (не менше 240 мм), так і в місцях примикання повздовжніх та поперечних стін (не менше 300 мм).

6.2.5. Влаштування колон та пілонів

Після того як бетонування фундаментів завершено і бетон набрав необхідну міцність розпочинають роботи по в'язанню арматурних каркасів для колони, пілонів та діафрагм. В'язання арматури на необхідну висоту виконують паралельно для кожної колони та пілону. Затим для них в такій же послідовності проводять роботи по влаштуванні опалубки та бетонуванні.

6.2.6. Влаштування перекриття

Після зведення колон пілон та діафрагм одного поверху монтують опалубку для перекриття. (дет.опис п.7.1.2.)

6.2.7. Зведення стін та простінків з перлітобетонних блоків

Стіна складається з 2-х рядів перлітобетонних блоків з зовнішнім і внутрішнім тинкуванням на цементно-піщаній розчині.

Зведення стін виконують потоковим методом розбивши весь об'єм на дві захватки. Одночасно з кладкою стін бригада монтажників влаштовує рихтування, а такелажники краном КС-5573 подають підлоги з цеглою до місця кладки.

Після зведення стін 1-го поверху на першій захватці муляри і всі допомагаючи їм переходять на другу захватку. Контроль якості кладки провести в процесі зведення стін бригадиру та майстру.

6.2.8 Влаштування підлоги

Підлоги в проєкті передбачені двох типів: паркетна (у всіх кімнатах крім технічних) та бетонна (в підвалі та технічних кімнатах).

Роботи починати з влаштуванням бетонних підготовок, а потім стяжок.

Підлоги влаштовують дві бригади: перша – паркетники, друга – бетонники. Влаштувавши паркетну підлогу на одному поверсі бригада паркетників переходить на інший поверх, а на їх місце приходять бетонники, які влаштовують підлогу нижче. Потім на наступному поверсі та горищі.

Паралельно до цих робіт вставляють віконні та дверні блоки. Одночасно бригади електриків і сантехніків закінчують свою роботу.

6.3. Благоустрій території

Демонтувавши з майданчика всі риштування і відправивши техніку починають роботу по благоустрою території.

На оголені місця повертають рослинний шар, влаштовують газони. Асфальтують по майданчику сітку доріжок, бетонують сходи. Садять дерева та інші види насаджень. Всі роботи виконують у відповідності до генплану.

7. ОХОРОНА ПРАЦІ

7.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів при монтажі залізобетонних конструкцій

Організація ділянок робіт і робочих місць на будівельному майданчику повинна забезпечити охорону праці робітників на всіх етапах виконання робіт.

Перед початком виконання будівельно-монтажних робіт 27-ми поверхового громадського будинку адміністрація зобов'язана забезпечити навчанням і проведенням інструктажу з безпеки праці в відповідності з вимогами вступний інструктаж проводить інженер по охороні праці (техніці безпеки), первинний інструктаж на робочому місці, повторний, позаплановий, цільовий проводить безпосередній керівник робіт.

Розглядаємо робочу зону будівельника (монтажника). Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» на монтажника можуть впливати наступні небезпечні та шкідливі фактори (див. табл. 8.1):

- рухомі машини та механізми;
- підвищена загазованість повітря та запиленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму на робочому місці;
- підвищений рівень вібрації;
- підвищена чи понижена рухомість повітря;
- підвищена напруженість електричного поля;
- недостатня освітленість робочої зони;
- розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги).

Таблиця 7.1

Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що

виникають під час бетонувальних робіт

№	Небезпечні та шкідливі виробничі фактори	Джерело, вид робіт	Кількісні оцінки	Нормативний документ
1	Машини і механізми що рухаються	Земляні роботи, монтажні роботи	Котлован глибиною Н=4,5 м	ДБН А.3.2-2-2009
2	Підвищена напруга в електричній мережі, замикання якої може пройти через тіло людини	Електромонтажні, електрозварювальні, електрообладнання, освітлення	380 V, 220V, 600V	ДСТУ 2489-94
3	Підвищена чи понижена рухливість повітря	Покрівельні, монтажні, бетонні, кам'яні роботи	V вітру > 15 м/хв	ДБН А.3.2-2-2009 ГОСТ 12. 1.005-88
4	Підвищений рівень пилу та загазованість повітря робочої зони	Вантаже-розвантажувальні роботи, робота з цементом	ГДК=18 мг/м ³ , ГДК=10 мг/м ³	ДБН А.3.2-2-2009 ГОСТ 12. 1.003 -88
5	Підвищений рівень шуму на робочому місці	Машини, вібратори, компресори	<85дБ	ДСТУ 2489-94
6	Підвищений рівень вібрації	Бетонні роботи	150Гц V=0,02 м/с	ГОСТ 12. 1.012-90
7	Недостатнє освітлення робочої зони	Автошляхи, монтажні, бетонні, покрівельні, електромонтажні та покрівельні роботи	2 лк 30 лк 75 лк	Сніп II-4-79 ГОСТ 12.1.046-85

7.2. Організаційні та технічні заходи щодо усунення небезпечних та шкідливих факторів, що виникають при монтажі З/б конструкцій

Рухомі машини та механізми

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначаються відстанню в межах 5м. Швидкість руху автотранспорту поблизу

місце ведення робіт не повинна перевищувати 10-15 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

До початку роботи із застосуванням машин керівник робіт визначає схему руху і місце встановлення машин, вказує способи взаємодії та сигналізації з робочим-сигнальником, що обслуговує машину.

Підвищена зациленість та загазованість повітря робочої зони. При перевищенні граничного значення використовуються засоби індивідуального захисту. Для запобігання перевищення ПДК застосовують полив території і своєчасне прибирання сміття.

Підвищений рівень шуму на робочому місці. Вібратійні та інші установки повинні періодично проходити контроль на шумові характеристики і не перевищувати встановлені стандартами. Для послаблення шуму від машин на них встановлюють кожухи. Для індивідуального захисту працюючих від шуму застосовують протишумові навушники та протишумові каски.

Підвищений рівень вібрації

Для захисту від вібрації застосовують віброзахисні рукавиці та віброзахисне взуття. Вимоги до віброзахисних рукавиць, ефективність віброзахисту та інше встановлено в ГОСТ 12.4.002-74 "Средства индивидуальной защиты рук от вибрации. Общие технические требования". Вимоги до виготовлення віброзахисного взуття, а також методи його ефективності вказані в ГОСТ 12.4.024-76 "Обувь специальная виброзащитная.

Общие технические требования". Крім цього робітникам, зайнятим на віброуючому обладнанні треба через кожні 30-40 хвилин робити перерви.

Підвищена чи понижена рухомість повітря

Передбачено, що роботи на відкритому повітрі при вітрі швидкістю 15 м/с і вище заборонено.

Для профілактики цього фактору необхідний правильний вибір такелажних пристосувань, вантажозахватних засобів і пристосувань для підняття будівельних конструкцій, їх вивірки і тимчасового закріплення.

Підвищена напруженість електричного поля

Всі струмоведучі частини необхідно робити недоступними для випадкового торкання, або застосовувати малу напругу (42 В). Дроти повітряної лінії розміщують на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду автотранспорту – не менше 6 м. Всі металеві частини електрообладнання повинні бути заземлені.

Недостатня освітленість робочої зони

Освітлення майданчику здійснюється за допомогою ліхтарів на стовпах, встановлених біля доріг, а робочих місць – за допомогою переносних світильників і ламп накаливання.

Розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі

Для переходу працюючих на висоті по горизонтальним (із незначним ухилом) площинам застосовуються перехідні містки, які є огороженими ($H=1,1$ м). При переході працюючих по конструктивним елементам будівлі застосовують страхувальні канати, виготовлені із гнучких сталевих тросів, до яких працюючий прикріплюється карабіном запобіжного поясу.

Розрахунок заземлення

Визначимо необхідну кількість заземлювачів заземлення для захисту від статичного струму при умові, що $[r_s] \leq 40 \text{ Ом}$. В якості одиночного заземлювача використовується сталевий стержень, діаметр $d = 0,04 \text{ м}$, довжина $l = 2,5 \text{ м}$, забитий від поверхні землі (грунт – глинистий з питомим електричним опором $\rho = 3,5 \cdot 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$) на глибину $H_0 = 1 \text{ м}$. Відстань між стержнями $a = 2,5 \text{ м}$.

1. Глибина закладання:

$$H = H_0 + 0,5 \cdot l = 1 + 0,5 \cdot 2,5 = 2,25 \text{ м.}$$

2. Опір одиночного стержневого заземлювача дорівнює:

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{\rho}{l} \cdot \left(\lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4H+l}{4H-l} \right),$$

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{4 \cdot 10^2}{2,5} \cdot \left(\lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,04} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4 \cdot 2,25 + 2,5}{4 \cdot 2,25 - 2,5} \right) = 51,24 \cdot \left(\lg 125 + \frac{1}{2} \cdot \lg 1,77 \right) = 113,75 \text{ Ом}.$$

2. Визначимо кількість заземлювачів при коефіцієнті $\eta_{cm} = 0,75$:

$$n = \frac{R_{cm}}{r_z \cdot \eta_{cm}} = \frac{113,75}{4 \cdot 0,75} = 37,91 \approx 38.$$

Отримали кількість заземлювачів $n = 38$ ($d = 0,04 \text{ м}$, довжина $l = 2,5 \text{ м}$).

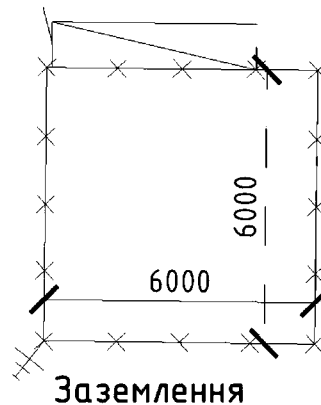


Рис. 8.1. Схема заземлення майданчика для зварювальних робіт

7.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки

Заходи пожежної безпеки (ДСТУ 12.1.004-91).

До роботи з проєктованим об'єктом допускаються особи інженерно-технічного складу, що вивчили проєктований пристрій, інструкцію і склали залік по техніці безпеки і пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися:

- системою запобігання пожежі;
- системою протипожежного захисту;
- організаційно-технічними заходами.

Небезпечними факторами пожежі, що впливають на людей, є:

- відкритий вогонь та іскри;
- підвищена температура навколишнього середовища, предметів і т.п.;

НУБІП України

- токсичні продукти горіння;
- дим;
- знижена концентрація кисню;
- падаючі частини будівельних конструкцій, агрегатів, установок і т.п.;
- небезпечні фактори вибуху.

НУБІП України

Вимоги до системи запобігання пожежі
Запобігання пожежі досягається двома способами:

- запобіганням утворенню пального середовища;
- запобіганням утворенню в пальному середовищі (або внесення в неї)

НУБІП України

джерел запалювання.
Запобігання утворенню пального середовища забезпечується:

- максимальним можливим застосуванням непальних і важкопальних речовин і матеріалів;

НУБІП України

- обмеженням маси або обсягу пальних речовин, матеріалів і найбільш безпечним способом їхнього розміщення;
- ізоляцією пального середовища;
- підтримкою концентрації пальних газів, пар, суспензій або окислювача в суміші поза межами їхнього запалення;

НУБІП України

- достатньою концентрацією флегматизатора в повітрі об'єкта, що захищається, (його складової частини);
- підтримкою її температури і тиску, при яких поширення полум'я виключається;

НУБІП України

- максимальною механізацією та автоматизацією технологічних процесів, зв'язаних з перекачуванням пальних речовин;
- установкою пожежонебезпечного устаткування по можливості в ізольованих приміщеннях або на відкритих площадках;

НУБІП України

- застосуванням пристроїв захисту виробничого устаткування з пальними речовинами від ушкоджень і аварій, установкою що відключають, що відтинають і інших пристроїв;

- застосуванням ізолюваних відсіків, камер, кабін і т.п.
Запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання досягається:

- застосуванням машин, механізмів, устаткування, пристроїв, при експлуатації яких не утворюються джерела запалювання;

- застосуванням електроустаткування, що відповідає пожежо- та вибухонебезпечній і вибухонебезпечній зонам, групі і категорії вибухонебезпечної суміші відповідно до вимог Правил пристрою електроустановок;

- застосуванням у конструкції швидкодіючих засобів захисного відключення можливих джерел запалювання;

- застосуванням технологічного процесу й устаткування, що задовольняє вимогам електростатичної та іскробезпеки;

- пристроєм блискавкозахисних будинків, споруджень і обладнання;

- підтримкою температури нагрівання поверхонь машин, механізмів, устаткування, пристроїв, речовин і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із пальним середовищем, нижче гранично припустимої, складової 80% від найменшої температури самозапалювання пального;

- виключенням можливості появи іскрового розряду в пальному середовищі з енергією рівної і вище мінімальної енергії запалювання;

- застосуванням інструмента, що не іскрить, при роботі з легкозаймистими рідинами і пальними газами;

- ліквідацією умов для теплового, хімічного і (або) мікробіологічного самозаймання речовин, що звертаються, матеріалів, виробів і конструкцій;

- усуненням контакту з повітрям пірофорних речовин;

- зменшенням визначального розміру пального середовища нижче гранично припустимого по горючості;

- виконанням встановлених правил пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується також обмеженням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, а також найбільш безпечним способом їхнього розміщення, що досягається:

- зменшенням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, що знаходяться одночасно в приміщенні або на відкритих площадках;

- пристроєм аварійного зливу пожежонебезпечних рідин і аварійного підбурення палих газів з апаратури;

- періодичним очищенням території, на якій розташовується об'єкт, приміщень, комунікацій, апаратури від палих відходів, відкладень

пилу, пуху і т.п.;

- скороченням числа робочих місць, де використовуються пожежонебезпечні речовини,

- видаленням пожежонебезпечних відходів виробництва;

- заміною легкозаймистих (ЛЗР) і палих (ПР) рідин на пожежонебезпечні технічні миючі засоби.

Вибухово-, пожежо-небезпечні параметри речовин і матеріалів.

Усі технічні рішення, що забезпечують протипожежний захист об'єктів народного господарства, нормуються.

Номенклатура показників пожежо-, вибухово-небезпечних речовин, терміни і їхнє визначення, умови пожежо-, вибухово-небезпечності при використанні речовин і методики експериментального визначення, що

рекомендуються, показників пожежо-, вибухово-небезпечності утримуються в ДСТУ 12.1.004-85.

У загальносоюзних нормах технологічного проектування ЗНТТ 24-86 приведена методика оцінки категорії виробництва по вибуховій, вибухово-пожежній і пожежній небезпеці й обсягу вибухонебезпечної суміші в приміщеннях.

Для оцінки пожежо-, вибухово-небезпечності всі речовини розділені по агрегатному стану на гази, рідини і тверді речовини. Тверді речовини в тонкоподрібненому стані виділені в самостійну групу – групу пилів.

При оцінці пожежо-, вибухово-небезпечності до газів відносять речовини, абсолютний тиск пар яких при температурі 50°C дорівнює або перевищує 300 кПа, або критична температура яких менш 50°C; до рідин – речовини з температурою плавлення (капле падіння) менш 50°C; до твердих речовини з температурою плавлення (капле падіння) від 50°C і вище; до пилів – диспергировані тверді речовини з частками розміром менш 850 мкм.

У даному проєкті слід виділити два із трьох видів речовин та матеріалів по горючості:

- неспальні (неспалені) – речовини і матеріали, здатні до горіння в повітрі;
- важко горючі (важко горючі) – речовини і матеріали, здатні займатися в

повітрі від джерела запалювання, але не здатні самостійно горіти після видалення джерела запалювання;

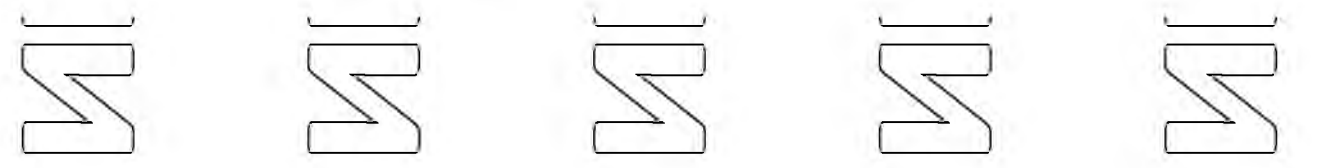
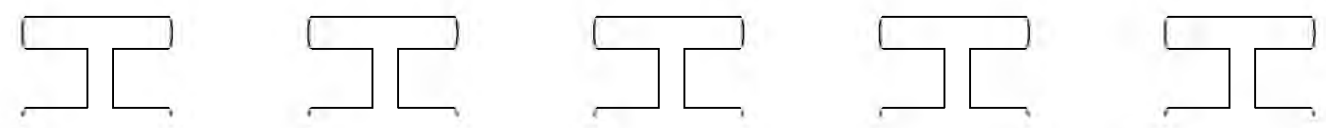
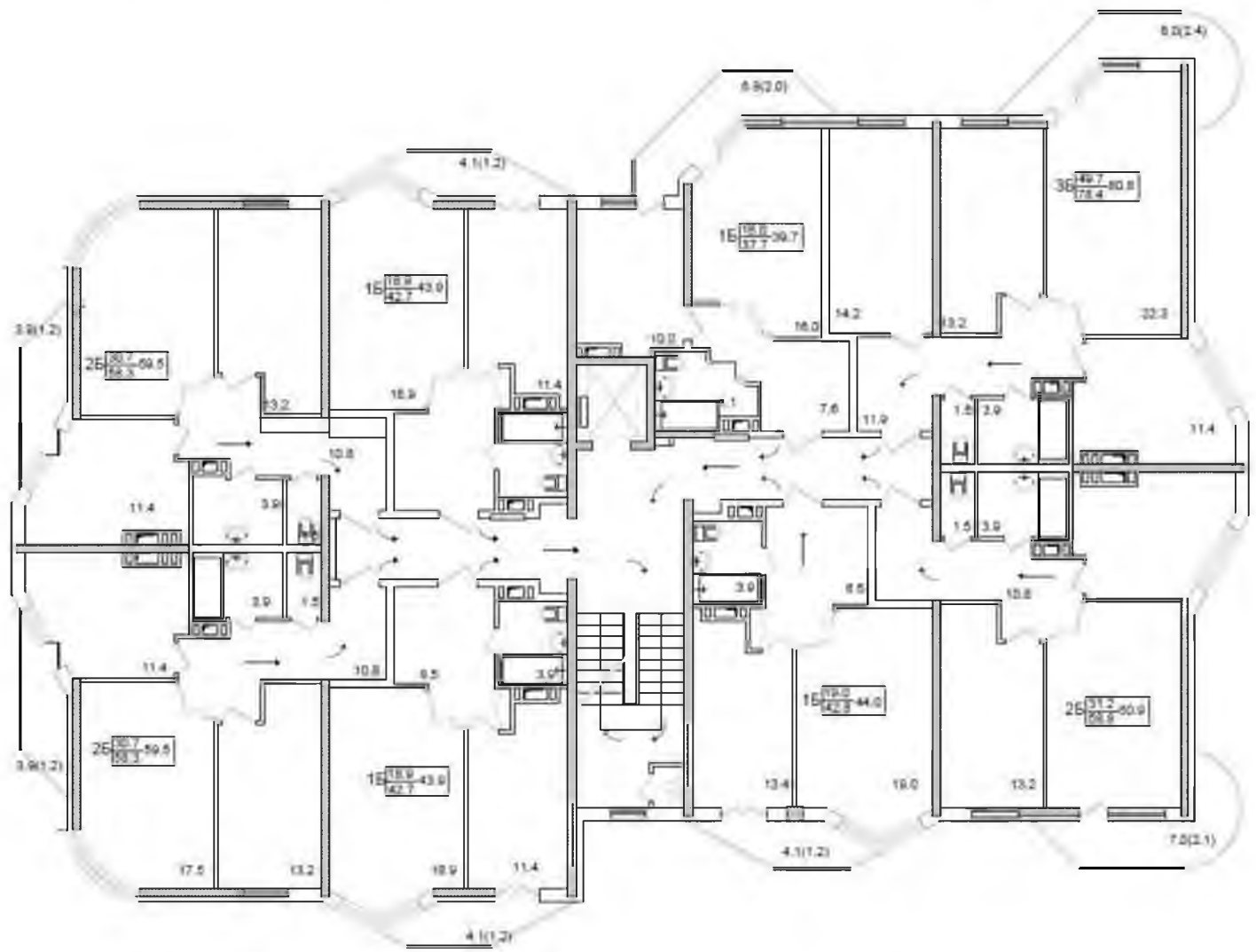
Дані про горючість використовують при визначенні категорій виробництв по вибуховій, вибухово-пожежній і пожежній небезпеці, класів вибухонебезпечних і пожежонебезпечних зон, при розробці заходів для забезпечення пожежної безпеки. Таким чином, категорія будівлі дипломного проєкту по вибухонебезпечності – “Д”, по вогнестійкості – II.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІЛ України

Рис. 19.2. Схема евакуації тілозбереження



8. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

НУБІП України

8.1. Розрахунок залізобетонних конструкцій за міцністю на дію крутних моментів

Розрахунок залізобетонних елементів, що піддаються комбінованому впливу кручення в поєднанні з поперечною силою, вигином і осьовими зусиллями по міцності, є однією з найбільш складних проблем теорії залізобетону.

При дії крутних моментів в початковій стадії завантаження зовнішнім навантаженням залізобетонний елемент працює пружно. У ньому виникають дотичні, а отже і головні стискаючі і розтягуючі напруження, орієнтовані під кутом, близьким до 45° по відношенню до поздовжньої осі елемента. На завершення цієї стадії дотичні напруження розподіляються рівномірно по всьому перетину елемента як в ідеально пластичному тілі. Після того, як подовження бетону у напрямку дії головних розтягуючих напружень досягнуть граничних значень, в бетоні по всьому контуру перетину утворюються спіральні тріщини, що розвиваються. У реальних конструкціях крутні моменти діють, як правило, у поєднанні з іншими видами зусиль, наприклад, згинаючим моментом і поперечною силою. Якщо значення крутних моментів невеликі, то спіральні тріщини розвиваються тільки в зоні, розтягнутої від спільної дії згинального і крутного моментів. Після утворення спіральних тріщин зусилля в напрямку головних розтягуючих напружень сприймає арматура, а зусилля, що діють у напрямку головних стискаючих напружень - бетон.

Руйнування залізобетонного елемента при спільній дії згинального і крутного моментів відбувається, як правило, по просторовому перерізу, показаному на рис. 8.1. При цьому руйнування залізобетонного елемента по просторовому перерізу при дії згинаючих і крутних моментів може відбуватися внаслідок:

досягнення арматурою обох напрямків (поздовжньої і поперечної) фізичної або умовної межі текучості з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони;

досягнення поперечною арматурою межі текучості з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони; при цьому напруги в поздовжній арматурі не досягають межі текучості;

досягнення поздовжньою арматурою межі текучості з подальшим роздробленням бетону стиснутої зони; при цьому напруги в поперечній арматурі не досягають межі текучості;

роздробленням стиснутого бетону, укладеного в смугах між спіральними тріщинами; при цьому напруги в арматурі обох напрямків (поперечної і поздовжньої) нижче межі текучості.

Розрахунок повинен виконуватися таким чином, щоб гарантувати конструкцію від всіх перерахованих випадків руйнування.

Існує два основних напрямки розвитку методів розрахунку залізобетонних конструкцій при дії крутних моментів.

Перший напрямок включає розрахункову модель просторового перетину, другий - розрахункову модель просторової ферми або каркасно-стрижневу модель.

8.2. Розрахункова модель просторового перерізу

У загальному вигляді розрахункова модель повинна містити повну систему рівнянь рівноваги і повну систему зусиль, що діють в перерізі. Для вирішення завдання необхідно також використовувати умови деформування перетину (у вигляді їх повороту і зсуву), відповідних деформаційних параметрів, що зв'язують зусилля в бетоні і арматурі з їх переміщеннями, із залученням трансформованих діаграм деформування бетону в умовах плоского напруженого стану і діаграм деформування арматури. Проте практична реалізація моделі просторового перерізу в загальному вигляді представляє значні труднощі, в силу чого в нормах [33, 6] використовують спрощені розрахункові методи, що спираються, головним чином, на емпіричні

залежності. Розглянемо застосування моделі просторового перетину до розрахунку залізобетонного елемента, що піддається крученню з вигином по міцності (рис. 8.1)

Експериментальні дослідження показують, що при руйнуванні залізобетонного елемента по просторовому перерізу, залежно від значень згинального і крутного моментів, а також наявності і величини поперечної сили можливі три схеми розташування стиснутої зони (рис. 8.2).

Перша схема (рис. 8.2а) відповідає розташуванню стиснутої зони у верхній грані елемента і має місце при впливі на елемент значних за величиною згинального і крутного моментів.

Друга схема (рис. 8.2б) відповідає розташуванню стиснутої зони біля бокової грані і має місце при впливі крутного моменту і поперечної сили (вигинає момент такий малий, що його впливом можна знехтувати).

Третя схема (рис. 8.2в) відповідає розташуванню стиснутої зони біля нижньої межі. Такий випадок може мати місце в зоні, де діють невеликі згинальні моменти і, отже, їх вплив на вид руйнування елемента невелика. При цьому площа поперечного перерізу верхньої арматури, яка потрапляє в розтягнуту зону може бути менше площі нижньої арматури.

Схема зусиль у просторовому перерізі залізобетонного елемента, що працює на кручення з вигином, приведена на рис. 8.1.

Граничні зусилля в просторовому перерізі визначаються на основі таких передумов:

опір бетону розтягуванню приймається рівним нулю;
стисла зона просторового перетину умовно представляється площиною, розташованою під деяким кутом θ до поздовжньої осі

елемента, а опір бетону стиску - напруженнями $\alpha \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta$, рівномірно розподіленими по стиснутій зоні;

розтягуючі напруження в подовжній і поперечній арматурі, що перетинає розтягнуту зсуну розглянутого просторового перетину, приймається рівними відповідному f_{yd} та $f_{y,td}$,

напруження в арматурі, розташованій в стислій зоні, приймається згідно

з вказівками норм [33,6] рівними f_{yd} ;

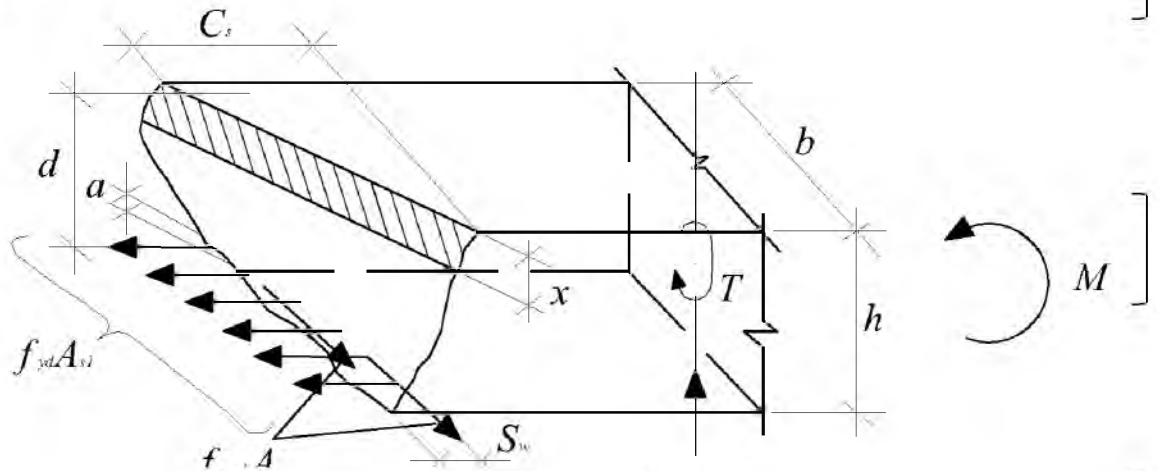
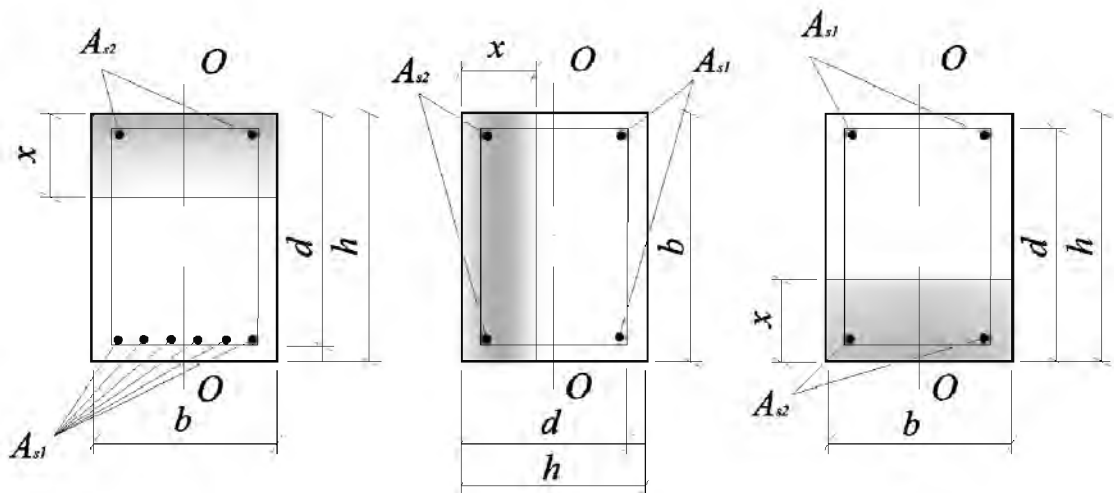


Рис 8.1 Схема зусиль у просторовому перерізі залізобетонного елемента V_{sd} працюючого на кручення з вигином



$O-O$ – площина дії згинаючого моменту

Рис. 8.2 Розрахункові схеми розташування стиснутої зони просторового перетину;

а) - у стиснутій від вигину грані елемента;

б) - у грані елемента, паралельній площині дії згинального моменту;

в) - у розтягнутій від вигину грані елемента;

При розрахунку елементів, що працюють на кручення з вигином по міцності, повинна виконуватися умова:

$$T_{sd} \leq 0,1\alpha f_{cd} b^2 h, \quad (8.1)$$

де b , h - відповідно менший і більший розміри сторін поперечного перерізу елемента;

α - коефіцієнт, що визначається відповідно до вимог глави 4.

Значення f_{cd} для бетону класів вище $C^{25}/_{30}$ приймається як для бетону

класу $C^{25}/_{30}$.

Розрахунок просторових перетинів залізобетонних елементів за міцністю проводиться з умови:

$$T_{sd} \leq f_{yd} A_{s1} \frac{1 + \eta_w \delta \lambda^2}{\eta_q \lambda + \chi} (d - 0,5x). \quad (8.2)$$

Висота стиснутої зони x визначається з рівняння:

$$f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} = \alpha f_{cd} b x. \quad (8.3)$$

Розрахунок слід проводити для трьох розрахункових схем розташування

стиснутої зони просторового перетину, показано на рис. 8.2, (оскільки заздалегідь важко встановити, яка з схем руйнування найнебезпечнішою):

1-а схема - у стислій грані елемента;

2-а схема - у грані елемента, паралельній площині дії згинального моменту

(рис.8.2б);

3-я схема - у розтягнутій від дії згинального моменту грані елемента

(рис.8.2в).

В формулах (8.2) і (8.3):

A_{s1}, A_{s2} — площі поперечного перерізу поздовжньої арматури, розташованої при даній розрахунковій схемі відповідно в розтягнутій і стиснутій зонах;

b , h - розміри сторін поперечного перерізу елемента, відповідно паралельної і

перпендикулярної лінії, що обмежує стиснуту зону;

$$\delta = \frac{b}{2h+b}; \quad (8.4)$$

$$\lambda = \frac{c_s}{b}; \quad (8.5)$$

де c_s - довжина проєкції лінії, що обмежує стиснуту зону, на поздовжню вісь елемента; розрахунок проводиться для найбільш небезпечного значення c_s , що визначається послідовним наближенням і приймається рівним не більше $(2h+b)$.

В формулі (8.2) значення коефіцієнтів χ та η_q , що характеризують співвідношення між діючими зусиллями T_{sd} , M_{sd} і V_{sd} , приймаються:

- при відсутності згинального моменту $\chi = 0$, $\eta_q = 1$;

- при розрахунку по 1-й схемі $\chi = M_{sd}/T_{sd}$, $\eta_q = 1,0$;

- при розрахунку по 2-й схемі $\chi = 0$, $\eta_q = 1 + \frac{V_{sd}h}{2T_{sd}}$;

- при розрахунку по 3-й схемі $\chi = - (M_{sd}/T_{sd})$, $\eta_q = 1$.

Крутний момент T_{sd} , згинаючий момент M_{sd} і поперечна сила V_{sd} приймаються для перерізу, нормального до поздовжньої осі елемента і проходить через центр ваги стиснутої зони просторового перетину.

Значення коефіцієнта η_w , що характеризує співвідношення між площами

поперечної і поздовжньої арматури, визначаються за формулою:

$$\eta_w = \frac{f_{yw} A_{sw} b}{f_{yd} A_{s1} S}; \quad (8.6)$$

де A_{sw} - площа перерізу одного стержня поперечної арматури, розташованого

біля межі, що є розтягнутою, для розглянутої розрахункової схеми;

S - Відстань між сусідніми стержнями поперечної арматури.
При цьому значення η_w приймаються не менше

$$\eta_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 M_{sd} / (\eta_w M_{Rd})} \quad (8.7)$$

і не більше

$$\eta_{w,\max} = 1,5 \left(1 - \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right), \quad (8.8)$$

де M_{sd} - згинаючий момент, який приймається:

- для 2-ї схеми - рівним нулю;
- для 3-ї схеми - зі знаком «мінус»;

M_{Rd} - граничний згинальний момент, що сприймається перерізом, нормальним до поздовжньої осі елемента.

якщо значення η_w , підраховане за формулою (8.6) менше $\eta_{w,\min}$, то значення зусилля $f_{yd} A_{sl}$, яке вводиться в формули (8.2) і (8.3), множиться на відношення $\eta_w / \eta_{w,\min}$.

У випадку, коли виконується умова

$$T_{sd} \leq 0,5 V_{sd} b \quad (8.9)$$

замість розрахунку по 2-й схемі слід проводити розрахунок з умови:

$$V_{sd} \leq V_{sw} + V_{cd} - \frac{3T_{sd}}{b}; \quad (8.10)$$

в умовах (8.9) и (8.10):

b - розмір сторони поперечного перерізу елемента, яка знаходиться в площині, перпендикулярній площині вигину;

V_{cd} і V_{sw} - визначаються за формулами

8.3. Модель просторової ферми

Цю розрахункову модель особливо доцільно застосовувати при розрахунку коротких залізобетонних конструкцій, у яких проліт або виліт консолі сумірний з висотою перетину, і в яких побудова розрахункових моделей просторових перетинів є важкою.

Модель просторової ферми може бути використана не тільки для оцінки міцності, а й тріщиностійкості та деформативності конструкцій, які

розглядаються напруги і деформації в кожному рівномірно напруженому і центрально навантаженому стержневому елементі системи з використанням діаграм деформування (стану) для бетону та арматури. Модель просторової ферми дозволяє розраховувати елементи, піддані дії крутних моментів в поєднанні з будь-якими видами силових впливів. При цьому арматура, що сприймає зусилля від крутіння елемента, додається до арматури, розрахованої виходячи з дії інших силових факторів.

Теорія розрахунку елементів, підданих дії кручення на базі моделі просторової ферми була запропонована в 1929 р Е. Раушем. Відповідно до теорії Е. Рауша бетонний елемент з ортогональною арматурою, підданий дії зсуву, має діагональні тріщини, які поділяють бетон на окремі центрально стиснуті смуги. Разом з арматурою, що працює, як прийнято, на розтяг, вони утворюють стержневу систему, яка протидіє зсувним зусиллям.

Для спрощення розрахунків передбачалося, що діагональні бетонні підкоси нахилені під кутом 45° до арматури. Відповідно до запропонованої теорії залізобетонний елемент пружається крученню подібно умовній трубі, тобто, таким чином, що крутний момент, який прикладається, сприймається потоком дотичних напружень в стінці труби. Слід зазначити, що теорія просторової стержневої системи була розроблена на основі аналізу результатів дослідів, які показали, що міцність суцільного перерізу залізобетонного елемента при крученні приблизно дорівнює міцності деякого полого перерізу, що заміняється.

Використовуючи умови рівноваги для розглянутої просторової системи, Е. Рауш отримав рівняння для визначення опору елемента крученню, армованого замкнутими хомутами:

$$T_n = 2 \frac{A_1 \cdot A_t \cdot f_{ty}}{s}, \quad (8.11)$$

де A_1 - площа перерізу, обмежена перерізами хомутиків;

A_t - площа поперечного перерізу одного арматурного хомутика;

f_s – межа текучості арматури хомутив;

s – крок замкнутих хомутив.

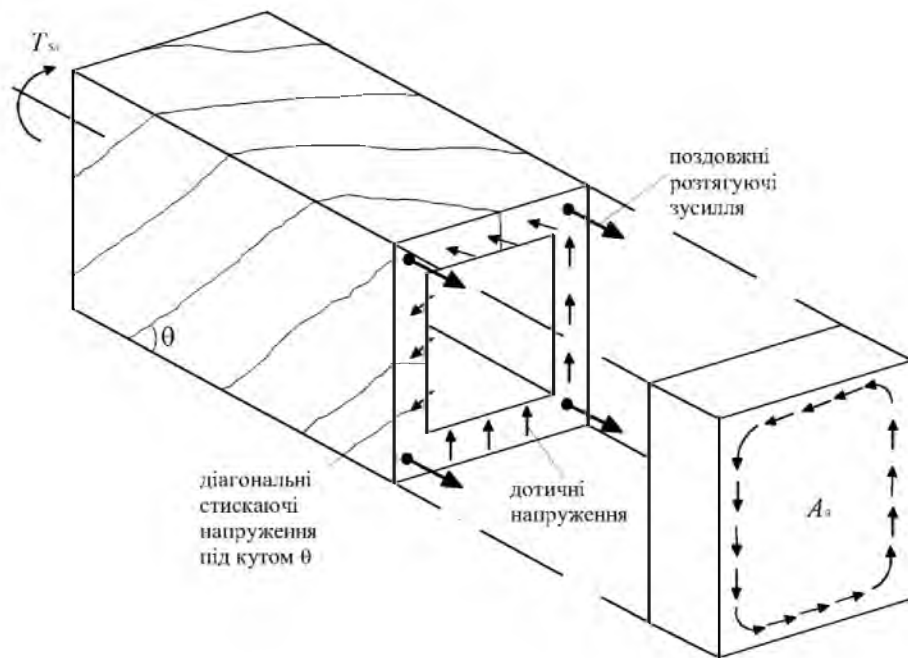


Рис. 8.3 До розрахунку міцності залізобетонних елементів при крученні за методом тонкостінної труби [69,30]

Отримане рівняння (11.11) значно завищує (на 30..50%) дійсну міцність елемента, що працює на кручення. У зв'язку з цим залежність (8.11) піддавалася коректуванню і розвитку по основних напрямках, докладно розглянутим у роботі [47].

Інформація, що міститься в нормах [33,6] методика розрахунку залізобетонних елементів на кручення заснована на моделі тонкостінної труби - аналогу просторової ферми. Балка суцільного перерізу, піддана крученню, розглядається до тріщиноутворення як тонкостінна труба з коробчастим бетонним поперечним перерізом в суцільній балці (рис. 8.3).

Після тріщиноутворення в балці, що піддається крученню, її опір крученню забезпечується, головним чином, замкнутими хомутами і поздовжньою арматурою, розташованою біля зовнішніх граней перерізу

елемента. При побудові розрахункової моделі тонкостінної труби прийнято припущення про те, що опір крученню забезпечується шаром поперечного перерізу, приблизно розосередженим в замкнених хомутах [47]. І коробчастий, і суцільний перерізи розглядаються у вигляді тонкостінної труби як *до*, так і *після* утворення діагональних тріщин.

Розрахункові залежності отримують з розгляду аналогії розрахункової моделі з просторовою фермою (рис. 8.4), що включає стиснуті діагоналі-підкоси, які розташовані під кутом θ до поздовжньої осі елемента. При цьому прийнята передумова про те, що бетон не сприймає розтягуючих зусиль, а напруги в арматурі рівні межі текучості. Після утворення тріщин опір крученню забезпечується в основному поперечною і поздовжньою арматурою і стислими бетонними підкосами. Бетон в поверхневому шарі (зовні від поперечної арматури) відносно неефективний. Тому в розрахунках використовують площу A_k , укладену всередині середньої лінії u_k (див. рис.

8.5).

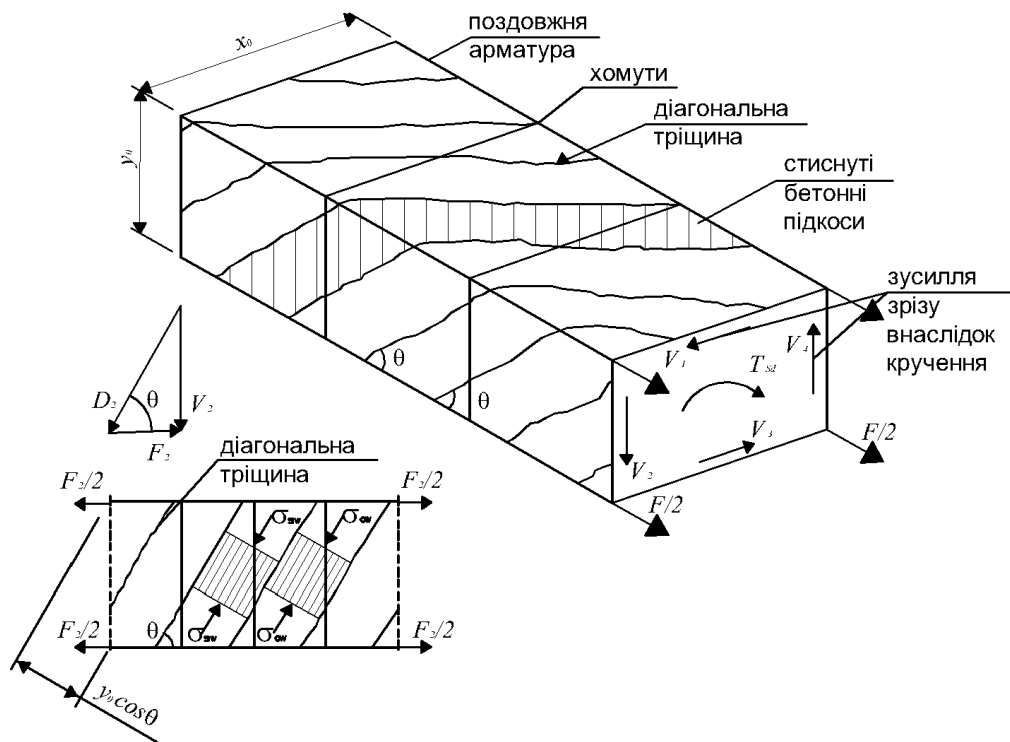


Рис. 8.4 Розрахункова модель просторової ферми [69, 40]

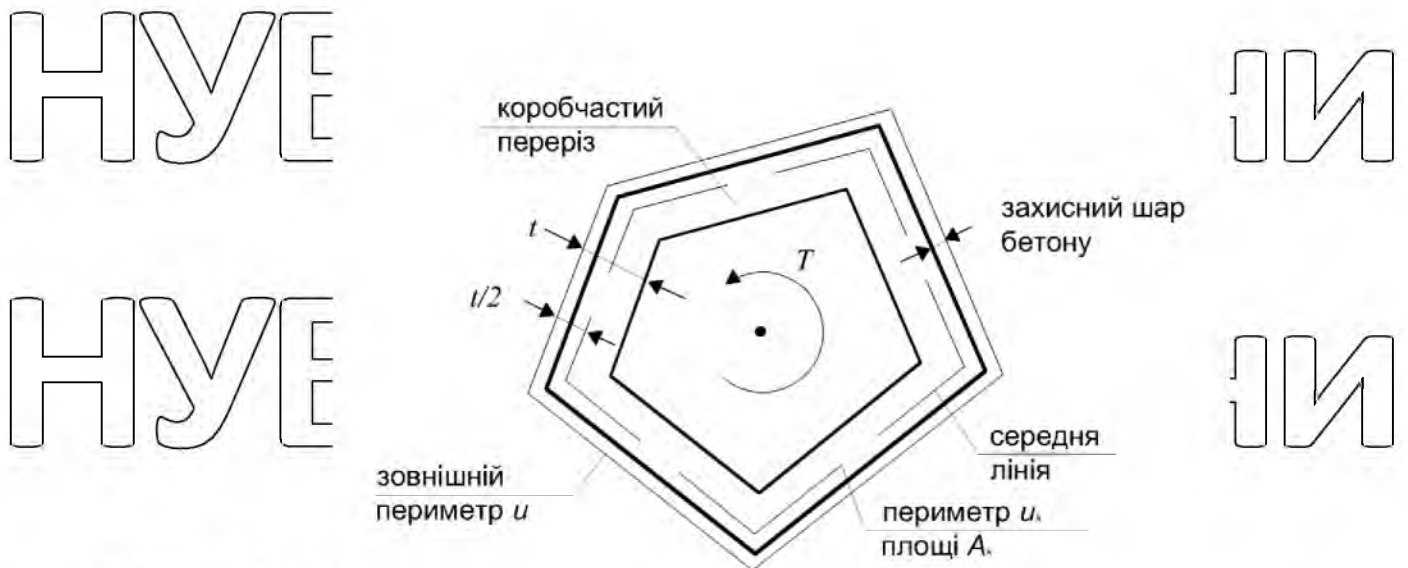


Рис. 8.5 Схема перерізу елемента, підданого крученню, прийняті терміни і позначення згідно [33,6]

Коли зріз і кручення діють спільно, площа поперечної арматури являє собою суму площ стержнів, встановлених окремо для сприйняття зрізу і кручення. Так як площа поперечної арматури, необхідної для сприйняття зрізу - це площа всіх стержнів відповідного хомута, а площа поперечної арматури, необхідної для сприйняття кручення елемента - тільки одного стержня, то їх площі додаються:

$$Total \left(\frac{A_v + A_t}{s} \right) = \frac{A_{sv}}{s} + 2 \frac{A_s}{s} \quad (8.12)$$

При цьому якщо призначений для опору зрізу хомут складається з чотирьох стержнів, то лише площі стержнів, що примикають до граней перерізу балки, слід підсумувати з площею хомутів, призначених для сприйняття кручення (оскільки внутрішні стержні неефективно працюють на кручення).

Поздовжня арматура, необхідна для сприйняття кручення, додається в кожному перетині до поздовжньої арматури, необхідної для сприйняття згинального моменту який діє одночасно з обертальним. Якщо максимальний

згинальний момент діє в одному перерізі (припустимо, в середній прольоту), а максимальний обертальний - в іншому (наприклад, на опорі), то загальна площа арматури може бути менше, ніж площа, яку отримують при додаванні площ арматури, розрахованих для сприйняття максимального згинального і крутного моментів.

Кручення викликає осьові розтягуючі зусилля, які сприймає поздовжня арматура ($A_s \cdot f_{yd}$). Ця арматура є доповненням до арматури, встановленої на сприйняття згинального моменту, і розподіляється рівномірно по периметру перетину так, щоб траєкторія рівнодіючої ($A_s \cdot f_{yd}$) співпадала з віссю елемента.

Таким чином, з урахуванням розглянутих теоретичних передумов, при розрахунку по зазначеній моделі елемент, підданий дії крутних моментів, після тріщиноутворення працює подібно просторовій фермі, яка складається зі стержнів поздовжньої арматури (які є паралельними поясами), і решітки, що включає утворені діагональними тріщинами стислі бетонні підкоси і зв'язують їх розтягнуті стержні поперечної арматури.

Залізобетонний елемент у вигляді просторової ферми розраховується на підставі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил. При цьому розглядається замкнутий коробчастий поперечний переріз. Товщина умовної стінки коробчастого перерізу не повинна бути більше товщини фактичної стінки. Таким чином, при розрахунку елемента, підданого крученню з використанням моделі просторової ферми, прийняті наступні передумови:

а) суцільний поперечний переріз замінюється коробчастим із збереженням зовнішніх обводів і розмірів;

б) відкритий поперечний переріз (наприклад, тавровий) розділяється на окремі частини, кожна з яких розглядається як коробчастий переріз.

Міцність на кручення елементу, що має відкритий поперечний переріз, є сумою міцностей його окремих частин;

в) сумарний крутний момент, що сприймається окремими частинами елемента, не повинен істотно відрізнятись від моменту, визначеного на основі пружного розрахунку елемента, не розділеного на частини.

Жорсткість при крученні елементу, що має переріз непрямокутної форми, слід визначати шляхом додавання жорсткостей окремих прямокутних частин, на які поділяється цей непрямокутний переріз. Ділити непрямокутний переріз на окремі прямокутні частини слід так, щоб сумарна жорсткість окремих прямокутних частин була максимальною. В розрахунках допускається не враховувати вплив кручення, якщо розрахунковий крутний момент менше чверті крутного моменту, що викликає утворення діагональних тріщин:

$$T_{sd} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right). \quad (8.13)$$

де A - повна площа перерізу всередині його зовнішнього периметра, що включає площу внутрішньої пустотілої частини;

u - зовнішній периметр перерізу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Азізов Т.Н. Експериментальні дослідження крутильної жорсткості та міцності залізобетонних елементів порожнистого трикутного перерізу з нормальними тріщинами при крученні / Т.Н. Азізов, Т.С. Мельник // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2011- Вип. 2 – с.47-52.
2. Азізов Т.Н. НДС залізобетонних елементів трикутного профілю з нормальними тріщинами при крученні / Т.Н. Азізов, О.С. Мельник // Вісник Сумського національного аграрного університету – 2012 – №5 – с.63-66.
3. Азізов Т.И. К вопросу о прочности при кручении железобетонных элементов прямоугольного сечения с нормальными трещинами / Т.Н. Азізов, В.В. Шпота // Вестник Сумского национального аграрного университета – 2012 – №5 – с.60-63.
4. Азізов Т.Н. К расчету железобетонных элементов полого сечения с нормальными трещинами при кручении / Т.Н. Азізов, А.В. Мельник, А.С. Мельник // Наука и прогресс транспорта – 2010 – №33 – с.10-14
5. Азізов Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонного элемента, подверженного изгибу с кручением при образовании нормальных трещин с учетом нелинейного напряженно-деформированного состояния / Т.Н. Азізов, Д.Ю. Парамонов, И.В. Бордюгов // Вестник Сумского национального аграрного университета – 2012 – №5 – с.56-60.
6. Астахова Л.И. Контроль однородности прочности бетона конструкций монолитного железобетонного каркаса здания в стадии строительства / Л.И. Астахова, С.И. Павленко, Н.Ф. Чертопляс, Г.М. Чуприянов // Вестник горно-металлургической секции Российской академии естественных наук. Отделение металлургии. – 2008 – №21 – с.224-229.

7. Ахматов М.А. Экспериментально-теоретические исследования прочности наклонных сечений изгибаемых элементов по поперечной силе с учетом вида бетона // В сборнике: Актуальные

проблемы современной науки: Всероссийская научно-практическая конференция. Северо-Кавказский гуманитарно-технический институт

Северо-Кавказский государственный технический университет
Филиал ВНИИ МВД России в г. Ставрополе – 2012 – С. 40-45

8. Байрамуков С.Х., Касаев Д.Х. Оценка прочности железобетонных элементов, подвергнутых нескольким силовым факторам при

статическом и динамическом воздействии: Монография / С.Х.

Байрамуков, Д.Х. Касаев. - Черкесск ГОУ ВПО КЧГТА, 2010 - 214 с

9. Бахотский И.В. Экспериментально-теоретическое исследование

напряженно-деформированного состояния фиброжелезобетонных

элементов, подверженных воздействию кручения с изгибом /

И.В. Бахотский // Вестник гражданских инженеров – 2013 – №4(39)

с.48-55.

10. Баширов Х.З. Методика экспериментальных исследований прочности,

жесткости и трещиностойкости железобетонных составных

конструкций по наклонным сечениям / Х.З. Баширов, А.А. Дородных,

К.М. Чернов, И.С. Горностаев // Промышленное и гражданское

строительство – 2013 – №5 – с.29-32

11. Баширов Х.З. Прочность железобетонных конструкций по наклонным

трещинам третьего типа / Х.З. Баширов, В.С. Федоров, В.И. Колчунов,

К.М. Чернов // Вестник гражданских инженеров – 2012 – №5(34)

с.50-54

12. Баширов Х.З. Экспериментальные исследования прочности

железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / Х.З.

Баширов, А.М. Крыгина, К.М. Чернов // Строительные материалы – 2013

– №6 – с.32-36.

13.Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Олег Янович Берг. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.

14.Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

15.Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01–84* [Введены в действие с 1986–01–01]. – М. : ЦТИП Госстроя СССР, 1989. – 88 с. – (Строительные нормы и правила).

16.Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

17.Бондаренко В.М. Развитие методов оценки прочности наклонных сечений эксплуатируемых железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко, Р.Е. Мигаль // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений – 2011–№2– с.29-34

18.Бредньов А.М. Міцність та тріщиностійкість залізобетонних балок за похилими перерізами при дії малоциклових навантажень: Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 (А.М. Бредньов ; Одес. держ. акад. буд-ва та архіт. – О., 2007. – 20 с

19.Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов – К. : Кн. изд-во НАУ, 2005. – 653 с.

20.Гольшев А. Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Гольшев, И. Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

21.Гольшев А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Гольшев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

22.Залесов А. С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели /

А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31–34.

23. Игошин В.Л. О конкретизации формул и метода расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций / В.Л. Игошин //

Жилищное строительство – 2007 – №7 – с.13-15

24. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996 – 416 с.

25. Кодыш Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям : монография / Э.

Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. – М. : Изд. АСВ, 2010. – 352с.

26. Кодыш Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э.Н. Кодыш, И.К.

Никитин, Н.Н. Трекин – Москва – 2010

27. Кокорин Д.Н. Влияние податливости опор на прочность железобетонных конструкций по наклонным сечениям при кратковременном динамическом нагружении / Д.Н. Кокорин // Известия высших учебных заведений. – Строительство – 2010 - №9 – с.113-118

28. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНЦ», 2011. – №6(38). – С. 16–23.

29. Клюева Н.В. Прочность железобетонных составных конструкций и новые критерии разрушения в зоне наклонных трещин / Н.В. Клюева.,

К.М. Чернов, В.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство – 2014 - №11 – с.36-40

30. Клюка О.М. Блок-схема та алгоритм розрахунку міцності просторових перерізів попередньо напружених залізобетонних елементів

прямокутного профілю з одиночним армуванням при згині з крученням на основі деформаційної моделі / О.М. Клюка, М.С. Жорняк // Вісник

31. Клюка О.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині з крученням на основі нелінійної деформаційної моделі: Дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01

«Будівельні конструкції, будівлі та споруди» – Полтава, 2010. – 163 с.

32. Клюка Е.Н. Расчет несущей способности преднапряженных железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой при изгибе с кручением на основе деформационной модели /

Н.С. Жорняк, Е.Н. Клюка // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 156-162.

33. Крыгина А.М. Прочность железобетонных конструкций по наклонным трещинам первого и второго типов / А.М. Крыгина, К.М. Чернов, Х.З. Баширов // Промышленное и гражданское строительство – 2013 – №2 – с.16-18

34. Кумпяк О.Г. Прочность сжато-изгибаемых железобетонных конструкций по наклонным сечениям на податливых опорах при динамическом нагружении / О.Г. Кумпяк, Н.В. Мещеулов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – №6 (47) – с. 70-80

35. Маилян Д.Р. Прочность сталефибробетонных элементов прямоугольного сечения при кручении / Д.Р. Маилян, Д.Х. Касаев, О.В.

Маслакова, А.М. Блягоз // Новые технологии – 2012 – №4 – с.92-94

36. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « σ - ε » бетона при кратковременном сжатии / [В. Я. Бачинский, А. И. Бамбура, С. С. Ватагин, Н. В. Журавлёва]; НИИСК. – Киев, 1985. –

37. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК. – К., 1987. – 23 с.

38. Мигунов В.Н. Длительные экспериментальные исследования влияния продольных трещин в защитном слое бетона на изменение долговечности, кратковременной жесткости и прочности внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом строительных обычных железобетонных элементов / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2010 – №2 – с. 125-130

39. Морозов В.И. К расчету фиброжелезобетонных конструкций, подверженных совместному воздействию кручения с изгибом / В.И. Морозов, И.В. Бахотский // Современные проблемы науки и образования – 2013 – №5 – с.109

40. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машиностроиздат, 1950. – 268 с.

41. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / А. Я. Мурин / Нац. ун-т "Львів. політехніка". – Л., 2011. – 19 с

42. Осуществить практическую апробацию методики расчета железобетонных конструкций СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные» // Отчет о НИР №60-ФН 00 часть 3 (рук. проф. Т.М. Педольц). – Минск, 2000 – 151 с.

43. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.-2:2006. [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).

44. Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / [А. М. Бамбура, О. Б. Турківський, Ю. Г. Аметов, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова, Л. І. Стороженко] // Будівельні конструкції

міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та житлово-комунального господарства України. – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн. : Книга 1. – С. 3–13.

45. Павліков А.М. Міцність косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю за умови дволінійної роботи бетону та арматури / А.М. Павліков, О.В. Бойко, М.О. Харченко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 2(30). – 2011–ПолтНТУ – с.33-37.

46. Павліков А.М. Напружено-деформований стан навскісно завантажених залізобетонних елементів у за критичній стадії: Автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» – Полтава, 2008. – 40 с.

47. Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / Андрій Миколайович Павліков. – Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.

48. Павліков А.М. Розрахунок міцності залізобетонних елементів при косому згині за ДБН В.2.6-98:2009 / А.М. Павліков, О.В. Сарькава, А.В. Горбун [та ін.] // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 5(35). – 2012–ПолтНТУ – с.111-115.

49. Поликутин А.Э. Исследование прочности наклонных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов при изменении величины относительного пролета среза / А.Э. Поликутин, И.А. Константинов, З.Ф. Нгуен, З.Х. Чыонг // Строительная механика и конструкции. – 2014 – Т. 1. – №9 – С.107-116.

50. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / [А. Б. Гольщев, В. П. Полищук, Я. В. Сунгатулин и др.]; под ред. А. Б. Гольщева. – К.: Будівельник, 1982. – 152 с.

51. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / [Гольщев А. Б., Кривошеев П. И., Козелецкий П. М. и др.]; под ред. А. Б. Гольщева. – К.: Логос, 2008. – 304 с.

52. Силантьев А.С. Прочность изгибаемых железобетонных элементов без хомутов по наклонным сечениям с учетом параметров продольного армирования / А.С. Силантьев // Вестник МГСУ. – 2011. №2 – Т.1. С.66-71.

53. Силантьев А.С. Экспериментальные исследования влияния продольного армирования на сопротивление изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры по наклонным сечениям / А.С. Силантьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. №1 – С. 58-61.

54. Соколов В.А. Прочность и трещиностойкость железобетонных конструкций: Теория и методы расчета / В.А. Соколов, Д.А. Страхов – Саарбрюккен - 2012.

55. Стадник В.І. Жорсткість і міцність при крученні залізобетонних таврових елементів з нормальними тріщинами : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. І. Стадник / Одес. держ. акад. буд-ва та архіт. – О., 2011. – 21 с.

56. Филатов В.Б. Анализ расчетных моделей при расчете прочности наклонных сечений железобетонных балок на действие поперечных сил / [Филатов В.Б., А.С. Арцыбазов, М.А. Багаутдинов] и др.] // Известия Самарского научного центра Российской академии наук. 2014 – Т.16. – № 4-3. – С. 642-645.

57. Филатов В.Б. Расчетная модель наклонного сечения железобетонной балки с учетом сил зацепления в наклонной трещине / В.Б. Филатов, Е.В.

Блинкова // Промышленное и гражданское строительство – 2014 – № 3
– с.39-42.

58. Шапиро Д.М. Экспериментальное исследование железобетонной
предварительно напряжённой балки длиной 28 м / Д.М. Шапиро,
А.П. Тютин // Строительство и архитектура – 2013 – №2 (30) – с.99-104.

59. Юшин А.В. К расчёту наклонных сечений элементов железобетонных
конструкций, усиленных композитными материалами / А.В. Юшин //
Вестник гражданских инженеров – 2013- №4(39) – с.83-91

60. EN 1992-1:2001 (Final draft , April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete
structures – Part 1: General Rules and Rules of Building. Brussels. – 2002,
October – 230p.