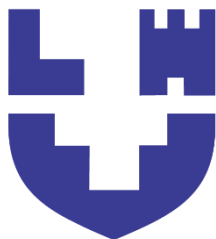


**Міністерство освіти і науки України  
Луцький національний технічний університет**



## **Залізобетонні конструкції промислових будівель**

**Конспект лекцій**

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
освітньо-професійної програми  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
галузі знань 19 Архітектура та будівництво  
(G Інженерія, виробництво та будівництво)  
спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія  
денної та заочної форм навчання

Луцьк 2025

УДК 624 (07)  
3 22

До друку

Голова вченої ради

факультету архітектури, будівництва та дизайну \_\_\_\_\_ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ  
Директор бібліотеки \_\_\_\_\_ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,  
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № \_\_\_ від \_\_\_\_\_ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва  
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № \_\_\_ від \_\_\_\_\_ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії \_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА

Укладачі: \_\_\_\_\_ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри  
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

\_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач  
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: \_\_\_\_\_ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри  
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: \_\_\_\_\_ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук,  
доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Залізобетонні конструкції промислових будівель [текст]: конспект лекцій для  
здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної  
3 22 програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та  
будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 192  
(G19) Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання /  
укладачі С.О. Ужegov, О.А. Ужegov. – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 132 с.

Методичне видання складене відповідно до програми вибіркової дисципліни  
професійного спрямування «Залізобетонні конструкції промислових будівель» та  
містить лекційний матеріал. Конспект лекцій призначений для здобувачів, які  
навчаються на ОП «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм  
навчання.

## Передмова

Здобувачі вищої освіти ОП «Будівництво та цивільна інженерія» вивчають курс «Залізобетонні конструкції промислових будівель» як вибірккову дисципліну професійного спрямування, що доповнює і поглиблює знання, здобуті при вивченні обов'язкового ОК «Залізобетонні конструкції».

Курс базується на чинних нормативних документах – «ДБН В.2.6.-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [1] та «ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування» [2].

Метою викладання освітнього компоненту «Залізобетонні конструкції промислових будівель» є підготовка висококваліфікованого бакалавра, котрий досконало знає залізобетонні конструкції, їх розрахунок та конструювання. Бакалавр будівництва повинен вмiло поєднувати теоретичну підготовку з дисципліни та уміння виконувати розрахунки конструкцій при проектуванні будівель та споруд, конструюванні їх елементів.

Здобувачі вищої освіти ОП «Будівництво та цивільна інженерія» повинні вмiти запроєктувати об'ємно-планувальні і конструктивні рішення промислових будівель; розраховувати та конструювати залізобетонні конструкції; вибирати найекономічніші конструкції для запроєктованої будівлі або споруди; оцінити стан конструкцій у будівлях, що експлуатуються і дати поради щодо підсилення або реконструкції цих конструкцій; використовувати при проектуванні будівель і споруд електронно-обчислювальну техніку та сучасні методи будівельного проектування.

Окрім того, в процесі навчання кожен здобувач повинен не тільки набути певних знань та навичок, але і виробити певну систему мислення, свої погляди, здатність бачити перспективи розвитку будівельної галузі в цілому.

## Тема 1. Одноповерхові промислові будівлі

Одноповерхові будівлі у залізобетонному каркасі широко застосовують у промисловості, адже залізобетонним конструкціям властива довговічність, вогнестійкість, атмосферостійкість, стійкість до агресивних середовищ, швидкий монтаж збірних конструкцій, малі експлуатаційні витрати, економія сталі тощо.

Одноповерхові каркасні будівлі споруджують для промислових об'єктів, де передбачене застосування мостових вантажних кранів, підвісного кранового обладнання, а також габаритного технологічного обладнання.

Будівлі в залізобетонному каркасі застосовують і для об'єктів сільськогосподарського призначення завдяки їх довговічності, вогнестійкості, водостійкості, стійкості до впливу агресивних середовищ, швидкості монтажу збірних залізобетонних конструкцій.

Класифікують одноповерхові промислові будівлі за основними ознаками:

- однопролітні та багатопролітні;
- з ліхтарями та без них;
- з мостовими кранами, з підвісними кранами та без кранів.

У плані промислові будівлі, як правило, прямокутної форми, з в'їзними та виїзними воротами в кожному прольоті, багатопролітні мають найчастіше однакову висоту. Інколи проектують промислові будівлі зі змішаним каркасом – застосовують металеві конструкції та залізобетонні.

### 1.1. Елементи каркасу

Каркас одноповерхової промислової будівлі з покриттям з плоских елементів складається з поперечних рам, утворених защемленими у фундаментах колонами і шарнірно опертими на колони ригелями. У поздовжньому напрямку рами зв'язані підкрановими балками, балками-розпірками, підкровоквяними балками (фермами), жорстким диском покриття та сталевими зв'язками. Жорсткий диск покриття утворюють плити покриття, приварені до кровяних конструкцій з подальшим замоноличенням швів.

Каркас промислової будівлі сприймає значні внутрішні зусилля, які виникають внаслідок перекриття великих виробничих

площ та дії статичних і динамічних, вертикальних і горизонтальних зовнішніх навантажень та впливів.

Збірні залізобетонні конструкції каркасу уніфіковані (хоча останнім часом все більше стають популярними ЗБК за індивідуальним замовленням). Збірні залізобетонні конструкції найчастіше застосовують для каркасів одноповерхових промислових будівель висотою до 18 м з опорними кранами вантажністю до 500 кН і сіткою розбивочних осей до  $12 \times 36$  м. Орієнтовна вага деяких збірних залізобетонних конструкцій наведена у додатку А.

Монолітні залізобетонні конструкції застосовують у вигляді стовпчастих фундаментів під колони промислових будівель.

Елементи конструкції промбудівлі – колони, замонолічені у фундаментах, підкранові балки, шарнірно оперті на колони ригелі покриття (балки, ферми, арки), плити покриття. Колони і ригелі створюють поперечну раму (рис. 1.1, 1.2).

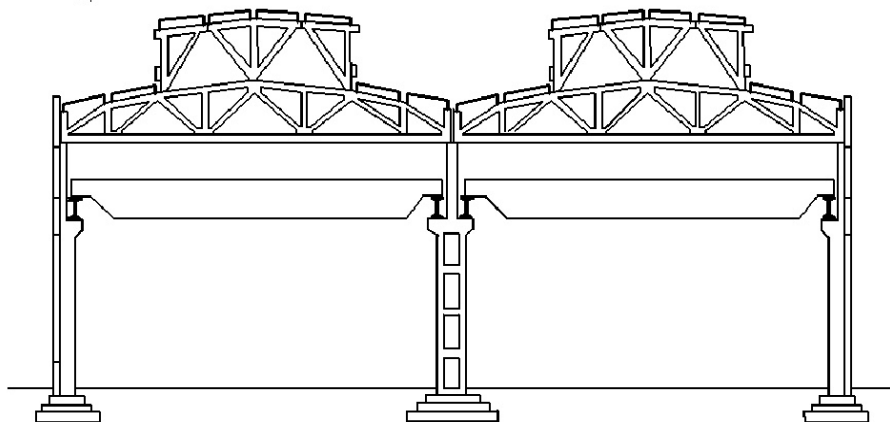


Рисунок 1.1 – Поперечна рама двопролітної промислової будівлі

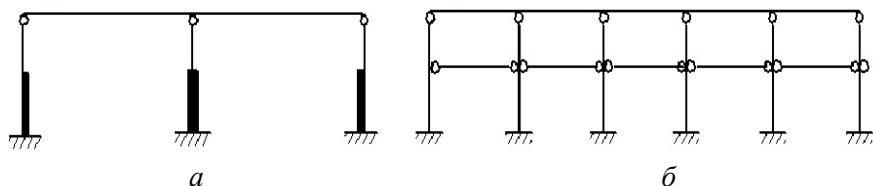


Рисунок 1.2 – Основна схема поперечної рами (а) та поздовжньої рами (б)

Основною особливістю одноповерхових промислових будівель є обладнання їх опорними мостовими кранами (рис. 1.3), які створюють вертикальні та горизонтальні змінні навантаження. Основні характеристики кранів наведені у додатку Б.

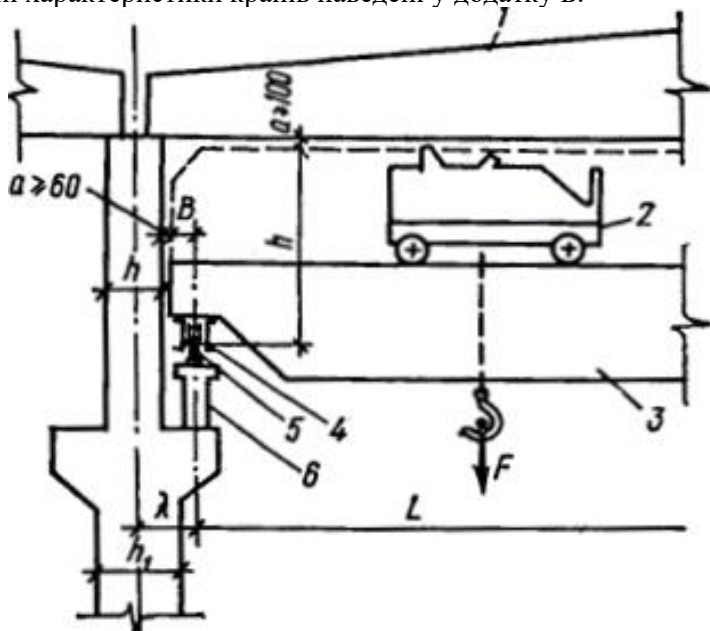


Рисунок 1.3 – Габарити мостового крана:

- 1 – ригель; 2 – візок крана; 3 – міст крана; 4 – колесо крана;  
5 – підкранова рейка; 6 – підкранова балка; 7 – колона

Покриття одноповерхових каркасних будівель можуть бути плоскі з лінійних елементів або просторові тонкостінні оболонки. Плоскі покриття поділяють на безпрогінні та прогінні (значно рідше).

Безпрогінні покриття влаштовують з плоских плит покриття завдовжки 6 або 12 м, які монтують на ригелі поперечних рам. Кріплення плит покриття здійснюють зварюванням сталевих закладних деталей не менш, як у трьох кутах. Шви замоноличують дрібнозернистим бетоном.

У випадку прогінних покриттів застосовують поздовжні прогони, укладені по ригелях поперечних рам через 1,5 – 3 м, а на них монтують дрібнозернисті плити розмірами 3 × 0,5 м або 1,5 × 0,5 м.

Металеві прогони таврового або швелерового профілю кріплять болтами до кутиків, приварених до закладних деталей ригеля.

## 1.2. Компонування будівлі

Поширення збірного залізобетону певної номенклатури базується на єдиній модульній системі. Рекомендують проєктувати промислові будівлі прямокутні в плані, без перепадів висот, з прольотами в одному напрямку. Перепади висот від 1,8 м і більше допустимі при значній площі пониженої частини. Прольоти у двох перпендикулярних напрямках застосовують тільки при спеціальному обґрунтуванні. Модульна система базується на планувальному модулі 0,5 м і на висотному модулі – 0,6 м. Сітка колон кратна укрупненому планувальному модулю – 6 м – в напрямках кроку і прольоту. Колони крайнього поздовжнього ряду і біля поздовжніх деформаційних швів мають нульову прив'язку (суміщені зовнішніми гранями з поздовжніми осями) або «250» (для кроку колон 12 м завжди; для кроку колон 6 м при висоті понад 16,2 м і вантажності кранів понад 320 кН), «500» (зміщені назовні будівлі на 250 мм і 500 мм). Колони крайніх поперечних рядів (на торцях) і біля поперечних деформаційних швів зміщують всередину температурного блока на 500 мм. Колони середніх поздовжніх і поперечних рядів суміщають осями з сіткою осей. Відстань від поздовжньої осі колони до осі коліс опорного крана (осі кранової рейки) становить 750 мм.

Найбільшого поширення набули суцільні прямокутні колони (додаток В). Суцільні двотаврові колони застосовують рідше через їх більшу трудомісткість при виготовленні, хоча за витратами бетону до 20% вони економічніші від суцільних колон прямокутного перерізу. Все ширшого застосування набувають колони кільцевого поперечного перерізу, процес їх виготовлення механізований і автоматизований, а за витратами матеріалів вони дозволяють економити бетону до 50%, сталі – до 30% при загальному здешевленні продукції до 20...30%.

Суцільні колони прямокутного перерізу з консолями застосовують у промислових будівлях висотою до 10,8 м з опорними кранами вантажністю до 200 кН або без них. Якщо будівлі висотою до 18 м обладнані опорними кранами вантажністю 300 – 500 кН, то підкранова частина залізобетонної колони двовіткова (вітки колони з'єднані між собою горизонтальними розпірками через 1,5 – 3 м).

У будівлях без мостових кранів застосовують безконсольні колони з постійними розмірами перерізу вздовж усієї висоти.

Крім основних колон, до складу каркасу входять ще фахверкові колони. Вони сприймають навантаження від стінових панелей та від вітрового навантаження на них.

Для одноповерхових промислових будівель надзвичайно важливим є забезпечення їх просторової жорсткості, оскільки вони сприймають дію горизонтальних навантажень і впливів. У поперечному напрямку жорсткість забезпечують тримки конструкції: жорсткий диск покриття та колони каркасу будівлі, жорстко защемлені у фундаментах. Додаткову жорсткість в поперечному напрямку створюють мостові крани. Дво-, три-, чотирипролітні промислові будівлі мають кращу поперечну жорсткість, ніж однопролітні. Жорсткість у поздовжньому напрямку забезпечують додаткові сталеві вертикальні зв'язки (в'язи) (рис. 1.4), які встановлюють у кожному ряді між колонами і опорами кроквяних конструкцій.

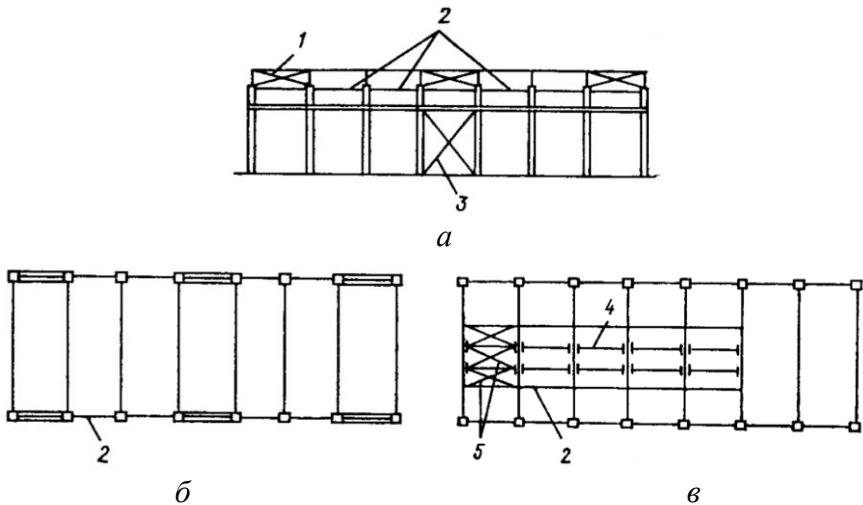


Рисунок 1.4 – Схеми в'язей:

- а* – поздовжні вертикальні в'язі; *б* – горизонтальні розпірки;
- в* – горизонтальні діафрагми; 1 – ферми з металевих кутиків;
- 2 – сталеві розпірки; 3 – хрестові в'язі з металевих кутиків;
- 4 – металеві стягелі; 5 – в'язеві ферми у площині покриття

Міжколонні сталеві зв'язки розташовують у середніх кроках температурних блоків у підкрановій частині колон. Ці зв'язки поділяють на хрестові та порталні. Хрестові зв'язки встановлюють у витягнутих по вертикалі конструктивах, характерних для кроку 6 м, а

портальні – у витягнутих по горизонталі, характерних для кроку 12 м. Після встановлення таких зв'язків відпадає необхідність у розрахунках поздовжньої рами, а лише ці в'язі розраховують на тиск від вітру, що діє на торець будівлі, і зусиль від поздовжнього гальмування мостових кранів [11, с. 109].

Зусилля від дії вітру на стінові панелі торця будівлі через фахверкові колони передаються на плити покриттів, а від них – на ригелі. Оскільки ригелі мають малу жорсткість із своєї площини, то в них від цих зусиль можуть виникнути значні переміщення. Великі переміщення у ригелях і колонах можуть бути викликані ще й зусиллями від поздовжнього гальмування мостових кранів. Щоб запобігти негативним впливам горизонтальних зусиль, що виникають від вітрового навантаження та гальмування кранів, по верху усіх колон встановлюють металеві розпірки, а в торцях деформаційних блоків між торцями ригелів встановлюють вертикальні в'язеві ферми. Це дозволяє виключити непомірні деформації ригелів, бо ригелі і плити покриття об'єднані в єдину систему – горизонтальний диск.

У високих будівлях з великими прольотами додатково на рівні низу кроквяних конструкцій (часом на рівні підкранових балок) встановлюють горизонтальні в'язеві металеві ферми з кутиків. Ці в'язі є додатковими опорами фахверкових колон по висоті і передають навантаження від вітрового тиску на поздовжні ряди колон.

Якщо в будівлі є ліхтарі, то вздовж ліхтарного ряду ригелі в гребені зв'язуються розпірками. Стійкість верхніх поясів ригелів забезпечується плитами покриття, приварених до закладних деталей ригелів не менш, як у трьох кутах.

Стінові конструкції, підкранові балки, змонтовані на консолях колон, теж створюють додаткову жорсткість вздовж будівлі. У безкранових будівлях висотою до 10,8 м по верху колон встановлюють розпірки (при відсутності підкроквяних конструкцій). Стержні сталевих зв'язків конструюють з парних гарячекатаних профілів, зварених накладками і фасонками. До закладних елементів залізобетонних конструкцій приєднують на болтах з подальшим зварюванням. Призначення в'язей – забезпечити жорсткість будівлі в цілому, стійкість стиснутих поясів ригелів поперечних рам (кроквяних балок, ферм, арок) і сприйняття горизонтальних вітрових та гальмівних кранових навантажень.

Крок колон у рядах може становити 6 або 12 м. Проліт – 12, 18, 24, 30, рідше 36 м. При кроці колон 12 м можливе використання

підкрюквяних балок або ферм, тоді ригелі встановлюють через 6 м і плити покриття мають 6-ти метрову довжину. Така конструктивна схема характерна для порівняно високих будівель з підвісним транспортом. Застосування схеми каркасу будівлі з кроком рам 12 м без підкрюквяних конструкцій веде до збільшення витрати матеріалів на покриття.

Вид ригеля залежить від величини прольоту: для 12 м застосовують балки (з паралельними поясами, двоххилі, часом однохилі, гратчасті). Для 18 м ригелем може бути балка (двоххила або гратчаста), ферма (з паралельними поясами, сегментна кісцева або безкісцева). Подібні ферми застосовують і для прольотів 24 м. Коли проліт становить 30 м (а часом і 36 м), то ригелем може служити залізобетонна арка (часто складеного перерізу). Для більших прольотів застосовують металеві конструкції, стержньові просторові структури.

Великі одноповерхові будівлі у плані поділяються температурними швами в поперечному, а часом і в поздовжньому напрямках на окремі блоки. Поділ будівлі на окремі деформаційні блоки виконують для того, щоб уникнути надмірних зусиль у колонах каркасу від деформування конструкцій покриття внаслідок впливу зміни зовнішньої температури та усадки бетону. Відстань між температурно-усадочними швами для опалюваних будівель – 72 м, для неопалюваних будівель – 48 м. Поперечні та поздовжні температурні шви виконують на спарених колонах, геометричні осі яких зміщують з розбивної осі на 500 мм в кожен бік (або на більший розмір, кратний 250 мм).

Деформації від температурного впливу  $\Delta_t$  та усадки бетону  $\Delta_{sh}$  обчислюють за формулами:

$$\Delta_t = \alpha_{ct} l_{ct} \Delta t^o, \quad \Delta_{sh} = \alpha_{sh} l_{sh},$$

де  $\alpha_{ct} = 1 \times 10^{-5}$  град<sup>-1</sup> – коефіцієнт лінійної температурної деформації бетону;  $\alpha_{sh} = 15 \times 10^{-5}$  – коефіцієнт лінійної усадки бетону;  $\Delta t^o$  – максимальний розрахунковий перепад температури.

Розрахунок на температурні впливи можна не виконувати, якщо відстань між швами не перевищує нормативних значень довжини температурного блоку.

Спряження збірних залізобетонних елементів між собою виконується на болтах і на зварюванні закладних деталей з наступним замоноліченням швів дрібнозернистим бетоном.

Промислові будівлі проектують з урахуванням освітленості та вентиляції, застосовуючи світлоаераційні ліхтарі. Для прольотів 18 м ліхтарі роблять шириною 6 м, для більших прольотів – шириною 12 м.

Розраховуючи просторовий каркас на дію вертикальних та горизонтальних навантажень окремо розглядають поперечні та поздовжні рами.

Поздовжню раму розглядають в межах одного деформаційного блоку. Вона включає один ряд колон з підкрановими балками, змонтованими на їх консолях, вертикальні в'язі у підкрановій частині колон та у рівні ригелів, розпірки на рівні оголовків колон та конструкцію покриття. Поздовжня рама забезпечує жорсткість каркасу у поздовжньому напрямку і сприймає горизонтальні гальмівні кранові навантаження та горизонтальний тиск вітру.

### **Запитання для самоконтролю:**

1. Як класифікують одноповерхові промислові будівлі?
2. Коли застосовують суцільні колони, а коли двовіткові?
3. Як забезпечити просторову жорсткість вздовж будівлі?
4. Як забезпечити просторову жорсткість впоперек будівлі?
5. Для чого виконують поділ будівлі на деформаційні блоки?
6. Як і навіщо виконують температурно-деформаційні шви?

## **Тема 2. Статичний розрахунок рами**

Статичний розрахунок поперечної рами виконують з метою визначення зусиль і переміщень в її елементах. У розрахунках конструктивну систему замінюють на розрахункову схему (рис. 2.1).

Розрахункова схема рамної каркасної будівлі – поперечна рама. Вона чергується вздовж будівлі з певним кроком. Тому всю будівлю розраховувати нема потреби – достатньо розглянути лише одну раму. До рами прикладають зовнішні навантаження і впливи, розрахунок рами виконують на дію кожного навантаження зокрема, отримують внутрішні зусилля в стояках і ригелях рами і розраховують відповідні їх перерізи.

У розрахунку збірних поперечних рам з'єднання ригелів з колонами вважають шарнірним, а колон з фундаментами – жорстким.

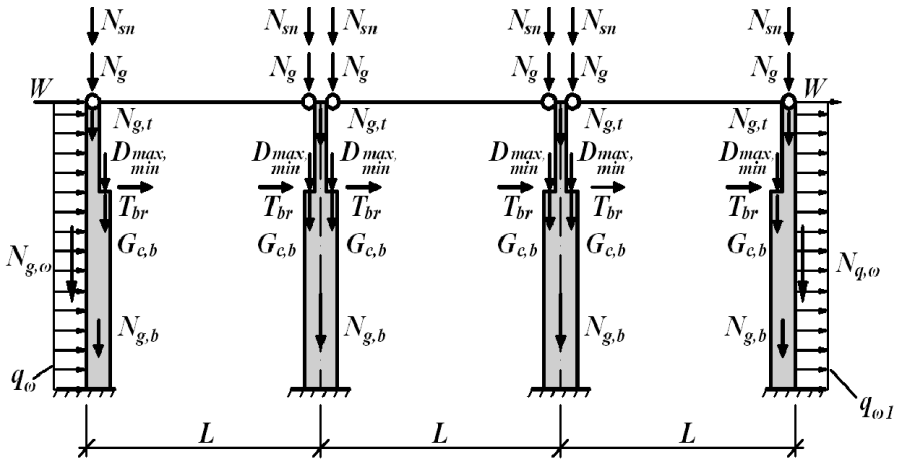


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема поперечної рами [11, рис. 4.7]

Плити кріплять до ригелів зварюванням закладних деталей не менш як у трьох кутах з подальшим замонолічуванням швів дрібнозернистим бетоном для утворення жорсткого диска покриття. Довжина (висота) колони в розрахунках дорівнює відстані від низу ригеля до верху фундаменту. Ригель рами розраховують незалежно, як однопролітну вільно оперту конструкцію.

При кроці рам 6 або 12 м до складу рами входить половина стояка з кожного ряду і навантаження збираються з відповідної ширини. Коли крок крайніх колон 6 м, а середніх – 12 м, до розрахункової схеми вводять умовну блок-раму завширшки 12 м. Жорсткість стояків умовної рами подається як сума жорсткостей колон, що входять до блока.

## 2.1. Навантаження, що діють на раму

Поперечна рама сприймає постійні навантаження від власної ваги конструкцій каркасу та змінні навантаження – кранові, снігові, вітрові. На поперечну раму діють постійні навантаження від конструкції покриття  $N_g$ , власної ваги колон  $N_{gt}$  (надкранова частина колони),  $N_{gb}$  (підкранова частина колони), підкранових балок  $G_{c,b}$ , стінових панелей  $N_{gw}$ , елементів засклення, а також змінні навантаження від снігу  $N_{sn}$ , вітру  $q_w$ , вертикального  $D$  та горизонтального  $T$  тиску мостових кранів.

Для розрахунку елементів поперечної рами за граничними станами першої та другої груп потрібно враховувати найнесприятливіше сполучення навантажень та відповідних їм внутрішніх зусиль. Припускається, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку.

Найбільш несприятливі сполучення навантажень встановлюють з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для певної стадії роботи конструкції з урахуванням різних схем прикладання змінних навантажень і впливів або при відсутності деяких з них. До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції.

В розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – основні та аварійні. Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити тільки один епізодичний вплив.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень урахується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення  $\psi \leq 1$ .

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1=0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2=0,90$  для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення  $\psi_1=0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2=0,80$  для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1=1,00$ .

При виборі найневигідніших сполучень навантажень і впливів за одне змінне навантаження слід приймати

а) навантаження від одного джерела (від снігового навантаження, від вітрового навантаження, вертикальне і горизонтальне кранове навантаження);

б) навантаження від декількох джерел, якщо їхня спільна дія врахована у значенні навантаження (навантаження на перекриття, визначене з урахуванням коефіцієнтів  $\psi_d = 1,0$  чи  $\psi_n = 0,8$ ; навантаження від декількох кранів з урахуванням коефіцієнта  $\psi$ ).

Для кожного сполучення навантажень розглядають такі комбінації зусиль:

найбільший додатній момент  $M_{\max}$  і відповідна йому поздовжня сила  $N$ ;

найбільший від'ємний момент  $M_{\min}$  і відповідна йому поздовжня сила  $N$ ;

найбільша поздовжня сила  $N_{\max}$  і відповідний їй момент  $M$ .

Крім того, для кожної комбінації зусиль у перерізі колони в заземленні (на рівні обрізу фундаменту) визначають поперечну силу  $Q$ , а також зусилля при  $\gamma_f = 1$ , необхідні для розрахунку фундаментів.

Перерізи колон розраховують як позацентрово навантажені.

Визначені розрахунком зусилля в колонах умовної блок-рами для середніх колон є розрахунковими, а для крайніх – зменшуються удвоє, оскільки до блок-рами входять дві крайні колони. Для виявлення найневигоднішої комбінації зусиль у перерізах колон раму поперечника розраховують окремо від кожного виду завантаження.

### Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від конструкції покриття, від ригеля покриття, вагу колон, вагу підкранових балок, вагу стінових панелей. До розрахункової схеми будівлі входять стійки – колони каркасу та ригелі покриття. За завданням на проектування вибирають клас бетону для кожної конструкції та відповідне значення його модуля пружності (дод. Г).

Навантаження від покриття прикладене розподіленим по площі, його зручно розраховувати в табличній формі. Приклад наведено в табл. 2.1.

Вагу конструкції ригеля покриття можна визначити за його геометричними характеристиками, використати відкриті джерела або скористатися додатком А. За умови наявності ліхтаря, необхідно врахувати навантаження і від нього.

Вертикальне навантаження від усього покриття, враховуючи вагу ригеля, передається на колону у центрі опорного вузла з ексцентриситетом « $e_1$ ».

Таблиця 2.1 – Навантаження від покриття

Елементи покриття	Експлуатаційне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності щодо дії навантаження	Граничне навантаження, Па
Водоізоляційний килим	80	1,3	104
Стяжка	400	1,3	520
Мінераловатний плитний утеплювач	380	1,2	456
Пароізоляція	30	1,3	39
Плита покриття	2100	1,1	2310
Всього	2990		3429

Приклад визначення ексцентриситету наведено на рисунку 2.2. До середніх колон навантаження від покриття прикладають у вигляді двох сил, окремо від кожного ригеля суміжних прольотів, ексцентриситет прикладання становить 0,15 м по обидві сторони від осі середньої колони.

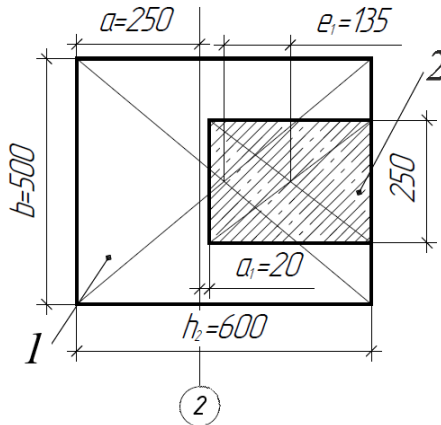


Рисунок 2.2 – Приклад опирання ригеля на колону:  
1 – оголовок колони; 2 – опорна пластина ригеля

Навантаження від підкранових балок прикладають до підкранової частини колон на рівні їх опирання по вертикалях, що проходять через осі кранових шляхів, які мають прив'язку 750 мм (див. додаток В). Орієнтовна вага підкранових балок наведена в додатку А. Погонне навантаження від кранової рейки з кріпленнями орієнтовно становить 1,5 кН/м.

Навантаження від стінового огородження (з віконним заповненням) прикладається по вертикалі, що проходить через геометричну вісь стіни. Вага нижньої частини стін і віконного заповнення над ними (до відмітки +7,200 на рис. 2.3) передається безпосередньо на фундаментну балку і на колону не впливає.

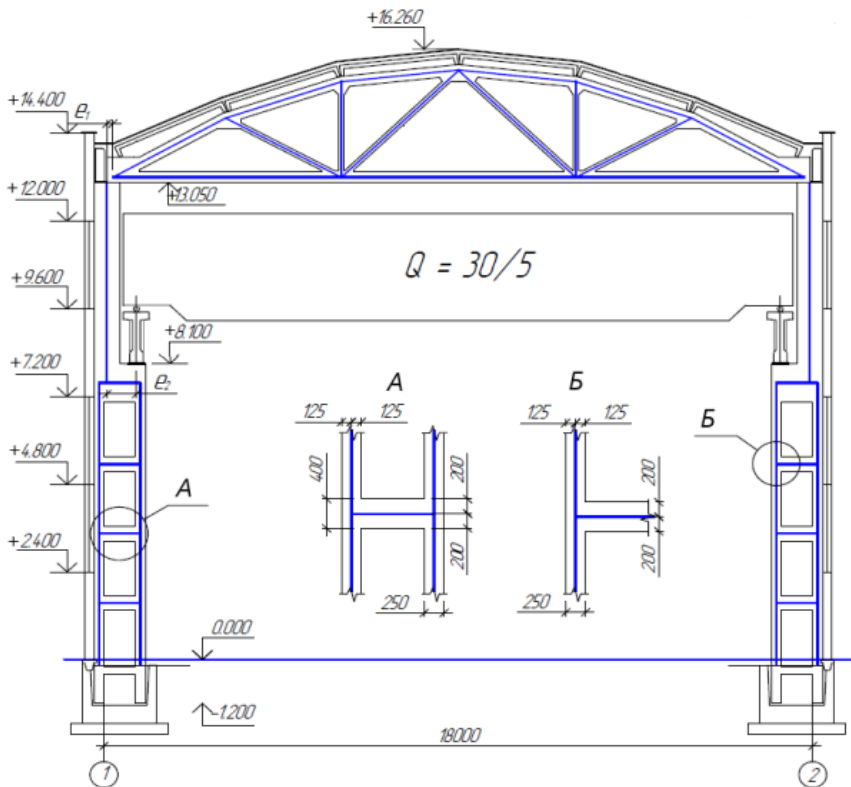


Рисунок 2.3 – Приклад поперечного розрізу будівлі з нанесеною схемою каркасу

Потрібно враховувати навантаження на рівні перемичкових панелей – у наведеному прикладі на рис. 2.3 це на відмітці +7,200 і +12,000.

Розрахункове стінове навантаження можна приймати 2,22 кН/м<sup>2</sup>, а віконне заповнення – 0,5 кН/м<sup>2</sup>.

Навантаження від власної ваги колони прикладають вздовж геометричної осі відповідної її частини (див. додаток В), враховуючи питому вагу залізобетону 25 кН/м<sup>3</sup>.

### Змінні (тимчасові) навантаження

**Снігове навантаження** залежить від кліматичного району та форми ригеля.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюють за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за табл. 2.2; проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fm}$  визначають лінійною інтерполяцією; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ ;

Таблиця 2.2 – Коефіцієнти надійності за граничним значенням снігового навантаження

$T$ , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від снігового району по карті (рис. 2.4) або за додатком Е [5];

$C$  – коефіцієнт, визначають за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt},$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначають за додатком Ж [5] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води  $C_e=0,8$ , за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі  $C_e=1$ ;

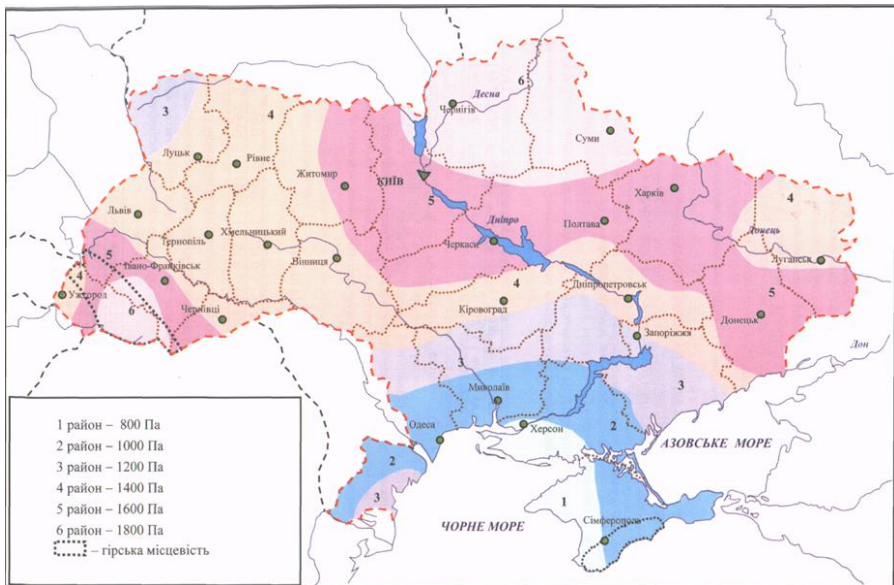


Рисунок 2.4 – Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву (рис. 8.1, [5])

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти; для об’єктів, розташованих у гірській місцевості, визначають за формулою:

$$C_{alt} = 1,4N + 0,3 \quad (\text{при } N \geq 0,5 \text{ км});$$

$$C_{alt} = 1 \quad (\text{при } N < 0,5 \text{ км}).$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

тут  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначають за табл. 2.3, залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану; значення  $\eta$  приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ .

Таблиця 2.3 – Коефіцієнти надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Зосереджені сили від дії снігового навантаження отримують множенням на вантажну площу (пів прольоту \* крок колон) і прикладають у тих же точках, що і навантаження від покриття. Для середніх колон – це дві окремі зосереджені сили з ексцентриситетом 150 мм по обидві сторони від осі колони.

**Кранові навантаження.** При роботі мостових кранів поперечна рама будівлі сприймає як вертикальні, так і горизонтальні кранові навантаження. Відповідно до стандартів мостові електричні крани мають певні характеристики – вантажність, максимальний тиск колеса крана на кранову рейку, маса візка, загальна маса крана з візком, ширина крана, база крана, які наведені у додатку Б.

Для кранових навантажень нормами [5] встановлено чотири види розрахункових значень:

1) граничні розрахункові значення:

- для вертикального навантаження:  $F_m = \gamma_{fm} \psi F_0$ ;
- для горизонтального навантаження, поперек кранової колії:

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01};$$

2) експлуатаційні розрахункові значення:

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01}; \quad H_e = H_{01};$$

3) циклічні розрахункові значення:

$$F_{c \max} = \gamma_{fc \max} F_{01}; \quad F_{c \min} = \gamma_{fc \min} F_{01};$$

4) квазіпостійні розрахункові значення:

$$F_p = \gamma_{fp} F_{01}; \quad H_p = \gamma_{fp} H_{01},$$

де  $F_{01}$ ,  $F_0$  – характеристичні значення вертикального навантаження відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом кранів, що передаються колесами кранів на балки кранової колії;

$H_{01}$  – характеристичне значення горизонтального навантаження – бічної сили від одного крана, найбільш несприятливого за впливом із кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі.

При врахуванні роботи двох зближених кранів навантаження від них визначають з урахуванням коефіцієнта сполучень  $\psi = 0,85$  (для груп режимів роботи 1К – 6К відповідно до п. 7.22 [5]).

Коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fm} = 1,1$  (при передбачуваному терміні експлуатації 50 років, відповідно до п. 7.9 [5]),  $\gamma_{fe} = 1,0$  (п. 7.10 [5]).

Коефіцієнти надійності за циклічним розрахунковим значенням кранового навантаження визначаються залежно від вантажної характеристики  $g = G/G_k$  ( $G$  – вантажопідйомність крана,  $G_k$  – вага візка і моста крана) за формулами

$$\gamma_{fc \max} = 0,75 - 0,24 g; \quad \gamma_{fc \min} = 0,34 - 0,24 g.$$

Коефіцієнти надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження слід визначати за формулою

$$\gamma_{fp} = F^{\prime\prime}_{01} / F_{01},$$

де  $F^{\prime\prime}_{01}$  – характеристичне значення вертикального навантаження від одного крана без вантажу.

**Вертикальні кранові навантаження.** Вертикальний максимальний тиск на колону від двох зближених кранів визначають за лініями впливу. Приклад схеми для визначення вертикальних кранових навантажень від двох зближених кранів вантажністю 300/50 у будівлі з прольотами 24 м і кроком колон 12 м наведено на рис. 2.5. Значення ординат на цій схемі встановлюють за подібністю трикутників.

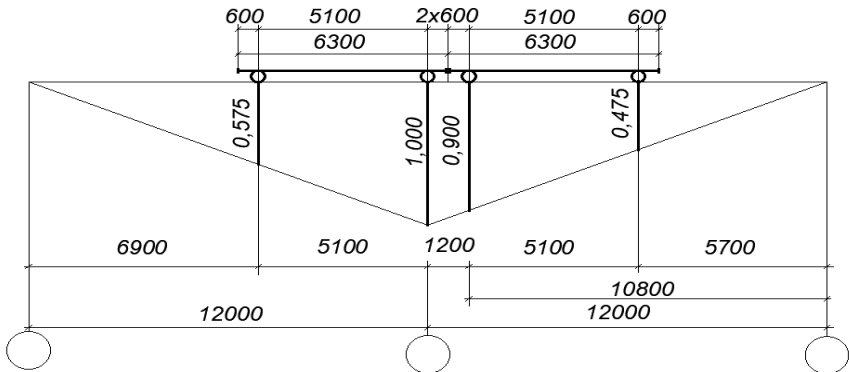


Рисунок 2.5 – Схема для визначення вертикальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню колону

Для цього крана (за додатком Б) характеристичне значення максимального тиску одного колеса на рейку підкранового шляху  $F^{\max}$  становить 315 кН. А граничний розрахунковий вертикальний максимальний тиск на колону від двох таких зближених кранів:

$$F_{m, \max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 315 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 869 \text{ кН.}$$

Граничний розрахунковий вертикальний мінімальний тиск на колону від цих двох зближених кранів:

$$F_{m, \min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 95 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 262 \text{ кН, де}$$

$$F_{01}^{\min} = (Q + G_k) / n - F^{\max} = (300 + 520) / 2 - 315 = 95 \text{ кН,}$$

тут  $Q$  – вантажність крана, в даному випадку 300 кН;

$G_k$  – вага крана з візком, становить 520 кН, вибрано з додатка Б;

$n$  – кількість коліс одного крана з однієї сторони  $n = 2$  шт.;

$F^{\max}$  – характеристичне значення максимального тиску одного колеса на рейку підкранового шляху, становить 315 кН, вибрано з додатка Б.

Коефіцієнти надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження для цього крану

$$\gamma_{fp} = F_{01}^{\max} / F_{01} = 190 / 315 = 0,6.$$

Максимальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,6 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp, \max} = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 315 \cdot (1,000 + 0,575) = 327,44 \text{ кН.}$$

Мінімальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,6 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp, \max} = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 95 \cdot (1,000 + 0,575) = 98,75 \text{ кН.}$$

Експлуатаційні навантаження визначаються як максимальний тиск на колону:

$$F_{e, \max} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 315 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 789,86 \text{ кН}$$

та мінімальний тиск на колону:

$$F_{e, \min} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 95 \cdot (0,575 + 1,000 + 0,900 + 0,475) = 238,2 \text{ кН.}$$

**Горизонтальні кранові навантаження.** Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових колій (бічну силу), для колеса крана слід визначати за формулою:

$$H_k^n = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha(F_{\max}^n - F_{\min}^n)L}{B}$$

де  $F_{\max}^n, F_{\min}^n$  – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантаженій стороні крана;  $B, L$  – відповідно база і проліт крана;  $\alpha$  – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі.

Для крана вантажністю 300/50 у будівлі з номінальними прольотами 24 м і кроком колон 12 м (див. додаток Б) обчислимо:

$$H_k^n = 0,1 \cdot 315 + 0,03 \cdot (315 + 95) \cdot 22,5 / 5,1 = 85,8 \text{ кН.}$$

Бічні сили можуть бути прикладені до коліс однієї сторони крана і спрямовані в різні сторони (рис. 2.6, а) або до коліс по діагоналі крана і спрямовані в різні сторони (рис. 2.6, б).

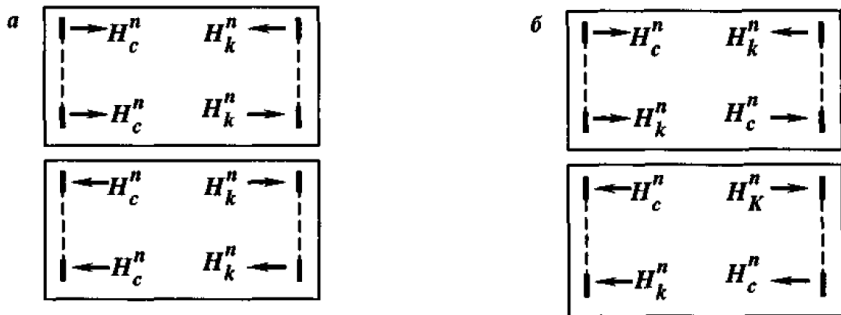


Рисунок 2.6 – Варіанти прикладення бічних сил для чотириколісних кранів (рис. 7.1, [5])

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють  $H_c^n = 0,1F_{max}^n$  або  $H_c^n = 0,1F_{min}^n$  (приймається невідгидний варіант), кожна з яких може бути спрямована як назовні, так і всередину прольоту. В даному прикладі

$$H_c^n = 0,1 \cdot 315 = 31,5 \text{ кН}; \text{ або } H_c^n = 0,1 \cdot 95 = 9,5 \text{ кН}.$$

Для визначення горизонтальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню опору відповідно до положень пункту 7.5 [5] необхідно розглядати два можливих варіанти для врахування та визначення величини бічних горизонтальних кранових зусиль.

Визначення величин граничних горизонтальних бічних зусиль: (варіант 1 для колони, що розташована з правої сторони крана) – навантаження від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана (рис. 2.7):

$$H_m^{1,n} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 85,8 \cdot (0,575 - 1,000 - 0,900 + 0,475) = 68,19 \text{ кН}.$$

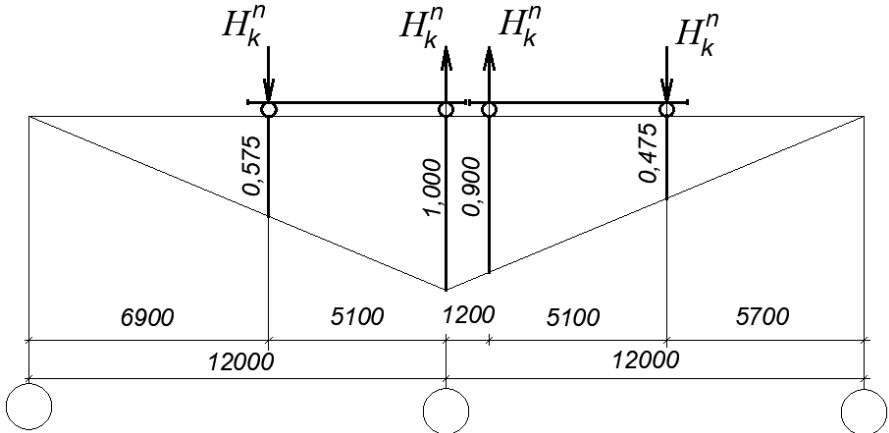


Рисунок 2.7 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

Для лівої сторони крана:

$$H_c^{1,max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 31,5 \cdot (0,575 + 1,000 - 0,900 - 0,475) = 5,89 \text{ кН}.$$

$$H_c^{1,min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 9,5 \cdot (0,575 + 1,000 - 0,900 - 0,475) = 1,78 \text{ кН}.$$

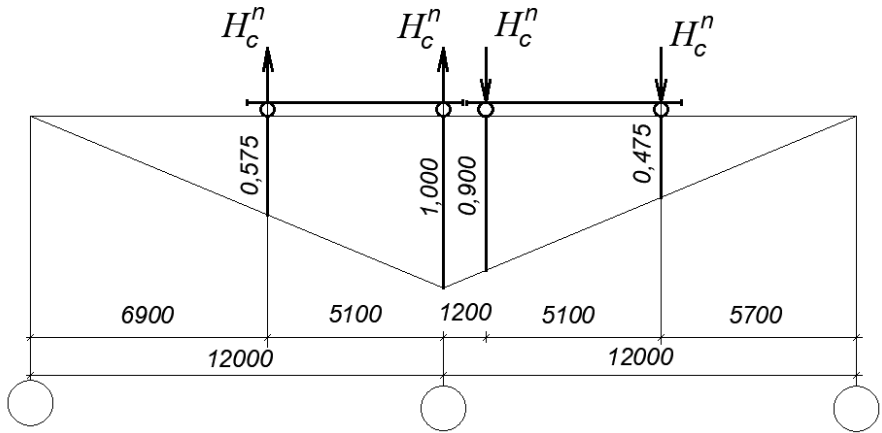


Рисунок 2.8 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

Розглянемо варіант 2 для колони, що розташована з правої сторони крана.

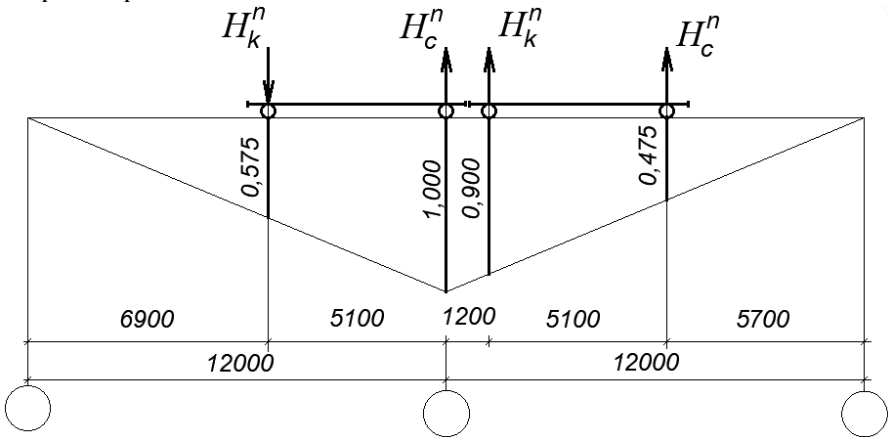


Рисунок 2.9 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

$$H_m^{2,n} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot (0,575 \cdot 85,8 - 1,000 \cdot 31,5(9,5) - 0,900 \cdot 85,8 + 0,475 \cdot 31,5(9,5)) = 41,7(30,7) \text{ кН.}$$

Варіант 2 для колони, що розташована з лівої сторони крана:

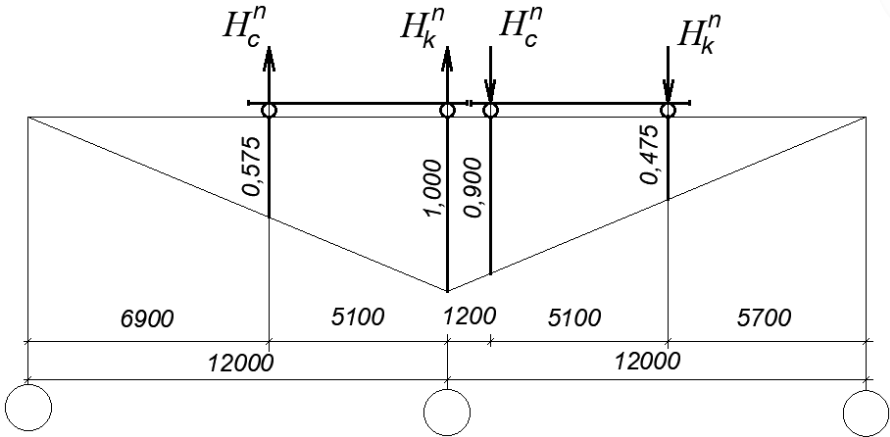


Рисунок 2.10 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

$$H_m^{2,l} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot (-0,575 \cdot 31,5 (9,5) - 1,000 \cdot 85,8 + 0,900 \cdot 31,5 (9,5) + 0,475 \cdot 85,8) = 32,54 (39,23) \text{ кН.}$$

Зусилля спрямовано до центра рами.

Динамічний вплив кранового навантаження при розрахунку поперечної рами не враховують при режимах роботи крана від 1К до 6К. Частина кранового навантаження, відповідно до рекомендацій [5], відносять до категорії квазіпостійних.

Горизонтальні навантаження від гальмування моста і візка крана і бічні сили вважаються прикладеними в місцях контакту коліс крана з рейкою.

**Вітрове навантаження** є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне та експлуатаційне.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  за табл. 2.4; проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fm}$  визначають лінійною інтерполяцією. Для об'єктів

масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ ;

Таблиця 2.4 – Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску, дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від вітрового району по карті (рис. 2.11) або за додатком Е [5];

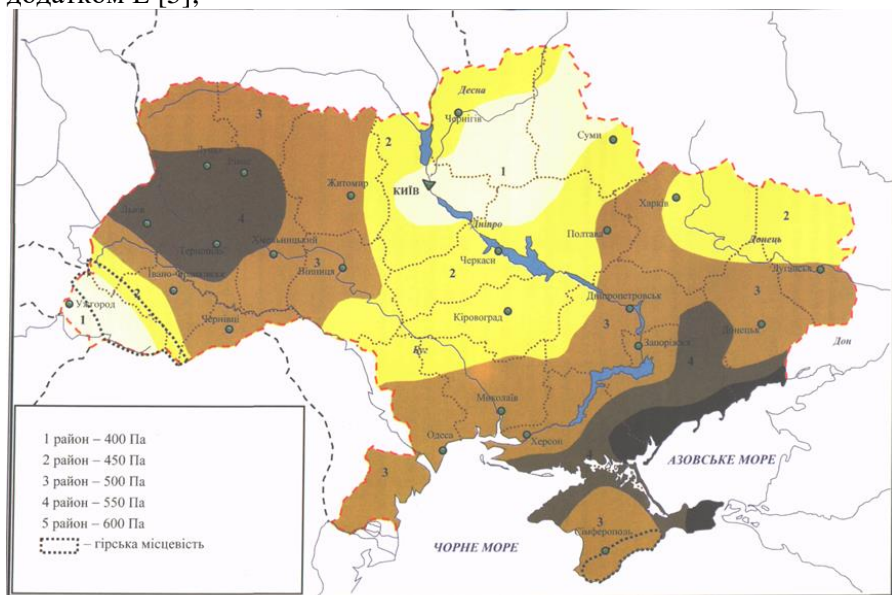


Рисунок 2.11 – Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску (рис. 9.1, [5])

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І

[5] залежно від форми споруди або конструктивного елемента. Цей коефіцієнт прирівнюють до коефіцієнтів  $C_e$ , які слід враховувати при визначення вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні.

Найчастіше коефіцієнт  $C_{aer}$  набуває значення  $+0,8$  для навітряної сторони, а для підвітряної сторони коефіцієнт  $C_{aer}$  набуває значення  $-0,6$ . Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні.

$C_h$  – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини над поверхнею землі ( $Z$ ), типу навколишньої місцевості, визначають за рис. 2.12.

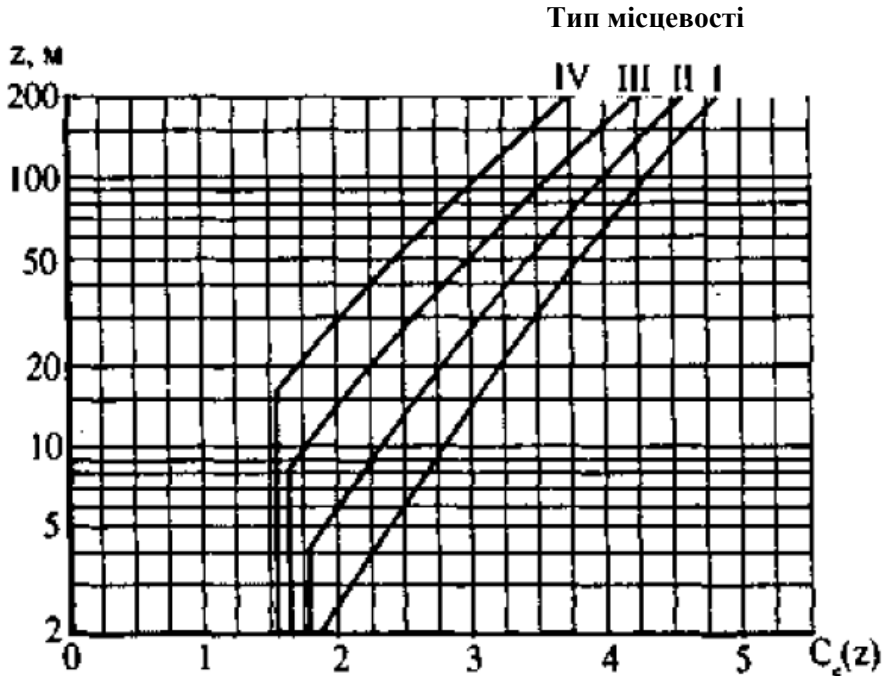


Рисунок 2.12 – Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  (рис. 9.2, [5])

Типи місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначаються для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

I - відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II – сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III – приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV – міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м.

Отже, за рис. 2.12 можна зробити висновок, що для будівель висотою до 16 м, споруджених на міських територіях, коефіцієнт  $C_h$  становить 1,6; на висоті 20 м цей коефіцієнт вже має значення 1,75; на висоті 30 м коефіцієнт  $C_h$  становить 2,0.

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту  $H$  (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; обчислюють за формулою:

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км});$$

$$C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км}).$$

Більшість населених пунктів України мають географічну висоту значно меншу за 0,5 км, тому коефіцієнт  $C_{alt} = 1$ .

$C_{rel}$  – коефіцієнт, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

$C_{dir}$  – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення  $C_{dir}$ , яке відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних;

$C_d$  – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду; для будівель із залізобетонним каркасом визначають за графіком на рис. 2.13. Ширина і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення  $C_d$  слід приймати за лівою кривою графіка.

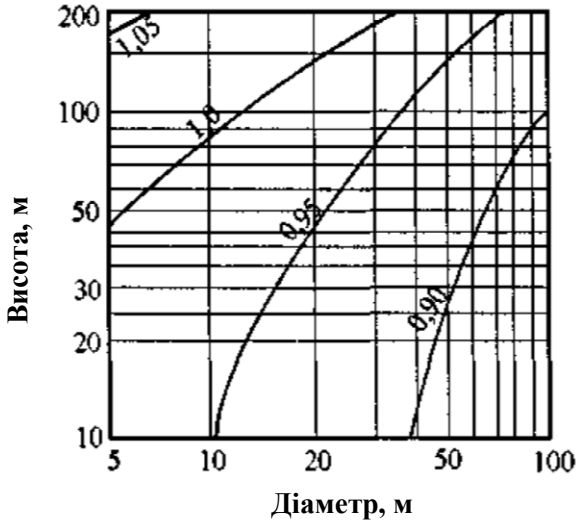


Рисунок 2.13 – Коефіцієнт  $C_d$  для кам'яних будівель і будівель із залізобетонним каркасом (рис. 9.5, [5])

Отже, для навітряної сторони коефіцієнт  $C$  для будівлі висотою до 16 м становитиме

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,8 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 1,152.$$

Для навітряної сторони будівлі на висоті 20 м коефіцієнт  $C$  :

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,8 \cdot 1,75 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 1,26.$$

Характеристичний швидкісний тиск вітру для міста Луцька  $W_0 = 480$  Па. Тому для будівлі висотою до 16 м

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1,0 \cdot 480 \cdot 1,152 = 552,96 \text{ Па.}$$

На висоті 20 м:  $W_m = 1,0 \cdot 480 \cdot 1,26 = 604,8$  Па.

З підвітряної сторони коефіцієнт  $C$  для будівлі висотою до 16 м становитиме

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,864.$$

Для підвітряної сторони будівлі на висоті 20 м коефіцієнт  $C$  :

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,6 \cdot 1,75 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 0,945.$$

Тому для будівлі висотою до 16 м у м. Луцьку

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1,0 \cdot 480 \cdot 0,864 = 414,72 \text{ Па.}$$

На висоті 20 м:

$$W_m = 1,0 \cdot 480 \cdot 0,945 = 453,6 \text{ Па.}$$

Вітрове навантаження, що діє на будівлю в межах кроквяної конструкції, має бути визначене як горизонтальна зосереджена сила і прикладене до верху колони (також для навітряної і підвітряної сторони будівлі). Цю горизонтальну силу отримують множенням середнього значення вітрового навантаження, що виникає на рівні верхньої та нижньої відміток ригеля, на висоту ригеля і на крок колон.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C ,$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 2.5 залежно від частки часу  $\eta$ , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 2.5 – Коефіцієнти надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

$\gamma_{fe}$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\eta$	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта  $\gamma_{fe}$  слід визначати лінійною інтерполяцією. Величину  $\eta$  приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ , тому коефіцієнт  $\gamma_{fe} = 0,21$ .

## 2.2. Статичний розрахунок рами будівлі

Покриття, зв'язане з ригелями рам, утворює горизонтальний жорсткий диск, яким забезпечується їх спільне з верхом колон горизонтальне зміщення або, навпаки, не зміщення.

Дія постійних навантажень не чинить дії на зміщення верху колон. А вітрове навантаження, яке є горизонтальним, спричиняє горизонтальне зміщення верху всіх колон разом з покрівельним диском, що враховується розрахунком.

Навантаження від мостових кранів прикладають до двох-трьох рам блоку. Горизонтальний диск покриття включає в поперечну роботу всі інші поперечні рами температурного блоку.

Статичний розрахунок поперечної рами виконують одним з методів будівельної механіки: методом сил або методом переміщень. Застосування методу переміщень є більш доцільним, оскільки доводиться розв'язувати рівняння з одним невідомим.

Зусилля в стояках (колонах) поперечної рами від навантажень визначають методом переміщень з одним невідомим  $\Delta_i$  – горизонтальним переміщенням плоскої завантаженої рами.

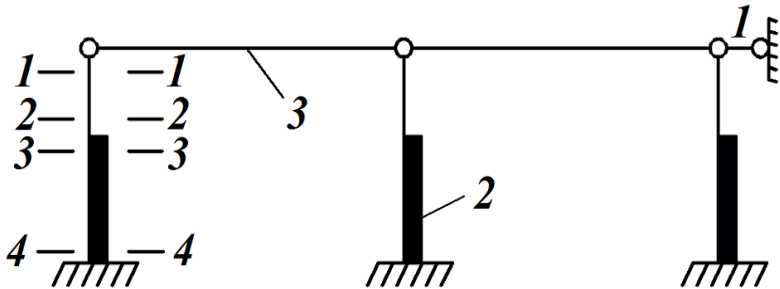


Рисунок 2.14 – Основна система для розрахунку рами методом переміщень: 1 – введена додаткова опора, 2 – колона, 3 – ригель, 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 – розрахункові перерізи колони [11, рис.4.9]

Послідовність розрахунку поперечної рами за методом переміщень:

- вибір основної системи – на рівні ригеля рами вводять додатковий зв'язок для обмеження переміщення цього вузла;
- задають розміри поперечних перерізів колон і визначають їх жорсткість як для бетонних перерізів при умові пружної роботи бетону, а згинальну жорсткість ригеля у своїй площині приймають  $EI = \infty$ ; для основної системи окремо для кожного  $i$ -того зовнішнього завантаження записують канонічні рівняння методу переміщень, які відображають в дійсності відсутність виникнення зусиль у додатковому введеному зв'язку в перерізі 1-1.

Під час розрахунку статично невизначених поперечних рам методом переміщень просторову роботу каркасу враховують

множенням реакції від одиничного зміщення поперечної рами  $r_{II}$  на коефіцієнт  $c_I$  :

$$c_I r_{II} \Delta_{II} + R_{Ipi} = 0,$$

де  $r_{II}$  – реакція поперечної рами від одиничного зміщення,

визначають за формулою:  $r_{II} = \sum_{j=1}^n R_{\Delta,j}$ ;  $R_{Ipi} = \sum_{j=1}^n R_{pi,j}$  – сума

реакції верху колон від  $i$ -того зовнішнього навантаження, береться з рисунка 2.15;  $\Delta_{II}$  – горизонтальне переміщення верху рами від дії  $i$ -того зовнішнього навантаження.

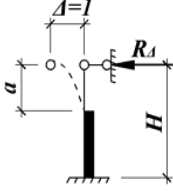
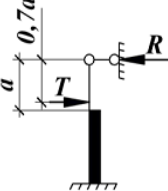
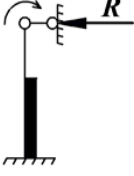
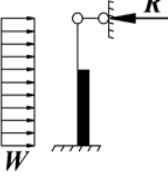
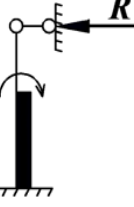
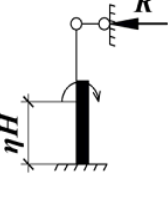
Схема	Опорна реакція R	Схема	Опорна реакція R
	$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_b}{H^3(1+K)}$		$R = \frac{T(1-\alpha)}{(1+K)}$
	$R = \frac{3M(1+k/\alpha)}{2H(1+K)}$		$R = \frac{3\omega H(1+k\alpha)}{8(1+K)}$
	$R = \frac{3M(1+\alpha^2)}{2H(1+K)}$		$R = \frac{3M\eta(2-\eta)}{2H(1+K)}$

Рисунок 2.15 – Формули для визначення опорних реакцій:

$\alpha = a/H$ ;  $K = \alpha^2 (I_b/I_t - 1)$ ;  $I_b$ ,  $I_t$  – моменти інерції поперечного перерізу підкранової та надкранової частин колони [11, рис. 4.10]

Коефіцієнт, який враховує просторову роботу каркасу при дії кранового навантаження залежно від кроку колон і довжини деформаційного блоку, обчислюють за формулою:

$$c_I = I : \left( \frac{I}{m} + \frac{x_0^2}{2 \sum_{i=1}^m x_i^2} \right),$$

де  $m$  – число поперечних рам блока;  $x_0$  – координата розглядуваної рами (від центра ваги блока);  $x_i$  – координата будь-якої поперечної рами.

При кроці колон 12 м для блока завдовжки 60 м коефіцієнт  $c_I = 3,4$ , а при кроці 6 м  $c_I = 4$ . При дії інших навантажень (не кранових) коефіцієнт  $c_I = I$ .

Цей розрахунок виконують для однопролітних та двопролітних рам.

Якщо число прольотів три і більше і діють кранові навантаження, зміщення верху колон незначне, а тому ним можна нехтувати, прийнявши  $\Delta_{li} = 0$ .

Використовуючи дані рисунка 2.15 обчислюють величину переміщення  $\Delta_{li}$ , для кожної  $j$ -ї колони (стійки) при відповідному  $i$ -тому зовнішньому завантаженні визначають величину пружної реакції на рівні доданого зв'язку в рівні 1-1 за формулою:

$$R_{ej} = R_{pij} + \Delta_{li} R_{\Delta j}.$$

Основну систему послідовно завантажують постійними та змінними навантаженнями і визначають опорні реакції верху стояків, які розглядають як консолі, затиснуті у фундаментах і навантажені відповідними навантаженнями та реакцією, спричиненою цим навантаженням. Тоді визначають поздовжні сили  $N$ , згинальні моменти  $M$  та поперечні сили  $V$  у чотирьох найхарактерніших перерізах від кожного виду навантаження (для верху колони, окремо над і під підкрановою консоллю та біля верхнього обрізу фундаменту). Значення опорної реакції для кожного завантаження зокрема, крім вітрового, визначають за таблицями (рис. 2.15).

У разі дії вітрового навантаження вважають, що верх колони зміщується і зусилля можна визначити за такою методикою. Зайві невідомі в рамі – сумарні опорні реакції, що припадають на всі колони, визначають окремо – від дії зосередженого вітрового навантаження  $W$ , що діє на всі конструкції вище від верху колон, і рівномірно розподіленого навантаження від активного тиску вітру  $w_1$  та його пасивної складової  $w_2$ . Потім сумарні опорні реакції

розподіляються між колонами рами залежно від їх жорсткості та висоти.

Реакції верху першої  $R_{w1}$  та  $m$ -ї  $R_{wm}$  колони визначають у припущенні їх не зміщуваності так само, як і раніше. Знайдені значення опорних реакцій множать на коефіцієнти розподілу  $\eta$ , значення яких є в довідниках. Тоді повні опорні реакції від вітрового навантаження для кожної з колон рами визначаються як алгебраїчна сума опорних реакцій  $W\eta$ ,  $R_{w1}\eta$ ,  $R_{w2}\eta$ .

Визначивши зусилля в перерізах колон від усіх видів завантаження, складають таблицю розрахункових зусиль  $M$ ,  $N$ ,  $V$  і визначають розрахункові комбінації зусиль, залежно від сполучення навантажень.

### 2.3. Розрахункові сполучення зусиль

Для визначення площі перерізу арматури складають декілька найбільш несприятливих сполучень зусиль  $M$  і  $N$ , а саме: найбільший додатній момент  $M_{max}$  і відповідна йому поздовжня сила  $N$ , найбільший за абсолютним значенням від'ємний момент  $M_{min}$  і відповідна йому поздовжня сила  $N$ ; найбільша поздовжня сила  $N_{max}$  і відповідний їй момент  $M$ .

Розглядають два основні сполучення зусиль: з урахуванням зусиль від усіх постійних і одного короткотривалого змінного навантаження, а також від усіх постійних та двох чи більше (у найневигоднішій комбінації) змінних навантажень, помножуючи їх на коефіцієнт сполучення  $\psi_2 = 0,95$  для довготривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,9$  для короткотривалих. Зусилля від вертикального і горизонтального кранового навантаження приймають як одне.

До особливого сполучення входять зусилля від довготривалих постійних і довготривалих тимчасових та одного з особливих навантажень (сейсмічні впливи, порушення технологічного процесу). Тимчасові навантаження враховують з коефіцієнтом  $\psi_2 = 0,8$ .

Переріз стійок рами розраховують на найневигоднішу комбінацію зусиль з урахуванням ексцентриситету поздовжньої сили і впливу поздовжнього згину: з площини рами їх перевіряють на стійкість як стиснуті елементи при  $e_0 = e_a$ . Крім того, колони розраховують на зусилля, що виникають при транспортуванні та монтажі.

**Запитання для самоконтролю:**

1. Для чого виконують статичний розрахунок поперечної рами?
2. Пояснити розрахункову схему поперечної рами.
3. Які постійні навантаження діють на раму будівлі?
4. Які змінні навантаження діють на раму будівлі?
5. Які вертикальні навантаження діють на раму будівлі?
6. Які горизонтальні навантаження діють на раму будівлі?
7. Де прикласти навантаження від покриття, як його визначити?
8. Як визначити власну вагу колони і як її прикласти до рами?
9. Як діє стінове навантаження?
10. Яке навантаження від підкранової балки і де воно прикладене?
11. Як визначити снігове навантаження?
12. Де прикладають снігове навантаження?
13. Які навантаження виникають від дії мостових кранів?
14. Роботу скількох кранів потрібно враховувати при розрахунку крайньої колони? середньої колони?
15. Як обчислити вертикальне навантаження від мостових кранів?
16. Де прикладене вертикальне кранове навантаження?
17. Які навантаження виникають внаслідок гальмування візка крана з вантажем?
18. Де прикладене горизонтальне кранове навантаження?
19. Від чого залежить вітрове навантаження?
20. Як обчислити вітрове навантаження?
21. Як враховують тиск вітру на будівлю вище рівня колони?
22. Яким методом виконують статичний розрахунок рами?
23. Яка послідовність розрахунку поперечної рами за методом переміщень?
24. Які внутрішні зусилля виникають в стійках рами?
25. Які характерні перерізи стійок рами розраховують?
26. Як комбінують навантаження при статичному розрахунку?
27. Які розрахункові основні сполучення зусиль розглядають?
28. Які є особливі сполучення зусиль?
29. Чому зусилля від вертикального і горизонтального кранового навантаження вважають як одне?
30. Чому колони необхідно додатково розраховувати на зусилля, що виникають при транспортуванні та монтажі?

### Тема 3. Проектування елементів каркасу одноповерхових промислових будівель

#### 3.1. Ребристі плити покриттів промбудівель

Для безпрогінних покриттів застосовують плити розмірами  $3 \times 6$  та  $3 \times 12$  м, а також добірні плити завширшки 1,5 м, які опираються безпосередньо на ригелі поперечних рам. Ці плити мають П-подібний поперечний переріз, утворений двома поздовжніми ребрами заввишки 300 мм (при довжині 6 м) і 450 мм (при довжині 12 м) та полицею завтовшки 30 мм, і поперечні ребра висотою до 150 мм, розташовані через 1 м (в плитах завширшки 3 м) або через 1,5 м (в плитах завширшки 1,5 м). У кутах плит передбачають вути для забезпечення жорсткості контуру.

Виготовляють плити з бетону класів С12/15...С25/30 (завдовжки 6 м) та С25/30, С35/40 (завдовжки 12 м). Поздовжні ребра армують попередньо напруженою арматурою класів А600...А1000, рідше Вр1200...Вр1500, К1400, К1500. Поперечні та поздовжні ребра армують зварними каркасами з арматури класів А400С, В500 та Вр-І. У полиці вкладається зварна сітка. Опорні перерізи додатково армують для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

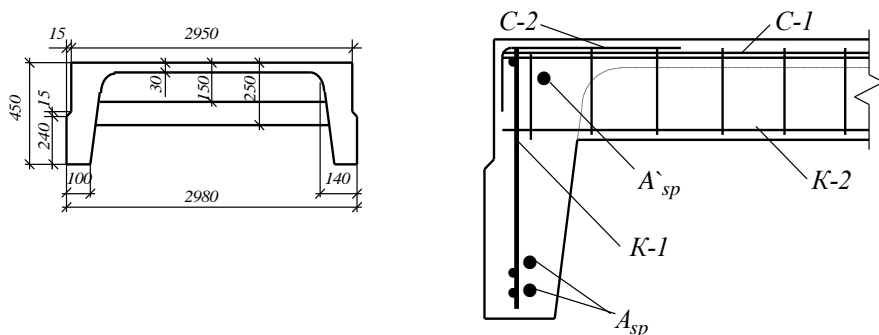


Рисунок 3.1 – Конструювання ребристої плити покриття

#### Розрахунок:

1. Збір навантаження на плиту, залежно від конструкції покриття та кліматичного району.
2. Розрахунок на міцність за нормальними перерізами плити в поздовжньому напрямку. Розрахунковий переріз – тавр з полицею зверху.



3. Розрахунок на міцність за похилими перерізами плити в поздовжньому напрямку.
4. Розрахунок поперечних ребер на міцність.
5. Розрахунок полиці плити як балкової або опертої по контуру (залежно від ширини плити).
6. Розрахунок плити за граничними станами другої групи.

### 3.2. Плити типу "2Т"

Плити типу "2Т" є двоконсольними розмірами  $3 \times 6$  м,  $3 \times 12$  м або більше. Вони складаються з двох поздовжніх ребер заввишки 300 мм (для плит завдовжки 6 м) або 400 мм (для 12 м) і полиці змінної товщини (від 30...50 мм на краях до 65...80 мм коло ребер). На торцях плити розташовані поперечні ребра висотою 200 мм з вутами. У поздовжніх ребрах встановлюють попередньо напружену арматуру класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500, а також зварні каркаси (аналогічно, як у ребристих плитах). Полиця армується зварною сіткою з арматури класу В500, Вр-І. Виготовляють плити типу "2Т" з бетону класів С16/20...С35/40.

#### Розрахунок:

1. Збір навантаження на плиту, залежно від конструкції покриття та кліматичного району.
2. Розрахунок на міцність за нормальними перерізами плити в поздовжньому напрямку. Розрахунковий зведений переріз – тавр з полицею зверху.
3. Розрахунок на міцність за похилими перерізами плити в поздовжньому напрямку.
4. Розрахунок поперечних ребер на міцність за нормальними перерізами.
5. Розрахунок на міцність нормальних перерізів полиці плити як консолі.
6. Перевірка плити за граничними станами другої групи (утворення тріщин, розкриття, прогини).

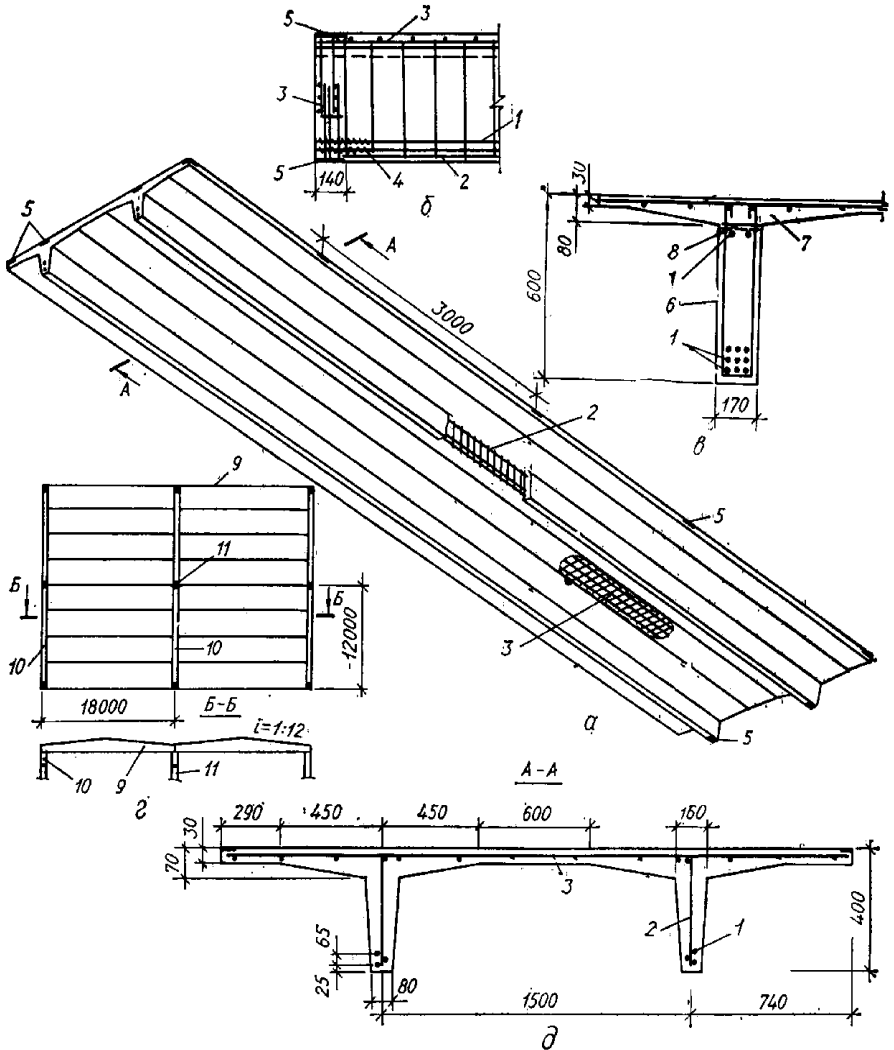


Рис. 3.3 – Плита покриття типу „2Т”:

*a* – загальний вид; *б* – опорний вузол; *в* – варіант армування для прольоту 18 м; *г* – схема покриття з плит типу „2Т”; *д* – поперечний переріз плити; 1 – попередньо напружена арматура; 2 – зварний каркас; 3 – зварна плоска сітка; 4 – спіраль; 5 – закладна деталь; 6 – збірне ребро плити; 7 – прибетонувана полиця плити; 8 – бетонна шпонка; 9 – плита; 10 – підкроквяна конструкція; 11 – колона

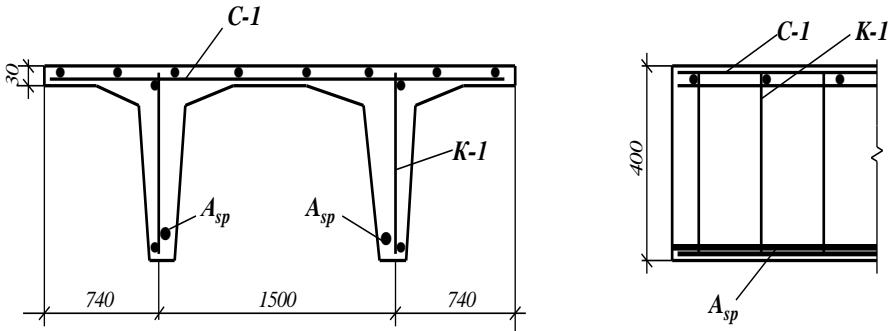


Рис. 3.4 – Конструювання плит покриття типу "2Т"

### 3.3. Плити типу "КЗС"

Плити типу "КЗС" це коротке циліндричне положисте попередньо напружене склепіння з двома ребрами-діфрагмами сегментного контуру та бортовими балками на торцях. Розміри таких панелей  $3 \times 12$ ,  $3 \times 18$ ,  $3 \times 24$  м, а при необхідному обґрунтуванні можливе виготовлення на будмайданчику панелей розмірами  $3 \times 30$  та  $3 \times 36$  м. Їх застосовують для будівель з ліхтарями та без них, безкранових і обладнаних підвісним транспортом вантажністю до 5 т або мостовими кранами вантажністю до 30 т. У конструкції покриття ці панелі опираються на балки-прогони, вкладені по колонах з кроком 6...12 м. Товщина склепіння змінна – від 30 мм в середині прольоту до 140...160 мм на краях, крім того по контуру склепіння влаштовано вути. Діафрагми полегшені у прольоті завтовшки 40, а коло опор 50 мм і мають вертикальні ребра жорсткості. Склепіння армують розрахунковими зварними сітками з дроту В500, Вр-І. У нижній потовщеній зоні кожної діафрагми встановлюють попередньо напружану арматуру класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500, яку надійно анкерують сталевими деталями. У припорних ділянках діафрагм встановлюють зварні каркаси, а в середній частині у вертикальних ребрах – стержні-почіпки. Бортові балки армовані зварними каркасами. Виготовляють плити типу "КЗС" з бетону класів С16/20...С40/45, а для зменшення власної ваги застосовують бетони на пористих заповнювачах.

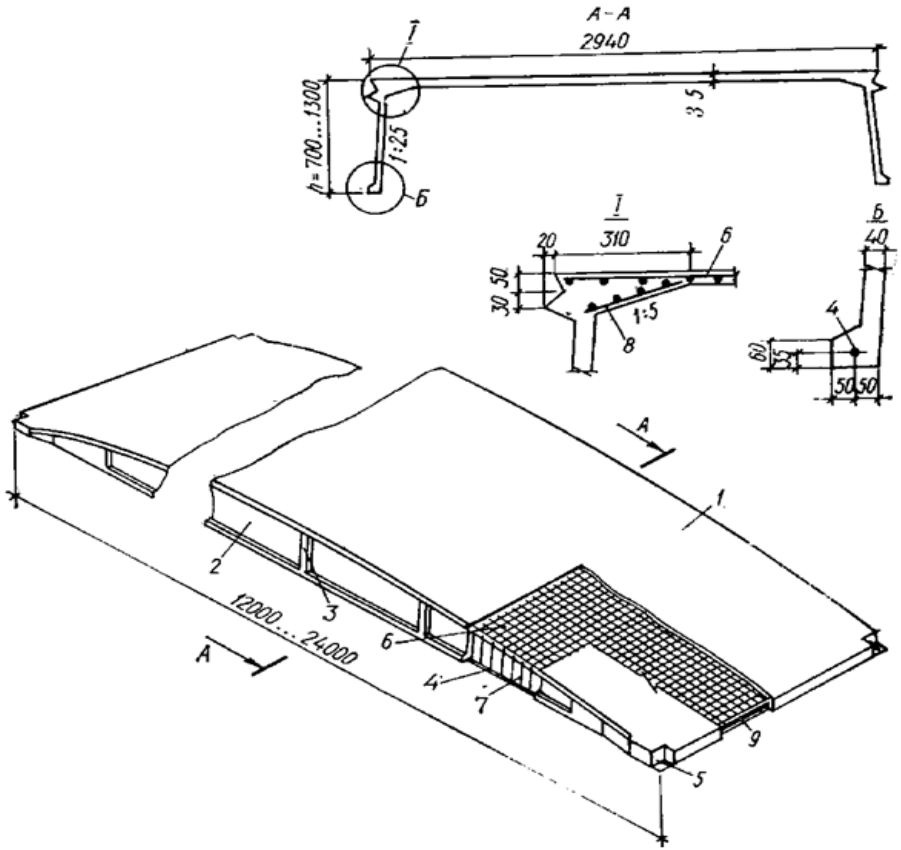


Рисунок 3.5 – Панель-оболонка типу «КЗС»

- 1 – склепіння; 2 – діафрагма; 3 – вертикальне ребро жорсткості;  
 4 – попередньо напружена арматура діафрагми; 5 – анкер;  
 6 – зварна сітка оболонки; 7 – поперечна арматура діафрагми;  
 8 – армування вута зварною сіткою; 9 – арматура торцевої балки

#### Розрахунок:

1. Збір навантаження на плиту, залежно від конструкції покриття та кліматичного району. Визначення внутрішніх зусиль.
2. Розрахунок поздовжньої робочої арматури.
3. Розрахунок товщини оболонки.
4. Розрахунок поперечних ребер на міцність.
5. Розрахунок арматури у бортових торцевих балках.

6. Розрахунок діафрагм на дію поперечної сили.
7. Розрахунок анкерів.
8. Розрахунок панелі за граничними станами другої групи (утворення тріщин, прогини).
9. Розрахунок склепіння між діафрагмами при рівномірно розподіленому навантаженні, а також при наявності снігового навантаження на частині оболонки.

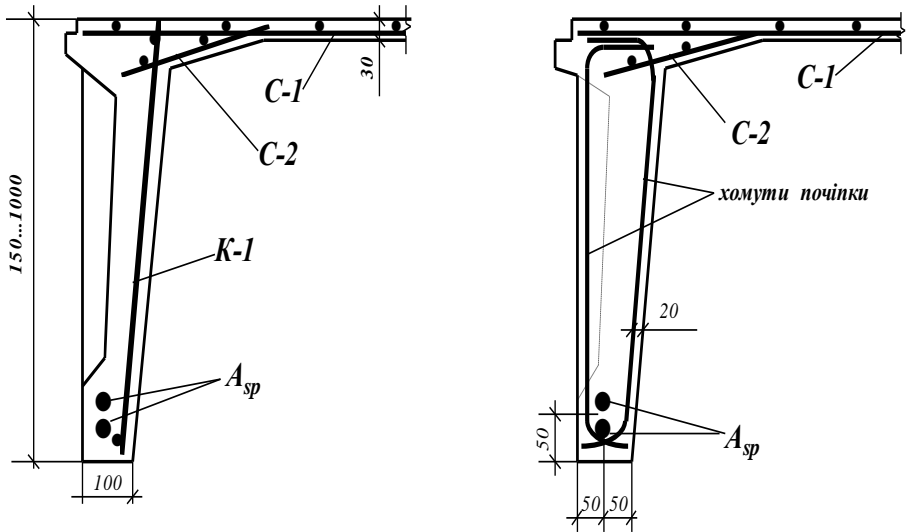


Рис. 3.6 – Конструювання плити покриття типу "КЗС"

### 3.4. Двосхилі балки покриттів

Двосхилі (з ухилом 1:12) балки застосовують для будівель з похилою покрівлею прольотами 12 та 18 м. Поперечний переріз їх двотавровий з товщиною стінки 60...100 мм, що визначається з умов технології виготовлення і забезпечення міцності та тріщиностійкості похилих перерізів; в приопорній ділянці поперечний переріз тавровий зі стінкою завтовшки 270 мм. Висота балок на опорі 790 мм, в середній частині прольоту 1290 мм (прольотом 12 м) або 1540 мм (прольотом 18 м). Ширина верхньої полиці 400 мм, нижньої – 250...300 мм.

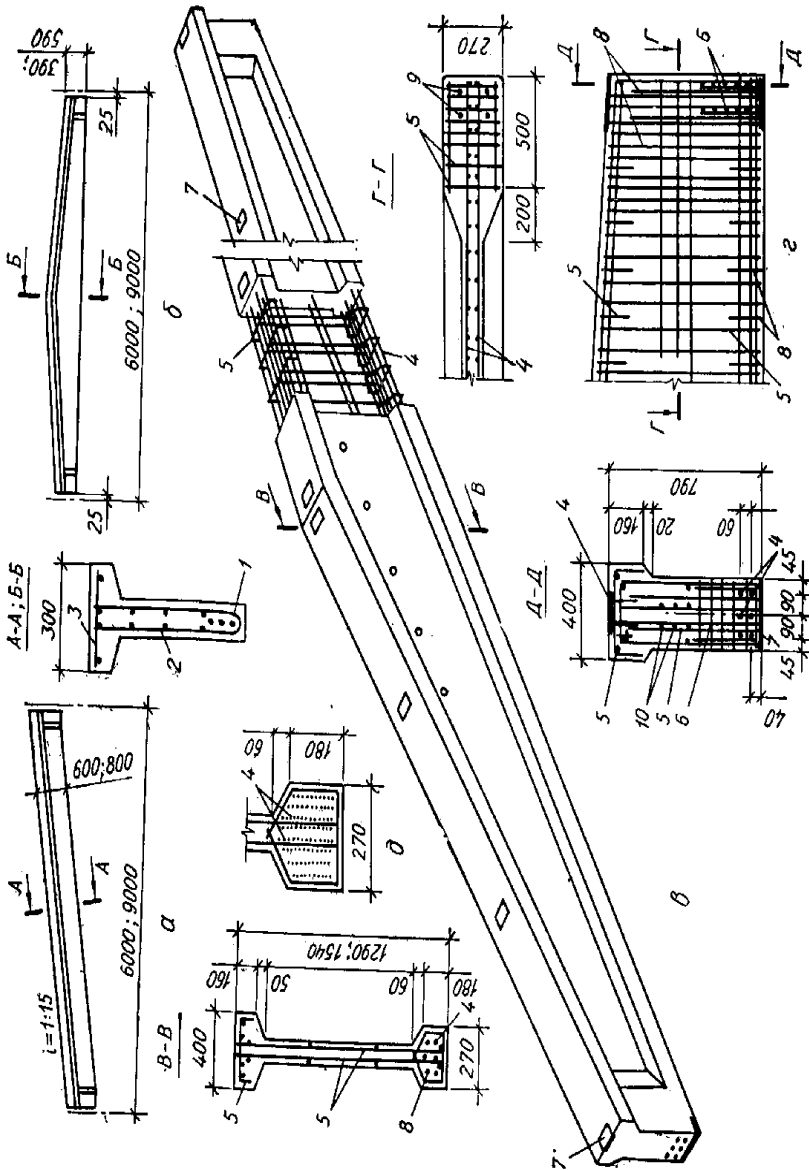


Рис. 3.7 – Балки покриттів: а – односхила; б, в – двохсхилі балки; 2 – армування опорного вузла; 2 – варіант армування дротом Вр-І; 1 – пакет арматурних стержнів; 2 – гнута зварна сітка; 3 – каркас поліції; 4 – попередньо напружена арматура; 5 – зварний каркас; 6 – зварні сітки на опори; 7 – закладна деталь; 8 – хомути; 9 – анкери стержні деталі; 10 – окремі стержні

Виготовляють балки з бетону класів С20/25, С25/30, С35/40 і армують попередньо напруженою арматурою класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500 в нижній полиці. Стінки балок армують зварними каркасами, у яких поздовжня арматура – монтажна, а поперечні стержні прийняті за розрахунком на дію поперечної сили. У верхній полиці встановлюють званий каркас. Припорні ділянки додатково підсилюють зварними сітками і вертикальними стержнями, які приварюють до закладних деталей.

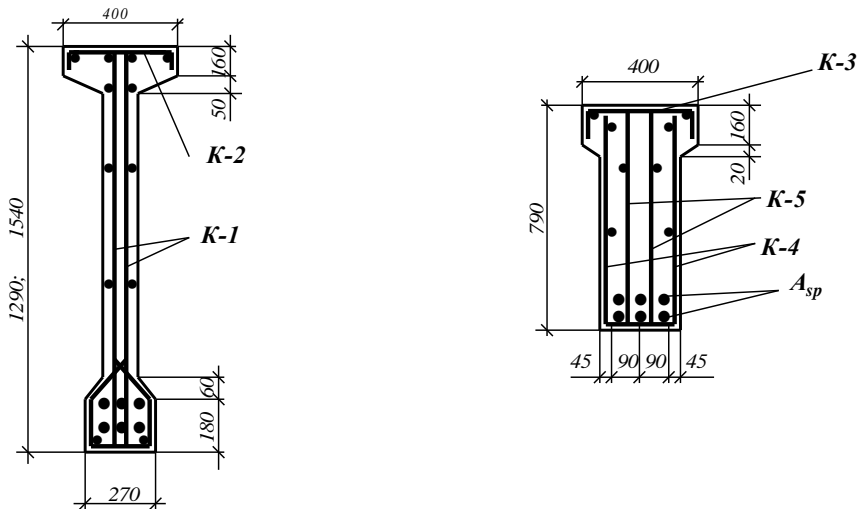


Рис. 3.8 – Конструювання двохсхилої балки покриття

### Розрахунок:

1. Визначення навантажень на балку та внутрішніх зусиль.
2. Попередній розрахунок перерізу поздовжньої напруженої арматури.
3. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу.
4. Розрахунок міцності балки за нормальними та похилими перерізами.
5. Розрахунок балки за граничними станами другої групи: на утворення нормальних та похилих тріщин, прогини.
6. Перевірка міцності балки на зусилля, що виникають при виготовленні, транспортуванні та монтажі.

### 3.5. Гратчасті балки покриттів

Решітчасті (гратчасті) балки застосовують для прольотів 12 та 18 м. Їх поперечний переріз прямокутний завширшки 200, 240, 280 мм з отворами. В межах отворів висота верхнього та нижнього поясів становить 360 мм. На опорі висота такої балки 890 мм. Ухил верхнього поясу 1:12.

Виготовляють балки з бетону класів С20/25, С25/30, С35/40 і армують поздовжньою попередньо напруженою арматурою класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500, яку встановлюють у нижній частині перерізу. Крім того, у балці встановлюють зварні каркаси з робочою поперечною арматурою зі сталі класу А400С. Опорні перерізи додатково армують сітками та каркасами для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

При розрахунку балки навантаження вважають рівномірно розподіленим. Розрахунковий переріз знаходиться на віддалі 0,35...0,4l від опори. Якщо є ліхтар, то розрахунковим може бути переріз під ліхтарним стояком.

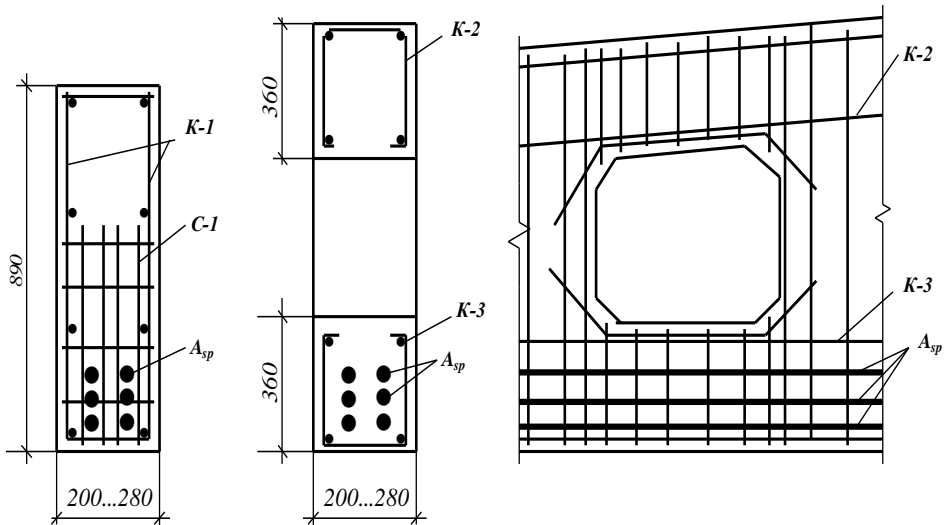


Рис. 3.9 – Конструювання гратчастої балки покриттів

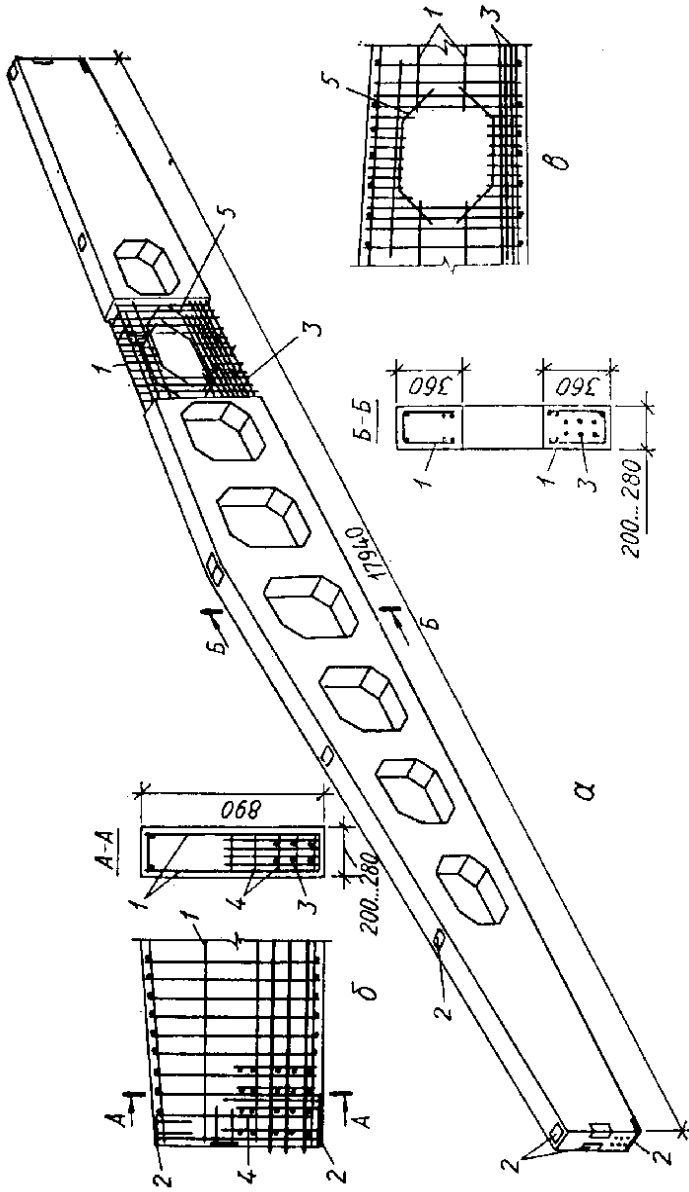


Рис. 3.10 – Двоскатна грагчаста балка покриття:

*a* – загальний вид; *б* – армування опорного вузла; *в* – армування в зоні отвору;  
 1 – зварний каркас; 2 – закладна деталь; 3 – попередньо напружена арматура;  
 4 – сітка; 5 – додатковий гнучий стержень

## Розрахунок:

1. Визначення навантажень на балку та внутрішніх зусиль.
2. Попередній розрахунок перерізу поздовжньої напруженої арматури.
3. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу.
4. Розрахунок міцності балки за нормальними та похилими перерізами.
5. Розрахунок балки за граничними станами другої групи: на утворення нормальних та похилих тріщин, прогини.
6. Перевірка міцності балки на зусилля, що виникають при виготовленні, транспортуванні та монтажі.

### 3.6. Балки покриттів з паралельними поясами

Кроквяні балки з паралельними поясами застосовують для прольотів 12 м. Їх поперечний переріз – двотавр, висота 890 мм, товщина стінки 80 мм, ширина верхньої та нижньої полиць 280 мм.

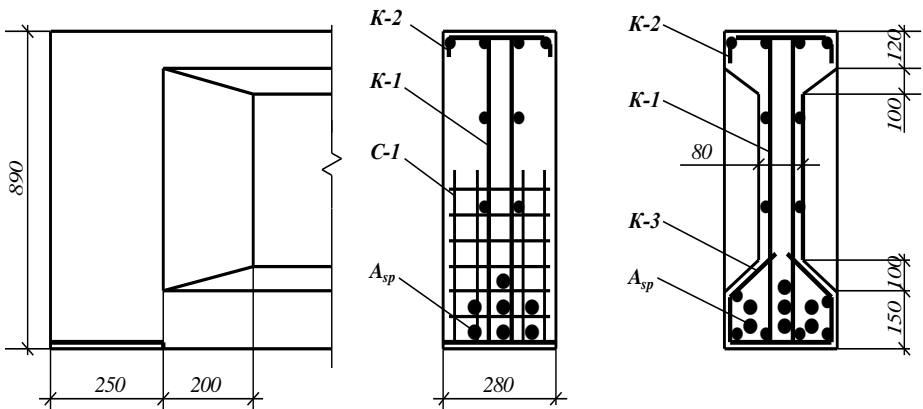


Рис. 3.11 – Конструювання балки покриття з паралельними поясами

Виготовляють балки з бетону класів С20/25, С25/30, С35/40 і армують попередньо напруженою арматурою класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500 в нижній полиці. Стінки балок

армують зварними каркасами, у яких поздовжня арматура – монтажна, а поперечні стержні прийняті за розрахунком на дію поперечної сили. У верхній полиці встановлюють званий каркас. Опорні перерізи додатково армують сітками та каркасами для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

Для кріплення плит покриття у верхньому поясі є закладні деталі. В опорних ділянках нижньої частини балки встановлено закладні деталі з анкерними стержнями.

### **Розрахунок:**

1. Визначення навантажень на балку та внутрішніх зусиль.
2. Попередній розрахунок перерізу поздовжньої напружуваної арматури.
3. Визначення геометричних характеристик зведеного перерізу.
4. Розрахунок міцності балки за нормальними та похилими перерізами.
5. Розрахунок балки за граничними станами другої групи: на утворення нормальних та похилих тріщин, прогини.
6. Перевірка міцності балки на зусилля, що виникають при виготовленні, транспортуванні та монтажі.

### **3.7. Сегментні ферми покриттів**

Сегментні ферми застосовують для прольотів 18 та 24 м. Контур верхнього поясу такої ферми наближається до кривої тиску. Відстані між вузлами верхнього поясу становлять 3 м, що відповідає ширині плит покриття. Це забезпечує вузлове прикладання навантаження і усувається місцевий вигин елементів верхнього поясу ферми. Поперечний переріз елементів ферми прямокутний завширшки 200...350 мм, висота верхнього поясу 200...350 мм, нижнього – 220...380 мм залежно від кроку ферм.

Виготовляють ферми з бетону класів С25/30, С35/40.

Нижній розтягнутий пояс армують попередньо напруженою арматурою класів Вр1200...Вр1500, К1400, К1500. Вся попередньо

напружувана арматура повинна бути охоплена замкнутими конструктивними хомутами через 500 мм або сітками.

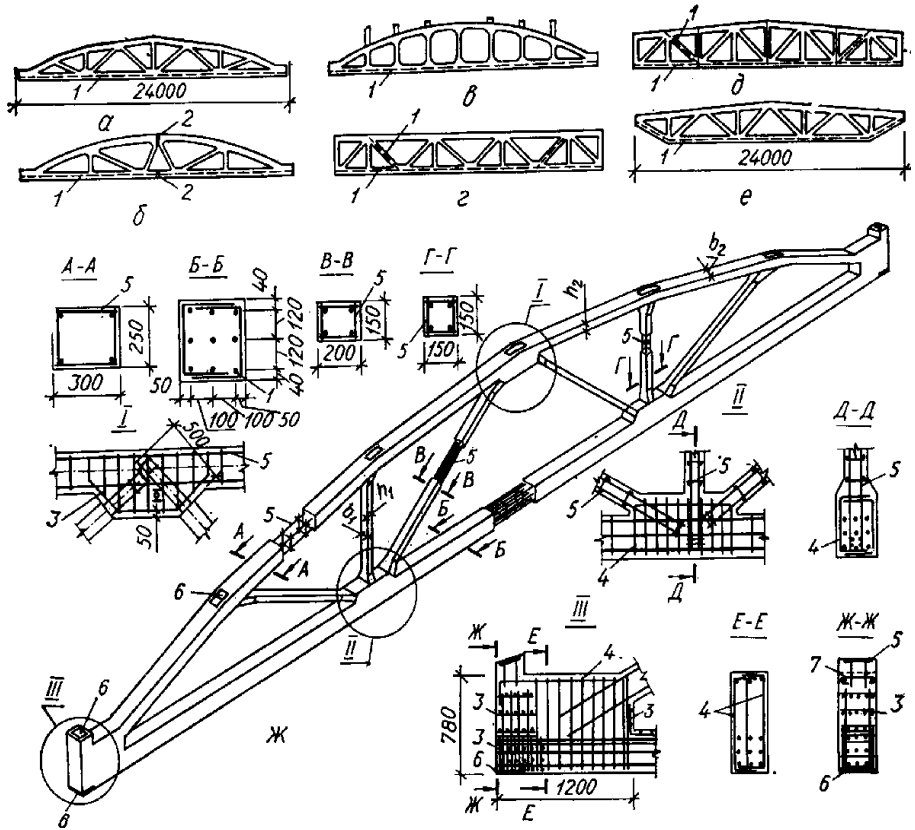


Рис. 3.12 – Залізобетонні ферми:

*a* – сегментна, *б* – аркова; *в* – аркова безкісцева; *г* – з паралельними поясами; *д* – з ламаним верхнім поясом; *е* – з ламаним нижнім поясом; *ж* – конструювання сегментної ферми; 1 – напружувана арматура; 2 – монтажний стик; 3 – зварна сітка; 4 – зварний каркас; 5 – зварний просторовий каркас; 6 – закладна деталь; 7 - шпилька

Верхній пояс та елементи решітки армують зварними каркасами зі стержнів класу А400С. Вузли ферми підсилюють вутами і армують додатково поздовжньою та поперечною арматурою у вигляді зварних або в'язаних сіток та каркасів. Арматура елементів

решітки повинна надійно анкеруватися у вузлах. Для покращення анкерування арматури розтягнутих елементів її загинають на кінцях у гаки, петлі, приварюють оцупки (коротиші). Опорні вузли ферми армують зварними каркасами або сітками з робочою поперечною арматурою для забезпечення міцності опорного вузла по похилому перерізу.

Опорні перерізи додатково армують сітками та каркасами для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

### Розрахунок:

1. Збір навантаження на ферму.
2. Визначення внутрішніх зусиль в елементах ферми.
3. Розрахунок нижнього поясу як центрально розтягнутого елемента за граничними станами першої групи на міцність та другої групи на утворення, розкриття та закриття тріщин.
4. Розрахунок верхнього поясу як стиснутого елемента з випадковими ексцентриситетами на міцність.
5. Розрахунок елементів решітки (стиснутих з випадковими ексцентриситетами, розтягнутих центрально або позацентрово).
6. Розрахунок вузлів ферми проміжних та опорних.

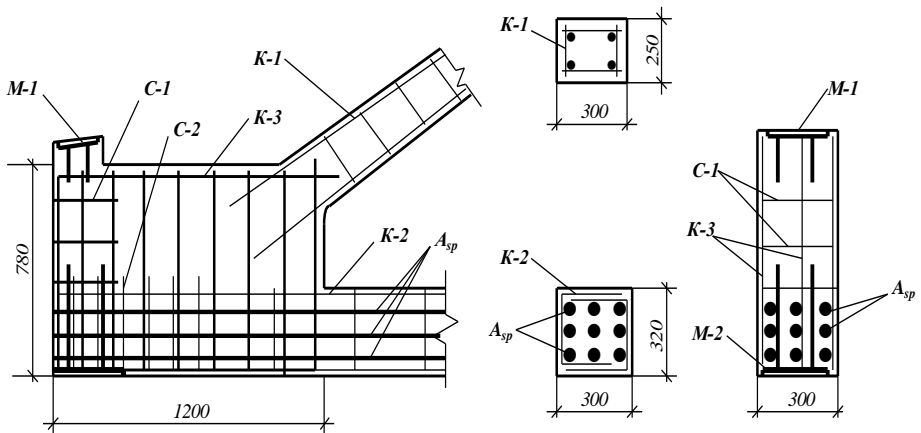


Рис. 3.13 – Конструювання сегментної ферми покриття

### 3.8. Безкісцеві ферми покриттів

Безкісцеві ферми застосовують для прольотів 18 та 24 м. Контур верхнього поясу такої ферми наближається до кривої тиску. Відстані між вузлами верхнього поясу становлять 3 м, що відповідає ширині плит покриття. Це забезпечує вузлове прикладання навантаження і усувається місцевий вигин елементів верхнього поясу ферми. Поперечний переріз елементів ферми прямокутний завширшки 200...350 мм, висота верхнього поясу 200...350 мм, нижнього – 220...380 мм залежно від кроку ферм.

Виготовляють ферми з бетону класів С25/30, С35/40.

Нижній розтягнутий пояс армують попередньо напруженою арматурою класів Вр1200...Вр1500, К1400, К1500. Вся попередньо напружена арматура повинна бути охоплена замкнутими конструктивними хомутами через 500 мм або сітками.

Верхній пояс та стояки армують зварними каркасами із стержнів класу А400С. Вузли ферми підсилюють вутами і армують додатково поздовжньою та поперечною арматурою у вигляді зварних або в'язаних сіток чи каркасів. Арматура елементів решітки повинна надійно анкеруватися у вузлах. Опорні вузли ферми армують зварними каркасами або сітками з робочою поперечною арматурою для забезпечення міцності опорного вузла по похилому перерізу.

Опорні перерізи додатково армують сітками та каркасами для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

#### **Розрахунок:**

1. Збір навантаження на ферму.
2. Визначення внутрішніх зусиль в елементах ферми на ЕОМ.
3. Розрахунок нижнього поясу як позацентрово розтягнутого елемента за граничними станами першої групи на міцність та другої групи на утворення, розкриття та закриття тріщин.
4. Розрахунок верхнього поясу як стиснутого елемента з випадковими ексцентриситетами на міцність.
5. Розрахунок стояків решітки як позацентрово стиснутих.
6. Розрахунок вузлів проміжних та опорних.



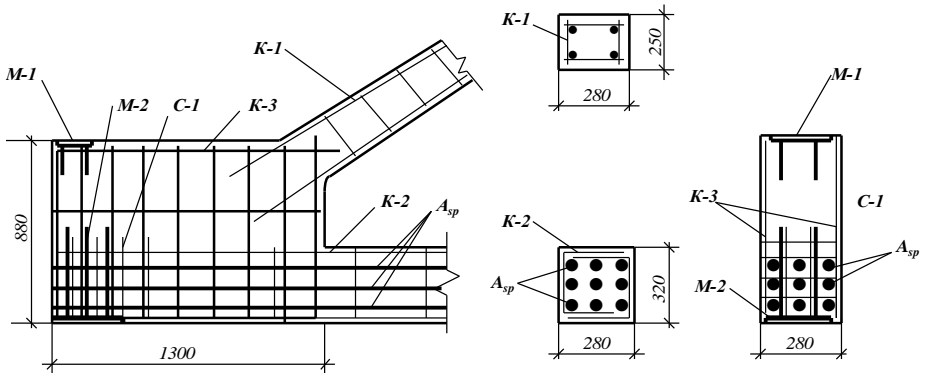


Рис. 3.15 – Конструювання безкісцевої ферми покриття

### 3.9. Арки покриттів

Залізобетонні арки застосовують для прольотів 30, 36 м. Їх виконують переважно збірними двошарнірними, безшарнірними (дуже чутливі до осідання опор і застосовуються рідко) або тришарнірними (для великих прольотів). Збірна арка складається з окремих блоків двотаврового, а на краях прямокутного поперечного перерізу розмірами  $1000 \times 400$  мм з симетричним подвійним армуванням, а також суцільного стягеля з розвиненими опорними ділянками. Контур арки наближений до кривої тиску, тому згинальні моменти незначні і всі перерізи арки стиснуті. Горизонтальний розпір може сприйматися стягелем або жорсткими рамними конструкціями чи фундаментом. Блоки арки з'єднуються між собою зварюванням випусків арматури і замонолічуванням стиків. Стягелі виконують сталевими або залізобетонними з попередньо напруженою канатною арматурою класу K1400, K1500 чи з високоміцного дроту Вр1200...Вр1500. Для зменшення провисання стягеля застосовують сталеві або залізобетонні почіпки, які кріпляться на зварюванні закладних деталей. Виготовляють арки з бетону класів С25/30, С35/40, армують зварними каркасами з арматури класу А400С. Поперечну арматуру встановлюють конструктивно.

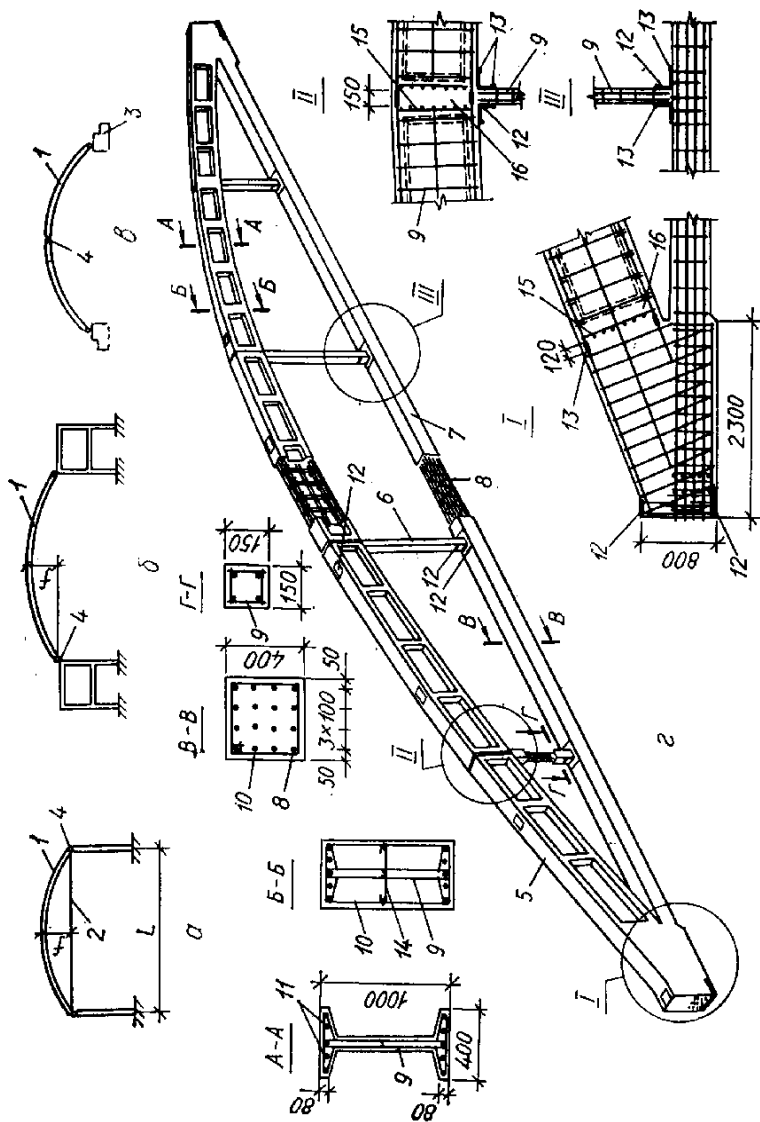


Рис. 3.16 – Залізобетонні арки: а – двошарнірна зі стяглем; б – те ж, без стягля; в – тришарнірна без стягля; г – конструювання збірної арки; 1 – арка; 2 – стягль; 3 – фундамент; 4 – шарнір; 5 – збірний елемент арки; 6 – почіпка; 7 – стягль; 8 – напружувана арматура; 9 – зварний каркас; 10 – хомути; 11 – стержні; 12 – закладна деталь; 13 – зварювання; 14 – шпилька; 15 – сітка; 16 – бетон замоноличування

### Розрахунок:

1. Визначення геометричних розмірів конструкції.
2. Збір навантаження від покриття, власної ваги арки, суцільного і одностороннього навантаження від снігу, зосередженого навантаження від підвісного транспорту, від вітру (для високих арок).
3. Попередній розрахунок площі перерізу арматури стягеля.
4. Визначення внутрішніх зусиль в кількох перерізах арки для різних завантажень і визначення розрахункових зусиль.
5. Розрахунок арки як позацентрово стиснутого елемента.
6. Остаточний розрахунок стягеля на міцність (як центрально розтягнутого елемента) та тріщиностійкість.
7. Розрахунок почіпок як центрально розтягнутих елементів від ваги стягеля та підвісного транспорту (за наявності).
8. Розрахунок опорних вузлів.

### 3.10. Одновіткові колони каркасу одноповерхової промислової будівлі

Колони одноповерхових промислових будівель виконують суцільними прямокутного (рідше двотаврового) поперечного перерізу (при висоті будівлі до 10,8 м та кранах вантажністю до 200 кН) або наскрізними двовітковими. Висота перерізу надкранової частини крайніх колон 380 мм, середніх – 600 мм; для підкранової частини відповідно 600 і 800 мм. Ширина перерізу 400 і 500 мм. Більша сторона перерізу завжди повинна бути розташована у площині дії згинального моменту.

Виготовляють колони з бетону класів С12/15, С20/25 і армують в'язаними або зварними каркасами з арматури класів А400С (поздовжні стержні), А240С (поперечні стержні). Загальна кількість арматури не перевищує 3% площі бетону.

Консоль колони проектується з урахуванням забезпечення проходу мостового крану.

Колони замоноличуються у стакані фундаменту на глибину не меншу за  $h_c=0,5+0,33h_1$ ;  $h_c=1,5b_1$ ;  $h_c=15d$ .

При розрахунках довжину колони приймають рівною відстані від низу ригеля до верху фундаменту.

При кроці рам 6 або 12 м до складу рами входить половина стояка з кожного ряду і навантаження збирається з відповідної ширини. Коли крок крайніх колон 6 м, а середніх 12 м, до розрахункової схеми вводять умовну блок-раму завширшки 12 м. Жорсткість стояків такої рами подається як сума жорсткостей колон, що входять до блока.

### Розрахунок:

1. Визначення навантажень, що діють на колону, як для елемента поперечної рами (постійних – від ваги покриття, колон, підкранових балок, стінових панелей; тимчасових – від снігу, вітру, вертикального та горизонтального тиску мостових кранів).
2. Статичний розрахунок рами.
3. Визначення розрахункових зусиль у перерізах колони.
4. Розрахунок арматури колони, окремо надкранової та підкранової частини.
5. Розрахунок консолі колони.
6. Розрахунок колон на зусилля, що виникають під час транспортування і монтажу.

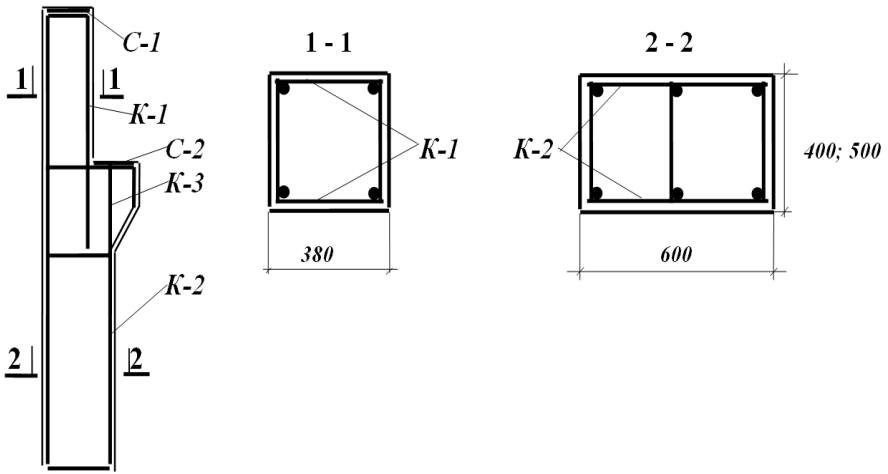


Рис. 3.17 – Арматування одновіткової колони

### 3.11. Двовіткові колони каркасу одноповерхової промислової будівлі

Колони одноповерхових промислових будівель виконують суцільними прямокутного (рідше двотаврового) поперечного перерізу або наскрізними двовітковими у підкрановій частині (при висоті понад 10,8 м та кранах вантажністю понад 300 кН). Надкранова частина має прямокутний переріз 500×600 мм. Підкранова частина для крайніх колон має висоту 1000 або 1300 мм, середніх колон - 1400 або 1600 мм (залежно від вантажності крана). Вітки колони між собою зв'язуються розпірками. Відстань між розпірками  $(8...10)h_1$ , де  $h_1$  – висота перерізу вітки, становить 250 або 300 мм. Ширина перерізу 500 і 600 мм.

Виготовляють колони з бетону класів C12/15, C20/25 і армують в'язаними або зварними каркасами з арматури класів A400C (поздовжні стержні), A240C (поперечні стержні). Загальна кількість арматури не перевищує 3% площі бетону.

Консоль колони проектується з врахуванням забезпечення проходу мостового крану.

Колони замоноличуються у стакані фундаменту на глибину не меншу за  $h_c=0,5+0,33h_1$ ;  $h_c=1,5b_1$ ;  $h_c=15d$ .

При розрахунках довжину колони приймають рівною відстані від низу ригеля до верху фундаменту.

При кроці рам 6 або 12 м до складу рами входить половина стояка з кожного ряду і навантаження збирається з відповідної ширини. Коли крок крайніх колон 6 м, а середніх 12 м, до розрахункової схеми вводять умовну блок-раму завширшки 12 м. Жорсткість стояків такої рами подається як сума жорсткостей колон, що входять до блока.

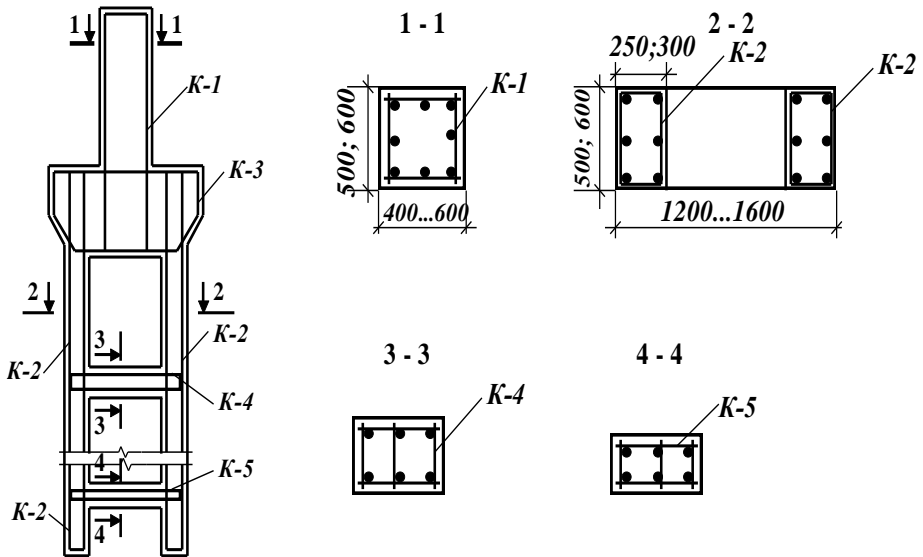


Рис. 3.18 – Армування двовіткової колони

### Розрахунок:

1. Визначення навантажень, що діють на колону, як для елемента поперечної рами (постійних – від ваги покриття, колон, підкранових балок, стінових панелей; тимчасових – від снігу, вітру, вертикального та горизонтального тиску мостових кранів).
2. Статичний розрахунок рами.
3. Визначення розрахункових зусиль в перерізах колони.
4. Розрахунок арматури колони, окремо надкранової та підкранової частини.
5. Розрахунок розпірок колони.
6. Розрахунок колон на зусилля, що виникають під час транспортування і монтажу.

### 3.12. Окремі позацентрово завантажені фундаменти під колони

Під колони фундаменти застосовують стаканного типу. Позацентрово навантажені фундаменти при значних ексцентриситетах дії нормальних сил, як правило, виконують прямокутними в плані, довша сторона яких витягнута в площині дії моменту.

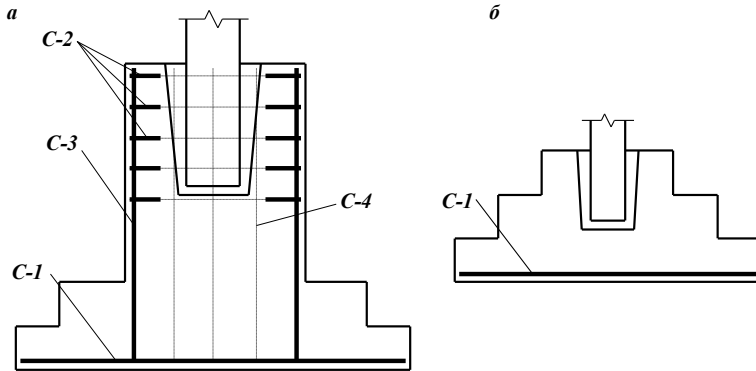


Рис. 3.19 – Окремі позацентрово завантажені фундаменти під колони

При глибокому закладанні (понад 1,5 м) фундаменти проектують з високим підколонником (а), а при неглибокому закладанні (менше 1,5 м) їх проектують з низьким підколонником (б). Верх фундаменту приймається на відмітці - 0,15. Відмітка підошви фундаменту призначається залежно від глибини промерзання ґрунту, тримкої здатності основи. Стакан має глибину на 50 мм більшу від довжини замурування колони. Зазори між стінками колони та стакану повинні бути внизу 50 мм, вгорі 75 мм. Товщина стінок стакану у верхній частині не менша за 200 мм, або ж стінки армують згідно з розрахунком горизонтальними зварними сітками та поздовжніми стержнями. Діаметр стержнів сіток приймають не менш 0,25 діаметра поздовжніх стержнів підколонника і не менше 8 мм. Після встановлення колон стакани замоноличують бетоном класу не нижче як С10/12 або класу бетону фундаменту. Підошва фундаменту виконується уступчастою, висота уступів приймається кратною 100 мм, розміри в плані і по висоті кратні 300 мм.

Фундаменти виготовляють з бетону класів не нижче за С10/12 і армують по підошві зварними чи в'язаними сітками зі сталі класів А240С, А400С. Діаметр стержнів не менший за 10 мм. Захисний шар бетону – 35 мм при наявності бетонної підготовки, 70 мм – при відсутності такої.

### Розрахунок:

1. Розрахунок глибини закладання фундаменту.

2. Розрахунок внутрішніх зусиль  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , що діють в нижній підкрановій частині колони.
3. Визначення площі підшови фундаменту.
4. Визначення зусиль на рівні підшови фундаменту.
5. Визначення крайових тисків під підшовою фундаменту.
6. Розрахунок фундаменту на міцність і підбір арматури підшови фундаменту.
7. Розрахунок поздовжньої арматури стакана.
8. Розрахунок поперечної арматури стакана фундаменту.

### 3.13. Підкранові балки

Залізобетонні підкранові балки застосовують у промислових будівлях з кранами вантажністю до 300 кН.

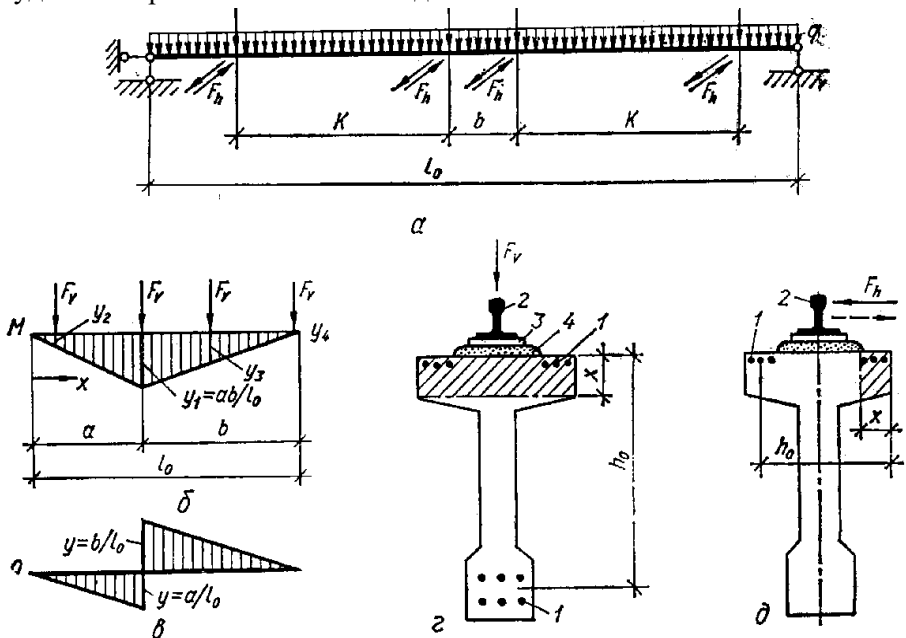


Рис. 3.20 – До розрахунку підкранових балок: *a* – розрахункова схема; *б* – лінія впливу  $M$ ; *в* – лінія впливу  $Q$ ; *г* – переріз підкранової балки і розташування робочої арматури при розрахунку на вертикальне навантаження; *д* – те ж, на горизонтальне навантаження; 1 – робоча арматура; 2 – рейка; 3 – металева прокладка; 4 – вирівнюючий шар

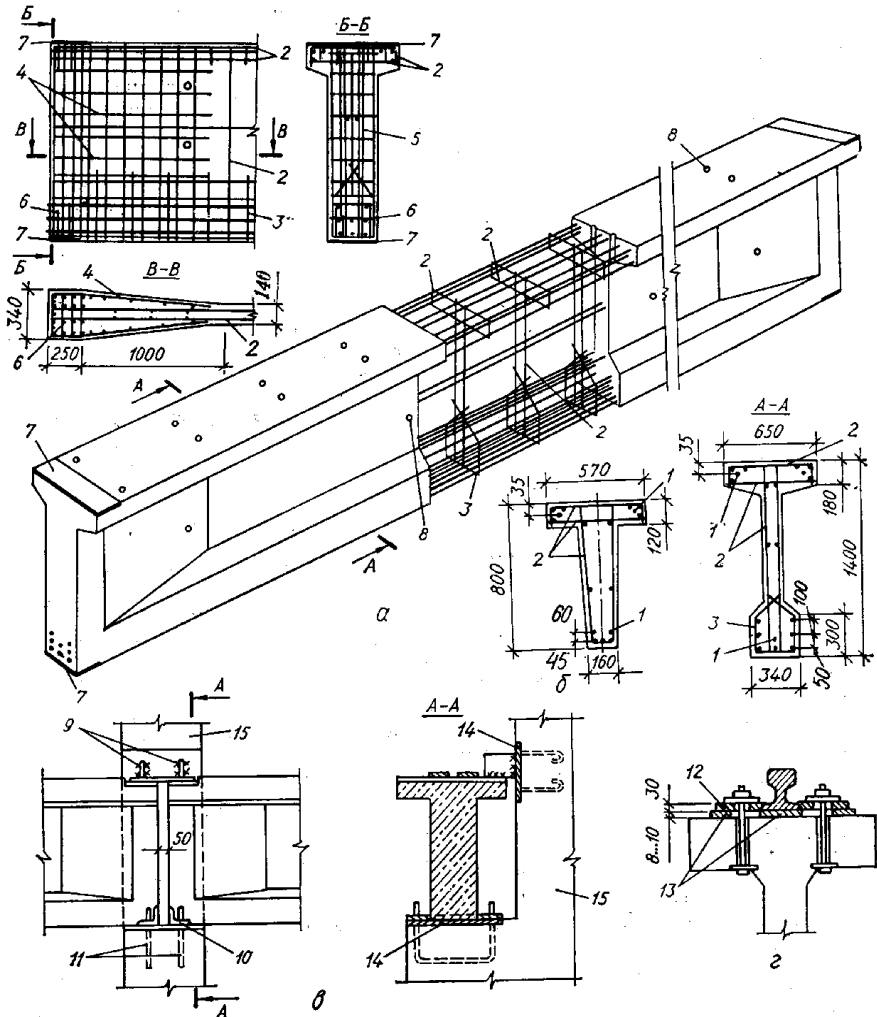


Рис. 3.21 – Підкранові балки: *а* – прольотом 12 м; *б* – поперечний переріз балки прольотом 6 м; *в* – кріплення підкранової балки до колони; *г* – кріплення рейки до підкранової балки; 1 – попередньо напружувана арматура; 2 – зварні каркаси; 3 – хомути; 4 – гнуті сітки на опорах; 5 – плоскі сітки; 6 – плоскі сітки на опорах; 7 – закладні деталі; 8 – отвори для кріплення підкранових шляхів; 9 – металеві планки; 10 – закладна деталь підкранової балки; 11 – анкери-випуски з колони; 12 – лапки-притискачі; 13 – пружні прокладки; 14 – закладна деталь колони; 15 – колона

Для спрощення монтажу виконують розрізними.

При довжині 6 м їх поперечний переріз тавровий висотою 1000 мм, а при довжині 12 м – двотавровий заввишки 1400 мм. Найвигідніші балки двотаврового профілю з попередньо напруженою арматурою. Виготовляють балки з бетону класів С20/25, С25/30 – для балок прольотами 6 м; С25/30, С35/40 – 12 м. У нижній частині перерізу балки встановлюють попередньо напружену арматуру класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500. Стінку і полиці балки армують в'язаними каркасами з арматури класу А400С.

Оскільки балки працюють на дію багаторазово повторюваних навантажень, поява початкових тріщин у них не допускається, тому у верхній полиці двотавра передбачається попередньо напружена арматура в кількості 15...20% від попередньо напруженої арматури нижньої полиці. Цю арматуру враховують у розрахунку верхнього поясу на дію горизонтальних навантажень від гальмування.

В опорних перерізах встановлюють додаткові сітки та каркаси. З колонами підкранові балки з'єднуються зварюванням закладних деталей. Рейка вкладається на пружну прокладку і кріпиться болтами.

Розраховують підкранові балки за першою та другою групою граничних станів, окремо на дію вертикальних та горизонтальних навантажень. Вертикальні – власна вага балки, вага кранової колії, навантаження від двох зближених кранів. Горизонтальні – від поперечного гальмування візка крана (за технічними умовами на мостові крани). Для спрощення розрахунків горизонтальну силу прикладають посередині висоти верхньої полиці балки.

### **Розрахунок:**

1. Враховуючи характеристики мостового крана, обчислюють навантаження на балку і внутрішні зусилля в перерізах балки від двох зближених кранів. Розрахунок ведуть за лініями впливу. За знайденими зусиллями будують обвідні епюри моментів та поперечних сил.
2. Розраховують на міцність нормальні перерізи від вертикальних та горизонтальних навантажень.

3. Розраховують на міцність похилі перерізи на дію поперечної сили та згинальних моментів.
4. Розраховують нормальні та похилі перерізи на утворення тріщин у стадії виготовлення та експлуатації.
5. Розраховують прогини.

### 3.14. Підкрювні балки

Підкрювні конструкції застосовують при кроці колон 12 м і при кроці кроквяних конструкцій 6 м. Підкрювною конструкцією може бути балка або ферма.

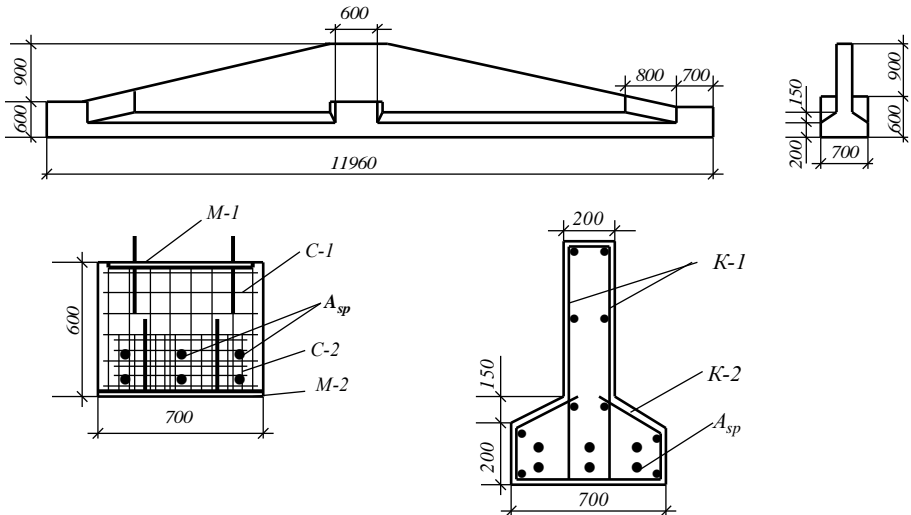


Рис. 3.22 – Конструювання підкрювної балки

Підкрювні балки кріплять до колон зварюванням закладних деталей, а кроквяні конструкції до підкрювних - анкерними болтами та монтажними зварними швами в місці опирання та вгорі.

Поперечний переріз балки по її довжині не є постійним. На більшій частині це тавр з полицею внизу, висота ребра змінюється від 250 мм на краях до 1150 мм посередині. Опорний переріз прямокутний завширшки 700 мм, висота 600 мм. Посередині з кожного боку ребра є площадки з закладними деталями для опирання кроквяних конструкцій.

У полиці балки встановлюється попередньо напружена арматура класів А600...А1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500. Крім того балка армується зварними каркасами з арматури класу А400С. В приопорних вузлах додатково встановлюються сітки і стержні, приварені до закладних деталей. Виготовляють підкрювяні балки з бетону класів С25/30...С35/40.

Зусилля в балці визначають від зосередженого навантаження, прикладеного в середньому вузлі (від реакції кроквяних конструкцій), і навантаження від крайнього ряду плит.

### Розрахунок:

1. Розрахунок навантаження, що діє на балку.
2. Визначення геометричних характеристик конструкції.
3. Визначення внутрішніх зусиль у балці.
4. Розрахунок балки за нормальними та нахиленими перерізами.
5. Розрахунок балки за граничними станами другої групи.

### 3.15. Підкрювяні ферми

Підкрювяні конструкції застосовують при кроці колон 12 м і при кроці кроквяних конструкцій 6 м. Підкрювяною конструкцією може бути балка або ферма. Ферми виготовляють у двох варіантах – з нижнім прямолінійним поясом (а) та з нижнім ламаним поясом (б).

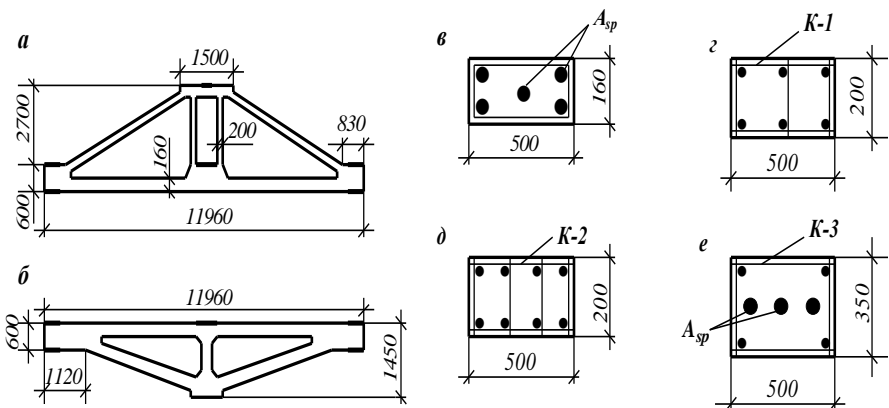


Рис. 3.23 – Конструювання підкрювяних ферм

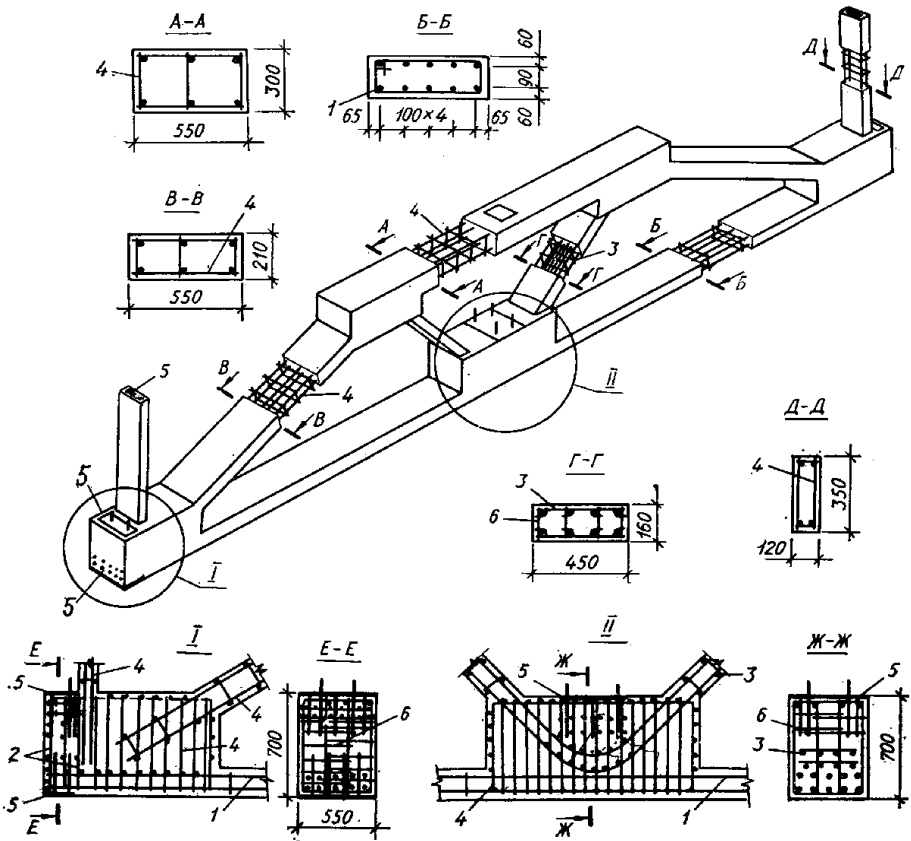


Рис. 3.24 – Підкрівляна ферма прольотом 12 м :

1 – напружувана арматура; 2 – зварна сітка; 3 – зварний каркас; 4 – зварний просторовий каркас; 5 – закладна деталь; 6 – шпилька

Підкрівляні ферми кріплять до колон зварюванням закладних деталей, а кроквяні конструкції до підкрівляних - анкерними болтами та монтажними зварними швами в місці опирання.

Підкрівляні ферми (варіант “а”) мають трапецивату форму. Ширина поперечного перерізу 500 мм. Армуються ферми зварними просторовими каркасами з арматури класу А400С (з, д).

У нижньому поясі (варіант “а”) чи у косцях (варіант “б”) встановлюється попередньо напружувана арматура класів

A600...A1000, Вр1200...Вр1500, К1400, К1500 (*в, е*). Опорний переріз прямокутний завширшки 500 мм, висота 600 мм. В приопорних вузлах додатково встановлюються сітки і стержні, приварені до закладних деталей. Виготовляють підкрюквяні ферми з бетону класів С25/30...С35/40.

Зусилля у підкрюквяних фермах визначають від зосередженого навантаження, прикладеного в середньому вузлі (від реакції кроквяних конструкцій), і навантаження від крайнього ряду плит

### **Розрахунок:**

1. Розрахунок навантаження на ферму.
2. Визначення геометричних характеристик конструкції.
3. Визначення зусиль в елементах ферми.
4. Розрахунок перерізів елементів ферми за першою групою граничних станів.
5. Розрахунок нижнього поясу ферми за другою групою граничних станів.

### **3.16. Стінові панелі**

Стінові панелі є огорожуючими конструкціями в каркасних будівлях. Вони поділяються на 2 групи: панелі для опалюваних будівель – плоскі одношарові з легких бетонів завтовшки 160...300 мм; тришарові завтовшки 200...300 мм, що складаються з двох залізобетонних плит та шару утеплювача між ними; панелі для неопалюваних будівель – одношарові залізобетонні завтовшки 70 мм. Виготовляють плити довжиною 6 м (висота 0,9; 1,2; 1,5; 1,8м) або 12 м (висота 1,2; 1,8; 2,4 м). Плити завдовжки 12 м є ребристими попередньо напруженими; висота поздовжніх ребер 300 мм, поперечних – 130 мм, полиці – 30 мм.

Плоскі панелі армують просторовими каркасами з арматури А400С (поздовжні стержні), Вр-І, В500 (поперечні стержні). У поздовжніх ребрах ребристих попередньо напружених панелей встановлюють арматуру класів А600...А1000, а також зварні каркаси з арматури класів А240С, А400С (поздовжні стержні), Вр-І, В500

(поперечні стержні). Такі зварні каркаси встановлюють у поперечних ребрах. Полиця панелі армується зварною сіткою з дроту класу Вр-І, В500.

До колон стінові панелі кріпляться зварюванням закладних деталей. Горизонтальні та вертикальні шви замоноличуються.

### Розрахунок:

1. Визначення навантаження, що діє на стінову панель від дії вітру (активна та пасивна складові), власної ваги, застклення.
2. Визначення внутрішніх зусиль (згинальних моментів та поперечних сил) у горизонтальній та вертикальній площинах.
3. Розрахунок поздовжньої арматури на дію загального згинального моменту.
4. Розрахунок полиці ребристої плити на дію місцевого згинального моменту від дії вітрового навантаження.
5. Аналогічні розрахунки провести для трьох стадій: експлуатації, транспортування, монтажу.

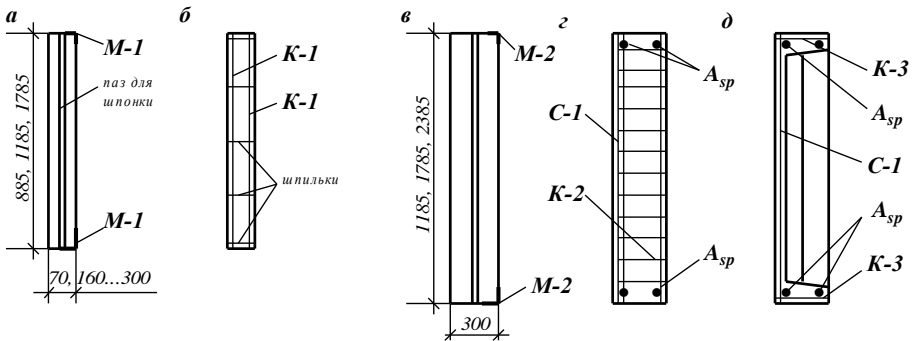


Рис. 3.25 – Конструювання стінових панелей

### 3.17. Фундаментні балки

Фундаментні балки застосовують у будівлях каркасного типу для опирання стін. Залежно від кроку колон фундаментні балки виготовляють завдовжки 6 або 12 м. Для кроку колон 6 м фундаментна балка має тавровий поперечний переріз заввишки 400 мм, з шириною полиці 300, 400, 520 мм, ширина ребра 200, 250 мм,

висота полиці 100 мм. Для кроку колон 12 м фундаментна балка трапециеватого перерізу заввишки 400, 600 мм, ширина перерізу внизу 240 мм, зверху 300, 400 мм. Виготовляють балки з бетону класів С12/15, С20/25, С25/30.

Армують балки зварними каркасами з арматури класів А400С (поздовжні стержні), А240С, В500, Вр-І (поперечні стержні). У балках завдовжки 12 м в нижній частині перерізу додатково встановлюють попередньо напружену арматуру класу А600. В припорній ділянці такої балки встановлюється додаткова гнута сітка для забезпечення міцності та тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

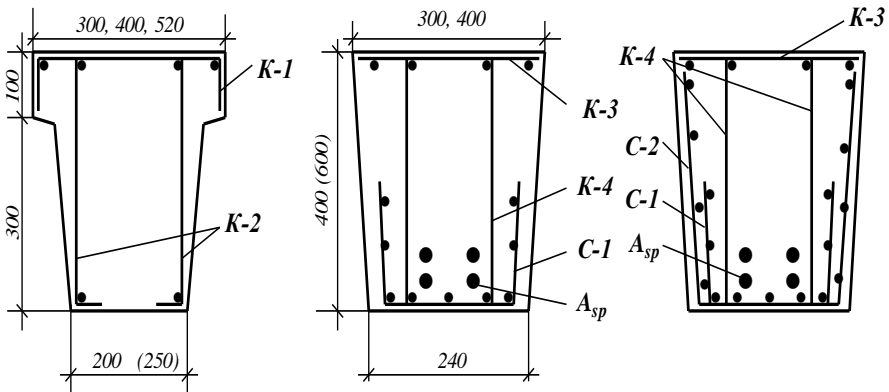


Рис. 3.26 – Армуння фундаментних балок

### Розрахунок:

1. Збір навантаження на фундаментну балку від власної ваги та частини стіни, що навантажує фундаментну балку.
2. Визначення внутрішніх зусиль - згинального моменту та поперечної сили.
3. Розрахунок поздовжньої арматури фундаментної балки.
4. Розрахунок поперечної арматури балки за нахиленими перерізами.
5. Розрахунок прогинів.
6. Розрахунок ширини розкриття тріщин в нормальних перерізах.
7. Розрахунки провести для періоду зведення будівлі, експлуатації.

### 3.18. Стрічкові фундаменти

Найчастіше стрічкові фундаменти зустрічаються при будівництві житлових та громадських будівель з тримкими чи самотримкими стінами (а). Залізобетонні стрічкові фундаменти виконують збірними або монолітними. Збірні фундаменти виконуються з блоків-подушок та фундаментних блоків. Блоки-подушки бувають прямокутного чи, найчастіше, трапецюватого перерізу. Подушки і фундаментні блоки вкладають суцільною смугою вздовж стіни. Стрічкові фундаменти навантажені рівномірно по всій довжині і тому ширина їх постійна.

Стрічкові фундаменти під колони (б) виконують окремими чи перехресними стрічками таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Вони бувають збірними або частіше монолітними. Зосереджені навантаження зверху від колон і реактивний тиск ґрунту знизу спричиняють згинання стрічок у поздовжньому напрямку, тому такі фундаменти подібні до нерозрізних балок з опорами-колонами. Поздовжнє армування подвійне і визначається розрахунком стрічки на згинання. У прольотах робоча арматура встановлюється зверху, а під колонами – в нижній частині. Стрічки армують вертикальними зварними чи в'язаними каркасами по 2...4 у ребрі. Полицю армують по ширині стрічкового фундаменту. Робочою є поперечна арматура, визначена з розрахунку полиці як консолі на місцеве згинання. Розрахунок фундаменту ведеться як для балки на пружній основі.

#### **Розрахунок стрічкових фундаментів під стіни:**

1. Визначення навантаження, що діє на фундамент.
2. Визначення глибини закладання фундаменту.
3. Визначення внутрішніх зусиль - згинальних моментів та поперечних сил.
4. Розрахунок фундаментної подушки у поперечному напрямку за згинальним моментом.
5. Визначення висоти подушки за міцністю на дію перерізуючої сили.
6. Визначення товщини фундаментного блоку за розрахунком на дію поперечної сили.

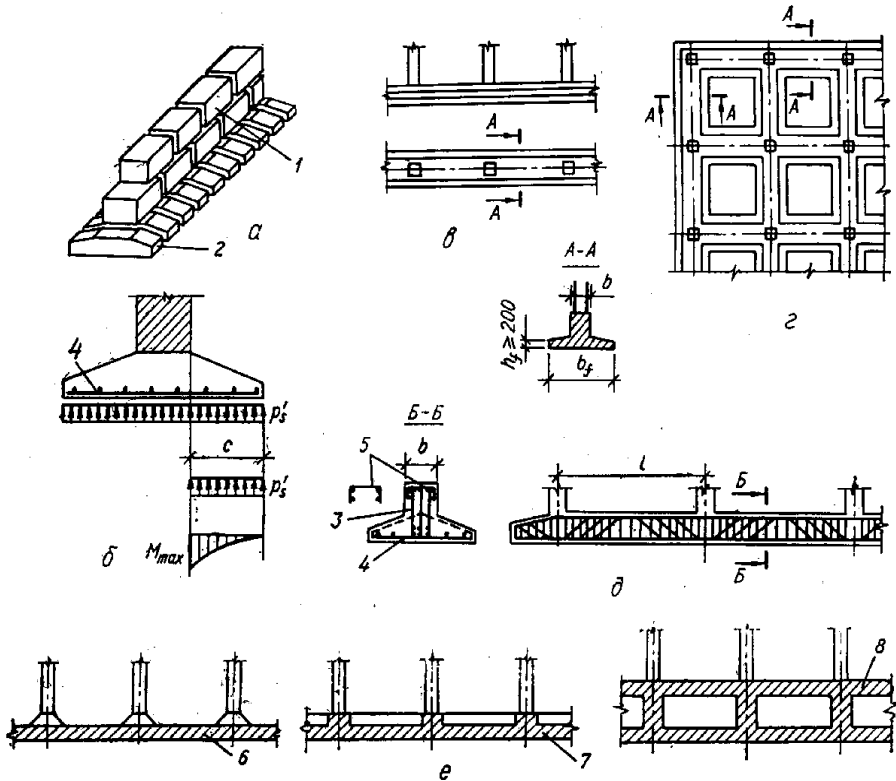


Рис. 3.27 – Стрічкові та суцільні фундаменти:  
 а – під стіни; б – армування та розрахункова схема фундаменту;  
 в – окремі стрічки; з – перехресні стрічки; д – армування;  
 е – монолітні суцільні фундаменти; 1 – фундаментні блоки;  
 2 – блоки-подушки; 3 – зварні каркаси; 4 – плоскі зварні каркаси;  
 5 – коритоподібні гнуті зварні сітки; 6 – плитний безбалковий;  
 7 – плитний ребристий; 8 – коробчастий

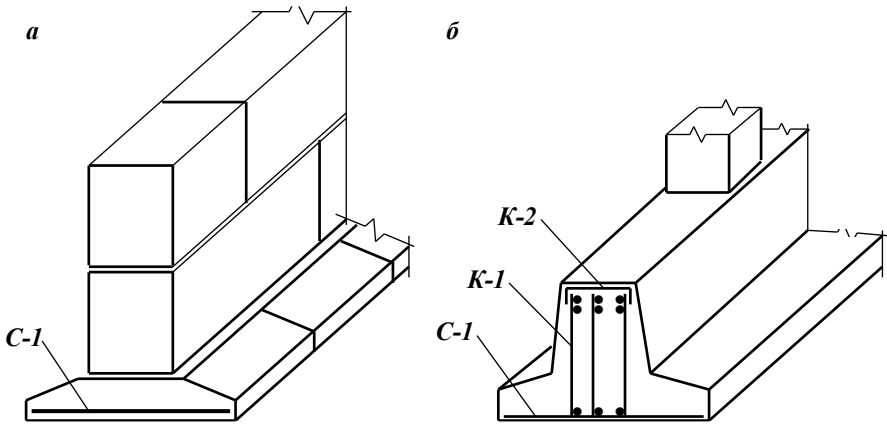


Рис. 3.28 – Конструювання стрічкових фундаментів

### 3.19. Тришарнірі рами каркасу сільськогосподарських будівель

Такі рами застосовують для прольотів 12, 18 та 24 м. Вони складаються з двох частин – Г-подібних піврам, які з'єднуються посередині прольоту.

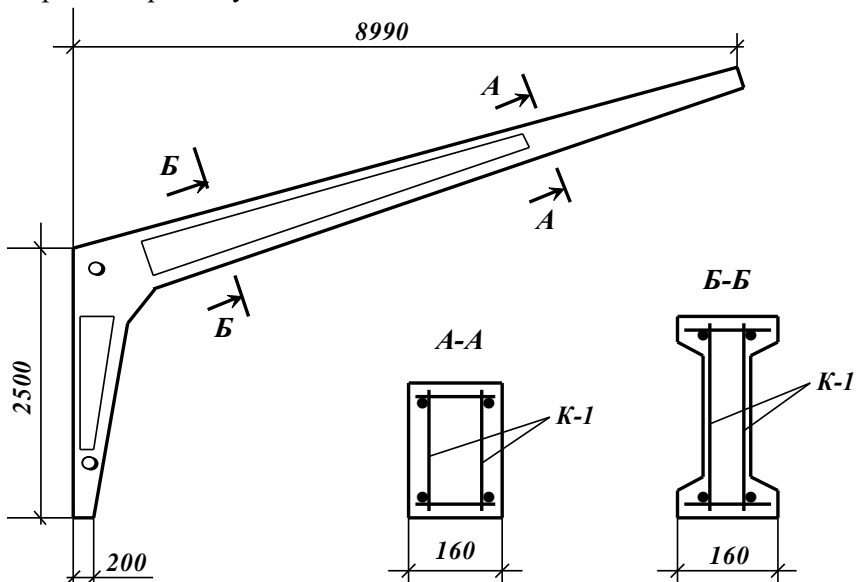


Рис. 3.29 – Армування рам сільськогосподарських будівель

Розпір від рам сприймається фундаментами.

Для спрощення технології виготовлення і транспортування складових частин рам сільськогосподарських будівель часто виконують розрізку піврам на окремі стояк та ригель. В процесі монтажу доводиться виконувати укрупнювальний стик, що збільшує трудозатрати, потребує додаткових заходів антикорозійного захисту металу у вузлі.

Поперечні перерізи стояків та ригелів рам бувають прямокутні та таврові. Перевагу віддають тавровим перерізам, оскільки вага таких конструкцій менша на 33%, транспортні затрати менші в 2 рази.

Рами проектують під навантаження 7,5; 13,5; 15 кН/м і виготовляють з бетону класу С20/25, армують зварними каркасами зі сталі класу А400С. При більшому навантаженні застосовують попередньо напружану арматуру.

Поперечні стержні встановлюють з кроком  $10d$  ( $d$  - діаметр поздовжньої арматури).

### Розрахунок:

1. Розрахунок навантаження, що діє на раму, за двома варіантами: симетричне та несиметричне при сніговому навантаженні на одній піврамі.
2. Визначення геометричних характеристик елементів рами.
3. Визначення внутрішніх зусиль -  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , побудова епюр.
4. Розрахунок перерізів за першою групою граничних станів.
5. Перевірка на стійкість ригеля у горизонтальній та вертикальній площинах.

### 3.20. Поперечні рами з монолітного залізобетону

Рами з монолітного залізобетону бувають одно- та багатопролітні; з прямолінійним (прольотом 12...15 м), ламаним (прольотом 16...17 м) або криволінійним (проліт до 24 м) ригелем. Покриття в такій будівлі часто виконують ребристим монолітним разом із ригелями.

З'єднання стояків з фундаментами може бути шарнірним або жорстким. Шарнірне з'єднання зменшує зусилля у фундаментах але збільшує його у ригелях, тому застосовують його при слабких ґрунтах.

Ригелі рам працюють як згинальні елементи, стояки – позакентровано стиснуті. Поперечний переріз ригелів прямокутний або тавровий, переріз стояків найчастіше прямокутний.

Виготовляють рами з бетону класів С12/15...С25/30, Армують зварними сітками, зварними чи в'язаними каркасами з арматури класу А240С, А400С.

Армується ригель з врахуванням защемлення на опорі. Стояк армують як позакентровано стиснутий, частину стержнів заводять у ригель.

Вузли рам забезпечують їх монолітність та незмінюваність, тому вони підсилюються вутами і армуються додатково поздовжніми стержнями.

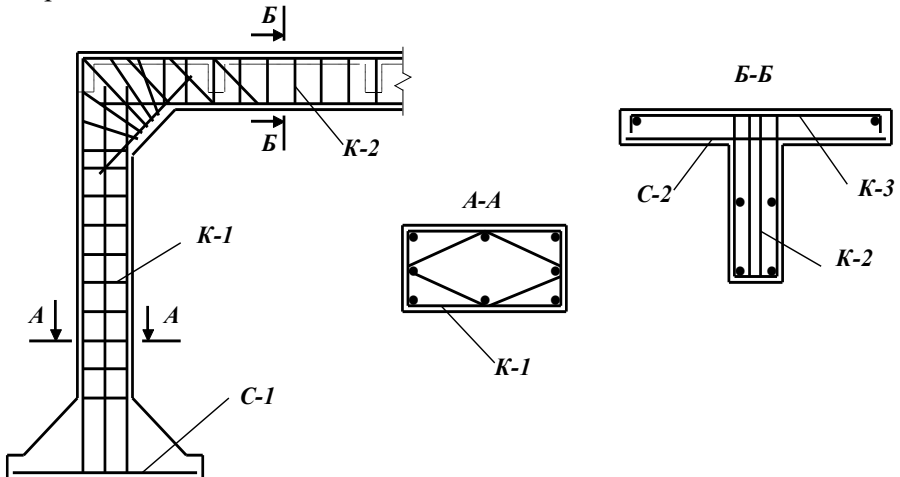


Рис. 3.30 – Армування монолітних рам

### Розрахунок:

1. Збір навантаження, що діє на раму.
2. Визначення геометричних характеристик рами.
3. Визначення внутрішніх зусиль у перерізах рами та побудова епюр  $M$ ,  $N$ ,  $V$ .
4. Розрахунок ригеля рами.
5. Розрахунок стояка рами.
6. Розрахунок вузлів рами.

### Запитання для самоконтролю:

1. Які плити застосовують у покриттях промислових будівель?
1. Що спільного та відмінного у ребристих плитах П-подібного і 2Т-подібного перерізу?
2. Від чого залежить навантаження на плиту покриття?
3. Який розрахунковий переріз ребристої плити?
4. У чому полягає розрахунок ребристих плит за граничними станами другої групи?
5. Пояснити поняття «Плита типу "КЗС"».
6. Для яких прольотів у покриттях застосовують балки і чому?
7. Пояснити переваги двосхилих балок покриття.
8. Пояснити конструювання приопорних ділянок балок покриття.
9. Де застосовують найчастіше гратчасті балки, які їх переваги?
10. Пояснити поняття «вут». Для чого їх передбачають?
11. Для яких прольотів у покриттях застосовують ферми і чому?
12. Чому відстань між вузлами верхнього поясу ферм 3м?
13. Яка різниця між фермами сегментними та безкісцевими?
14. Які особливості розрахунку безкісцевих ферм?
15. На які прольоти можна застосувати залізобетонну арку?
16. Яке конструювання залізобетонної арки?
17. Як можна сприймати розпір у залізобетонній арці?
18. Чому верхній пояс арки можна виконувати складеним? Яке його армування?
19. Як розрахувати та законструювати стягель арки?
20. Як працює крайня колона каркасу одноповерхової промислової будівлі?
21. Як працює середня колона каркасу одноповерхової промислової будівлі?
22. У чому особливість розрахунку двовіткової колони?
23. Як законструювати консоль колони?
24. Які конструктивні особливості при проектуванні фундаменту?
25. На які комбінації зусиль виконують розрахунок фундаменту?
26. Проектування підкранових балок завдовжки 6м та 12 м.
27. Як законструювати підкранову балку? Де встановлюють попередньо напружену арматуру?
28. Коли є потреба у застосуванні підкроквяних конструкцій?
29. Проектування стінових панелей.
30. Для чого застосовують фундаментні балки?
31. Застосування стрічкових фундаментів для каркасних будівель.

### Тема 4. Тонкостінні просторові покриття

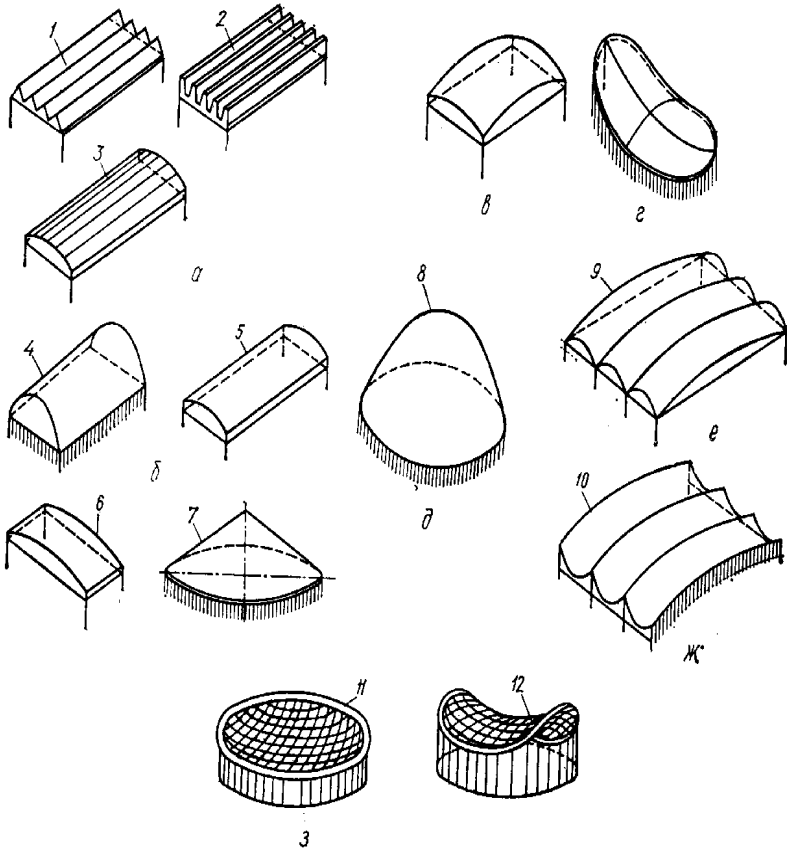


Рис. 4.1 – Схеми тонкостінних просторових конструкцій покриттів:  
*a* – призматичні складки; *б* – оболонки нульової гаусової кривини;  
*в* – те ж, додатної; *г* – те ж, від’ємної; *д* – оболонки з вертикальною віссю обертання; *е* – оболонки з горизонтальною віссю обертання;  
*ж* – гіперболічні оболонки; *з* – висячі конструкції; 1 – балкова складка з трикутним поперечним перерізом; 2 – те ж, з трапецієподібним;  
 3 – те ж, зі склепінчастим; 4 – склепіння-оболонка; 5 – довгі циліндричні оболонки; 6 – те ж, короткі; 7 – конічна оболонка;  
 8 – купол; 9 – бочарні склепіння; 10 – гіперболічні оболонки;  
 11 – опорне кільце; 12 – контурна балка

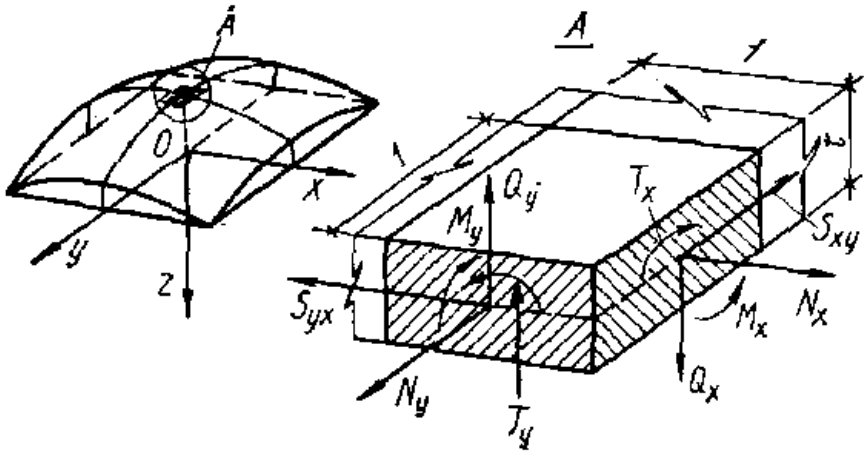


Рис. 4.2 – Поверхня оболонки та зусилля, що діють у ній:  
 $N_x, N_y$  – нормальні зусилля;  $S_{xy}, S_{yx}$  – зсувні зусилля;  
 $M_x, M_y$  – згинальні моменти;  $Q_x, Q_y$  – поперечні сили;  
 $T_x, T_y$  – крутні моменти

Для положистих оболонок безмоментний напружений стан виражається рівнянням:

$$\rho_y \frac{d^2 \varphi}{dx^2} + \rho_x \frac{d^2 \varphi}{dy^2} - 2\rho_{xy} \frac{d^2 \varphi}{dxdy} = -(g + s),$$

де  $g, s$  – розподілене постійне і снігове навантаження, нормальне до поверхні оболонки.

Функція напружень  $\varphi(x, y)$  зв'язана з внутрішніми зусиллями оболонки умовами:

$$N_x = \frac{d^2 \varphi}{dy^2}; \quad N_y = \frac{d^2 \varphi}{dx^2}; \quad S_{xy} = -\frac{d^2 \varphi}{dxdy}.$$

Кривина поверхні  $\rho_x; \rho_y$  в напрямку  $0x$  і  $0y$  і кривина кручення поверхні  $\rho_{xy}$  визначаються із залежностей:

$$\rho_x = \frac{d^2 z}{dx^2}; \quad \rho_y = \frac{d^2 z}{dy^2}; \quad \rho_{xy} = \frac{d^2 z}{dxdy}.$$

Повний напружений стан виражається умовою:

$$-D \frac{d^2 \omega}{dx^4} + \rho_x N_x + \rho_y N_y + 2\rho_{xy} S_{xy} = -(g + s),$$

де  $D$  – циліндрична жорсткість оболонки при згині,

$$D = \frac{EI}{1-\nu^2} \approx E \frac{t^3}{12};$$

$t$  – товщина оболонки;  $\nu = 0,2$  – коефіцієнт Пуассона для бетону.

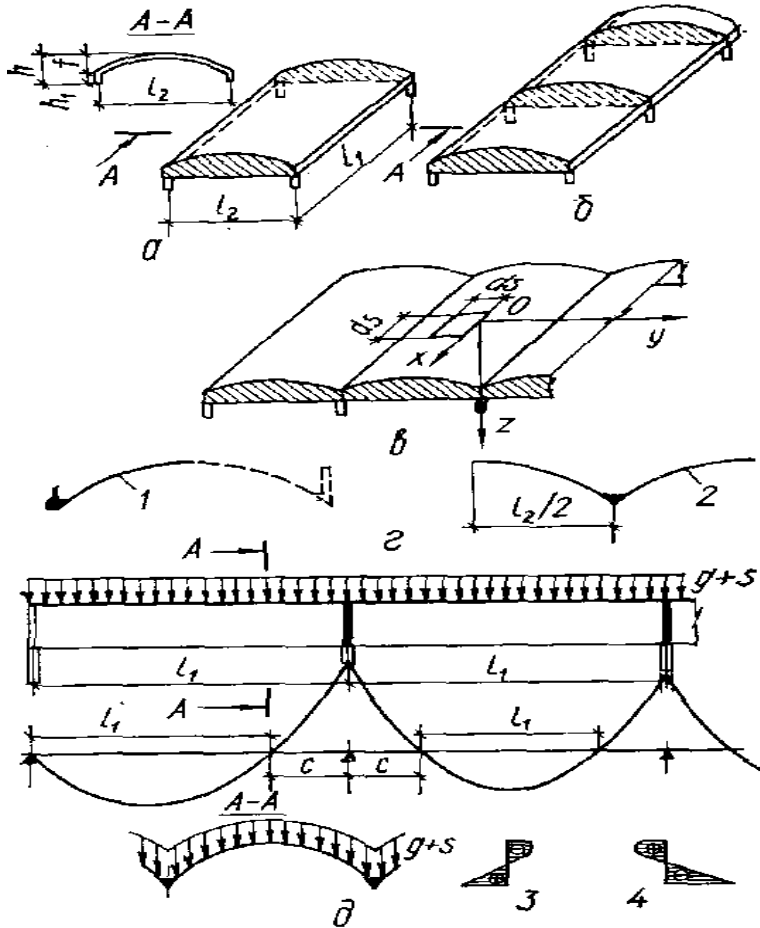


Рис. 4.3 – Типи циліндричних оболонок:  $a$  – однопролітна;  $b$  – багатопролітна;  $v$  – багатохвилюва;  $z$  – розрахункові схеми крайніх та середніх хвиль багатопролітних оболонок;  $d$  – епюра згинальних моментів багато пролітних оболонок;  $1$  – крайня напівхвиля;  $2$  – середня хвиля;  $3$  – епюра нормальних напружень в прольоті;  $4$  – епюра нормальних напружень під діафрагмою

#### 4.1. Довгі циліндричні оболонки

Довгі оболонки мають розміри прольотів  $(20...30 \text{ м}) \times (6; 12 \text{ м})$ . Ці оболонки складаються з плити, діафрагм, бортових елементів. Вони можуть бути однопролітними та багатопролітними, однохвильовими та багатохвильовими, збірними ребристими (рис. 4.4) та монолітними гладкими (рис. 4.5). Плита оболонки має товщину не меншу за 50 мм – для монолітних, або не меншу за 30 мм – для збірних плит. Бортовий елемент найчастіше прямокутного поперечного перерізу або кутового. Діафрагма буває у вигляді суцільної балки, ферми, арки і сприймає тиск від оболонки, забезпечує її жорсткість у поперечному напрямку, передає навантаження на колони.

Виготовляють оболонки з бетону класів C16/20...C25/30. Армують довгу оболонку попередньо напруженою арматурою класів Вр1200...Вр1500, К1400, К1500, яка розташовується у бортових елементах. Пливу оболонки по всьому полю армують зварними рулонними сітками з арматури класу Вр-I, В500. Ділянку плити, що знаходиться вздовж діафрагми, армують додатковою сіткою або окремими стержнями класу А240С, А400С. У кутах оболонки встановлюють похилу арматуру.

#### Розрахунок:

1. Розрахунок зовнішнього навантаження на оболонку.
2. Розрахунок оболонки у поперечному напрямку, як елементарної смужки, вирізаної по її довжині. Визначення внутрішніх зусиль: зсувних зусиль та поперечних згинальних моментів. Розрахунок робочої арматури.
3. Розрахунок оболонки у поздовжньому напрямку як балки криволінійного перерізу. Розрахунок робочої арматури.
4. Статичний розрахунок діафрагм на навантаження від власної ваги та зусиль зсуву, що передаються з оболонки.
5. Розрахунок оболонки за граничними станами другої групи.

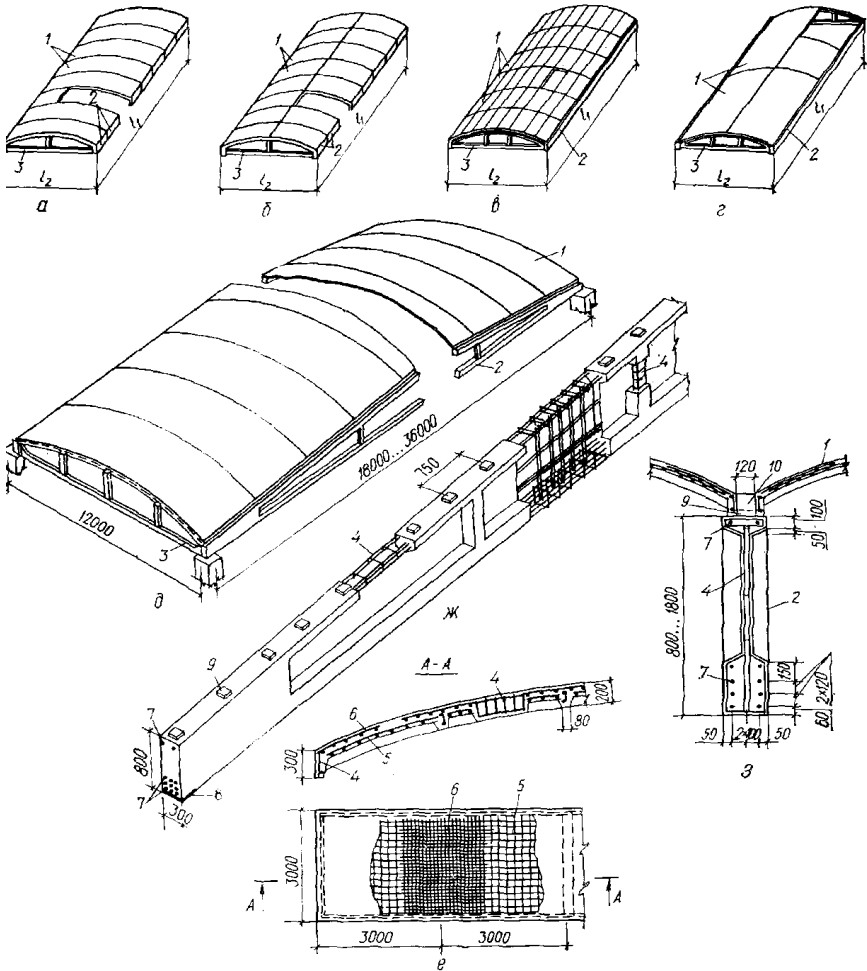


Рис. 4.4 – Довгі циліндричні оболонки: *а* – зі збірних криволінійних ребристих панелей з бортовими елементами; *б* – зі збірних криволінійних ребристих панелей з бортовими елементами; *в* – зі збірних ребристих чи гладких панелей, бортових балок і діафрагм; *г* – зі збірних криволінійних панелей великих розмірів, бортових балок і діафрагм; *д* – загальний вигляд збірно-монолітної оболонки; *е* – панель; *ж* – бортовий елемент; *з* – опирання панелей на бортовий елемент; 1 – панель; 2 – бортовий елемент; 3 – стягелъ діафрагми; 4 – зварний каркас; 5 – зварна сітка нижня; 6 – сітка верхня; 7 – напружена арматура; 8 – закладна деталь для кріплення діафрагми до колони; 9 – бетонні виступи на верхньому поясі бортового елемента; 10 – бетон замонолічування

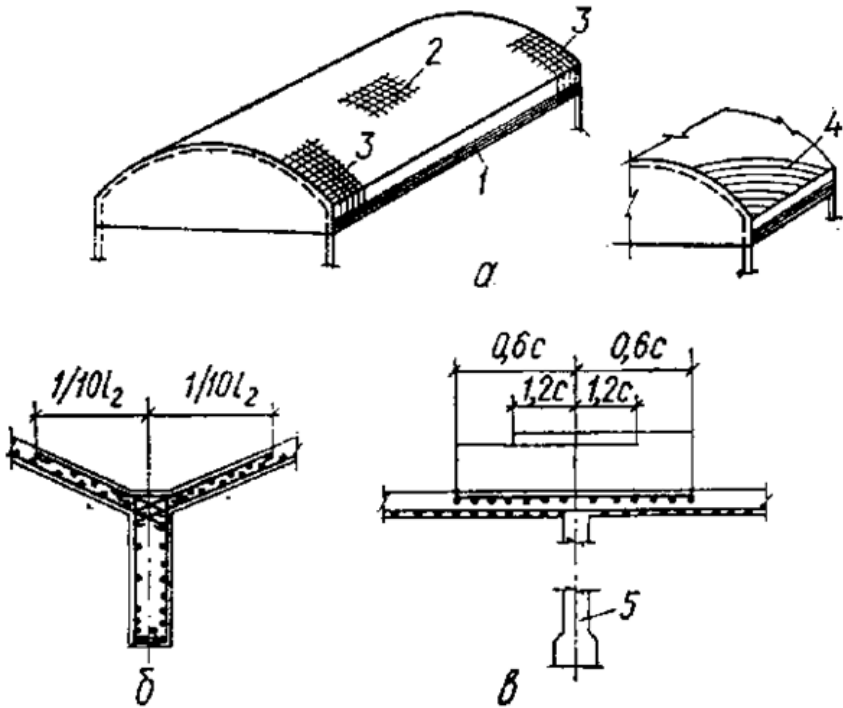


Рис. 4.5 – Схема армування монолітної довгої оболонки:  
*a* – оболонка; *б* – бортовий елемент; *в* – армування опорної зони над середньою діафрагмою; 1 – основна робоча арматура; 2 – основна сітка оболонки; 3 – додаткові опорні сітки; 4 – додаткова похила арматура; 5 – діафрагма

## 4.2. Короткі циліндричні оболонки

Короткі оболонки мають розміри прольотів (8...12 м)×(12...30 м). Ці оболонки складаються з плити, діафрагм, бортових елементів. Вони можуть бути однопролітними та багатопролітними, однохвильовими та багатохвильовими, гладкими та ребристими. Плита оболонки має товщину не меншу за 30 мм – для збірних плит (рис. 4.6) або не меншу за 50 мм – для монолітних (рис. 4.7). Бортовий елемент найчастіше прямокутного поперечного

перерізу або кутового; при розрахунках вважають, що бортові елементи належать оболонці і працюють разом з нею.

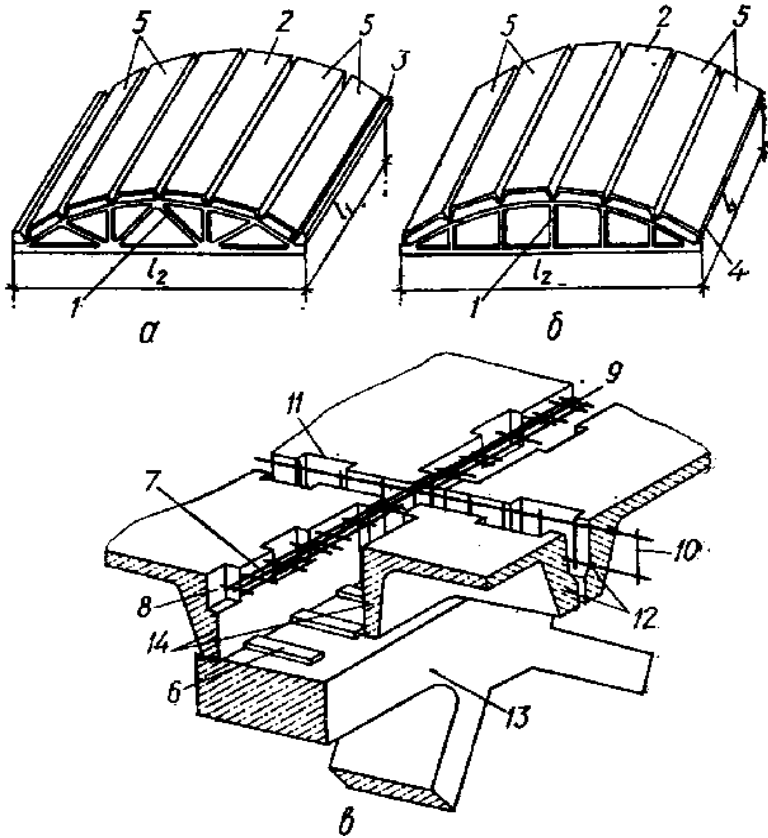


Рис. 4.6 – Коротка збірна оболонка (коротка призматична складка):  
*a* – оболонка з бортовими елементами; *б* – оболонка без бортових елементів; *в* – спряження плит з діафрагмою з комплексним перерізом верхнього поясу; 1 – діафрагма; 2 – ребриста плита; 3 – бортовий елемент; 4 – поздовжнє ребро плити, що виконує роль бортового елемента; 5 – крайні грані складки (оболонки); 6 – бетонні виступи на верхньому поясі діафрагми; 7 – стержень, що армує комплексний переріз; 8 – пази на торцевих ребрах плит; 9 – випуски зварних сіток з торцевих ребер плит; 10 – каркас у поздовжньому шві між плитами над діафрагмами; 11 – пази на поздовжніх ребрах плит; 12 – поздовжні ребра плит; 13 – верхній пояс діафрагми; 14 – торцеві ребра плит



Діафрагма виконується у вигляді ферми, арки і сприймає тиск від оболонки, забезпечує її жорсткість у поперечному напрямку, передає навантаження на колони.

Виготовляють оболонки з бетону класів С16/20...С25/30. Пливу оболонки по всьому полю армують зварними рулонними сітками з арматури класу Вр-І, В500. Ділянку плити, що знаходиться вздовж діафрагми та бортових елементів, для забезпечення нерозрізності у верхній частині її, армують додатковою сіткою або окремими стержнями з арматури класу А240С, А400С.

### **Розрахунок:**

1. Розрахунок навантаження, що діє на оболонку.
2. Призначення розмірів оболонки з конструктивних міркувань.
3. Розрахунок оболонки у напрямку меншого прольоту як балки криволінійного перерізу.
4. Розрахунок оболонки в напрямку більшого прольоту як статично визначеної діафрагми з плитою, що прилягає до неї.
5. Розрахунок бортових елементів.
6. Розрахунок оболонки на стійкість.

### **4.3. Оболонки додатної гаусової кривини**

Такі оболонки є поверхнями переносу, що утворюються методом паралельного переміщення кривої по дузі іншої кривої. Вони бувають однопрольотні, багатопрольотні, монолітні, збірні. По контуру оболонки оперті на діафрагми (арки, ферми, балки, криволінійні контурні бруси), проліт яких може становити 18...36 м. Товщина монолітної оболонки від 50 мм (посередині прольоту) до 120 мм по периметру кола, у кутах до 220 мм. Збірні плити розмірами 3×3, 3×6, 1,5×6 – плоскі; 3×6, 3×12 – циліндричні – завтовшки 30...50 мм, висота ребер 200 мм.

Армують оболонку конструктивною зварною сіткою з дроту Вр-І, В500 по всьому полю. У місцях, де головні розтягувальні напруження перевищують границю міцності бетону при розтягу, розтягувальні зусилля сприймаються додатковими косими стержнями у кутах. Приконтурні зони потовщують і залежно від місцевих

згинальних моментів армують окремими стержнями або сітками з поперечною робочою арматурою. У випадку збірної оболонки, щоб не вводити додаткові типи плит у кутах, де виникають розтягуючі зусилля, встановлюють додаткову арматуру по верху плит, а потім укладають шар монолітного бетону.

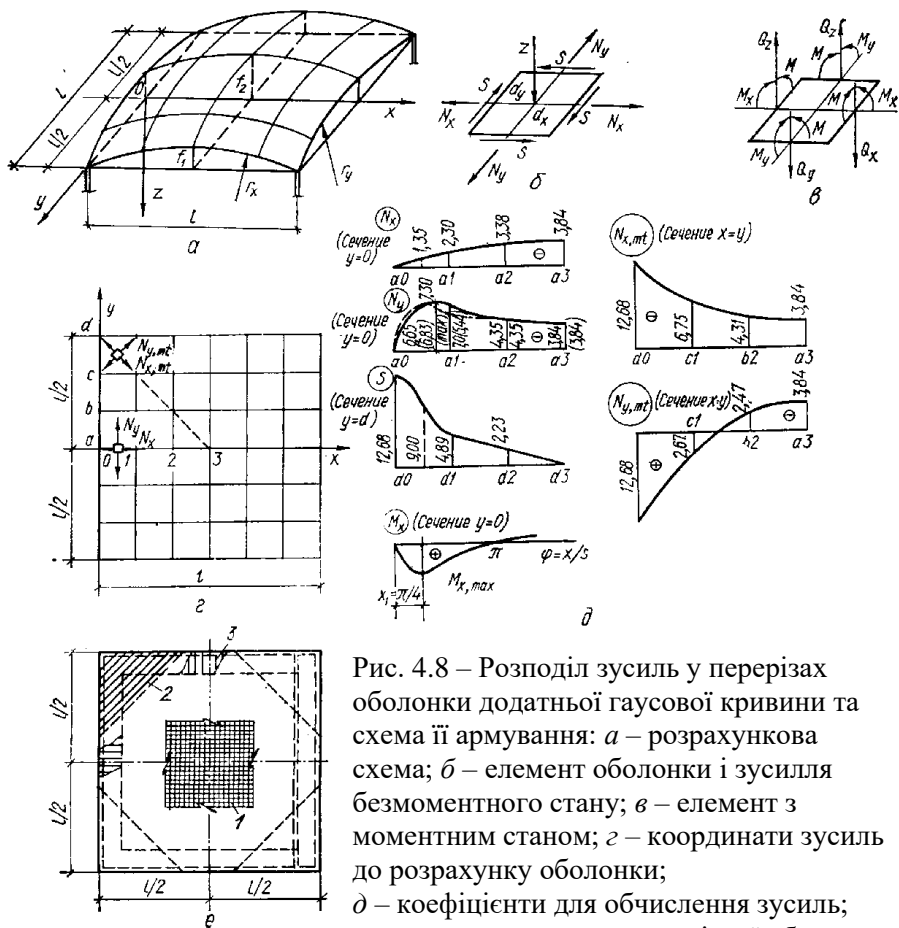


Рис. 4.8 – Розподіл зусиль у перерізах оболонки додатньої гаусової кривини та схема її армування: *a* – розрахункова схема; *b* – елемент оболонки і зусилля безмоментного стану; *в* – елемент з моментним станом; *г* – координати зусиль до розрахунку оболонки; *д* – коефіцієнти для обчислення зусиль; *e* – схема армування монолітної оболонки; 1 – арматура, що сприймає зусилля  $N_x$ ; 2 – арматура, що сприймає зусилля  $N_{y,mt} > f_{ctk}$ ; 3 – арматура, що сприймає моменти  $M_x$

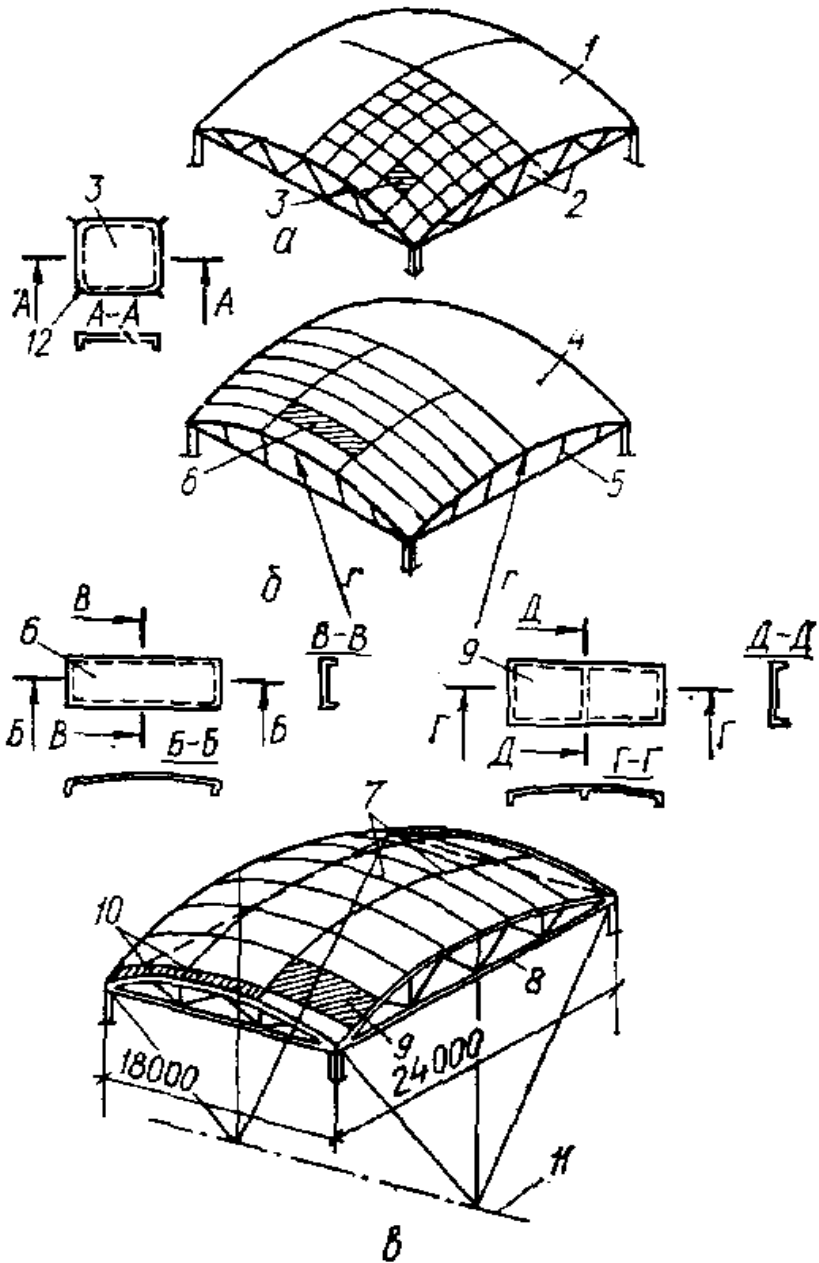


Рис. 4.9 – Конструктивні схеми оболонок додатної гаусової кривини, утворених по поверхнях: *a* – переносу (з плоских елементів  $3 \times 3$  м); *b* – кулі (з циліндричних елементів  $3 \times 12$  м); *в* – обертання (з циліндричних елементів); 1 – поверхня переносу; 2 – вертикальна діафрагма; 3 – схема плоского збірного елемента оболонки; 4 – сферична поверхня; 5 – похила контурна конструкція; 6 – схема циліндричного збірного елемента оболонки; 7 – поверхня з горизонтальною віссю обертання; 8 – сегментна ферма з трикутною решіткою; 9 – схема типового збірного елемента крайнього поясу оболонки; 10 – добірні приконтурні елементи; 11 – вісь обертання; 12 – випуски арматури

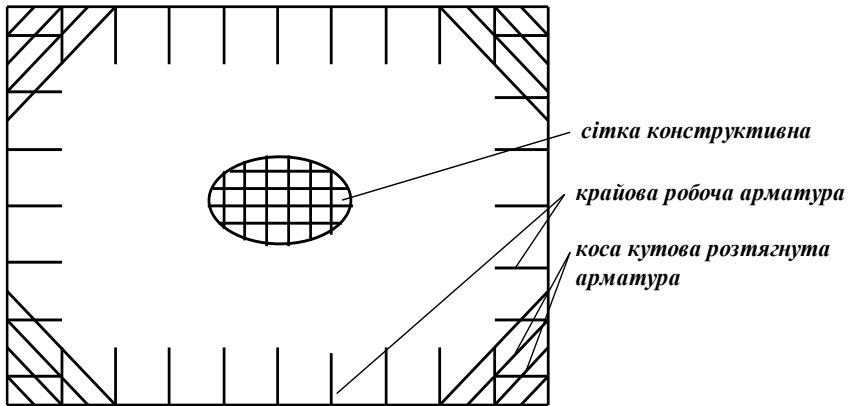


Рис. 4.10 – Принципова схема армування оболонки

Діафрагми оболонок армують залежно від виду конструкції. Нижні пояси ферм, стягелі арок, розтягнуту зону балок армують попередньо напружуваною арматурою. Інші елементи армують зварними каркасами з арматури класу А400С. Виготовляють з бетону класів С16/20...С25/30.

### Розрахунок:

1. Визначення навантаження, що діє на оболонку.
2. Визначення нормальних та зсувних зусиль.

3. Визначення згинальних моментів у приопорних зонах.
4. Розрахунок діафрагм на дію зсувних зусиль як статично визначених.
5. Розрахунок оболонки на стійкість.

#### 4.4. Оболонки від'ємної гаусової кривини

Оболонки від'ємної гаусової кривизни застосовують для покриття громадських, виробничих, промислових будівель, розміри в плані яких 10...70 м і більше. Вони складаються з поверхні оболонки та контурних елементів на краях (балки, ферми, бруси).

Оболонки від'ємної гаусової кривизни бувають двох різновидів:

а) сторони контуру основи паралельні до ліній головних кривин поверхні (оболонки утворені переносом твірної параболі випуклої вгору по направляючій параболі, випуклій вниз);

б) лінії головних кривин поверхні направлені вздовж діагоналей основи (гіпар утворений скручуванням прямокутника або паралелограма, їх краї при цьому лишаються прямими).

Переваги такого виду покриття:

лінійність поверхні, що дозволяє спростити влаштування опалубки, заготовку арматури, оздоблення поверхні;

невелика кількість типорозмірів збірних елементів оболонки;

висока стійкість; хороший водостік; архітектурна виразність.

Недолік: наявність значних розтягуючих зусиль в одному з напрямків.

Покриття може виконуватися з одного гіпара чи з кількох “пелюсток”; за способом зведення – збірне (ребристе) чи монолітне (гладке).

Членування на збірні елементи виконують паралельно до сторін контура. Збірні плити є ребристими, розміри та армування визначаються навантаженнями при монтажі. Для сприйняття зусиль зсуву при бетонуванні стиків збірних плит передбачають шпонки.

Монтаж збірних елементів гіпар ведеться за допомогою сталевого риштування та кондукторів.

Армують гіпари зварними сітками, стержні яких розміщують вздовж твірних і направляючих. Нижні кути можуть підсилюватися косими стержнями, які сприймають головні розтягуючі напруження. При значних розтягуючих зусиллях доцільно використовувати попередньо напружену арматуру, розташовану вздовж кривизни випуклих донизу.

Виготовляють гіпари з бетону класів C16/20...C25/30.

### **Розрахунок:**

1. Визначення навантаження, що діє на оболонку.
2. Визначення нормальних зусиль та розрахунок робочої арматури.
3. Визначення зсувних зусиль.
4. Розрахунок контурних елементів на дію зсувних зусиль як статично визначених.
5. Розрахунок оболонки на стійкість.

## **4.5. Купол**

Купол застосовують для покриття круглих чи полігональних у плані будівель прольотом до 100 м. Поверхня купола утворюється обертанням кривої навколо вертикальної осі. Найчастіше застосовують куполи сферичні з кулястою поверхнею. Опірається купол по всьому периметру або на окремі опори. Купольне покриття складається з оболонки купола (завтовшки від 50 мм в середній частині до 120 мм на краях), нижнього опорного кільця і, часом, верхнього ліхтарного кільця.

Стиснуту частину купола армують конструктивною зварною сіткою (рис. 4.11) (1) з меридіональних та кільцевих дротин діаметром 4...6 мм класу Вр-I, В500 з кроком 150...200 мм.

У зоні прилягання купола до кільця, де виникає приопорний момент, встановлюють додаткову сітку чи окремі стержні діаметром 6...10 мм з кроком до 200 мм (2). Крім того тут встановлюють додаткову кільцеву арматуру (3) для сприйняття розтягуючих зусиль.

Опорне кільце армують зварними або в'язаними каркасами з робочою поздовжньою арматурою (4), а при значних розтягуючих зусиллях попередньо напруженою арматурою (5), навиваючи її по зовнішньому контуру та захищаючи торкретбетоном (6). Ліхтарне кільце, яке є стиснутим, армується лише зварними каркасами.

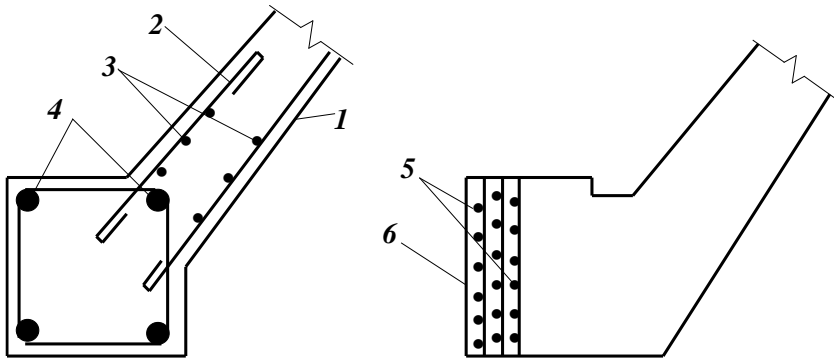


Рис. 4.11 – Армуння купольного опорного кільця

У випадку збірного купола його поверхня членується на окремі елементи. При діаметрі до 40 м розрізка меридіональна на збірні клиноподібні елементи завдовжки 18...20 м, завширшки 3...7 м. Якщо діаметр більше 40 м, то розрізка вертикальна та горизонтальна на трапецеподібні панелі. Ці збірні плити мають лише меридіональну кривизну. Армуються збірні плити зварними сітками з дроту Вр-І, В500, контурні ребра – зварними каркасами з арматури класу А240С, А400С. Виготовляють з бетону класів С16/20...С25/30.

### Розрахунок:

1. Розрахунок навантаження, що діє на купол.
2. Визначення меридіональних та кільцевих зусиль у куполі та розрахунок арматури оболонки купола.
3. Визначення розпору купола та розтягувального зусилля у опорному кільці.
4. Розрахунок робочої арматури кільця.
5. Розрахунок ліхтарного кільця.
6. Визначення згинального моменту у зоні затискання купола в опорному кільці та розрахунок робочої арматури.

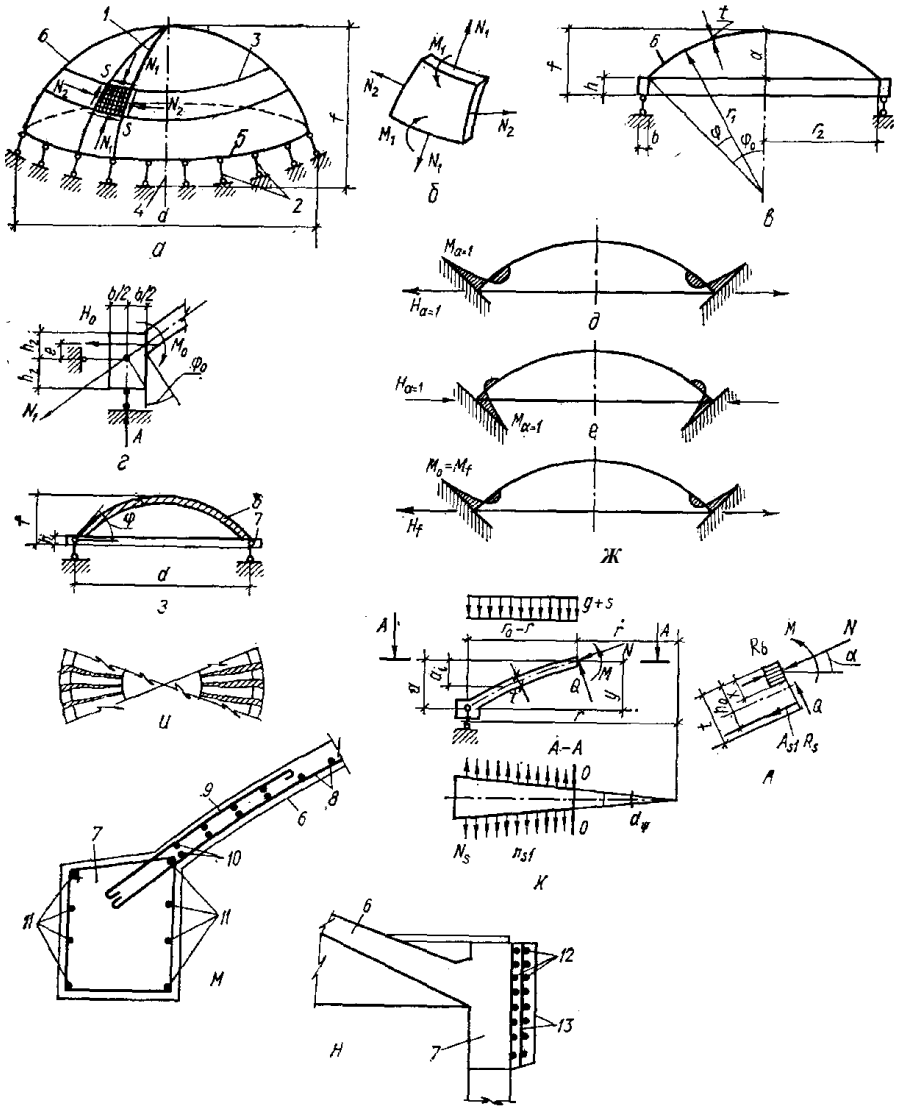


Рис. 4.12 – До розрахунку та армування купола:

*a* – розрахункова схема купола з шарнірно рухомим опиранням по контуру; *б* – схема зусиль; *в* – геометрична схема купола, пружно закріпленого в опорному кільці; *г* – розрахункова схема спряження

оболонки купола з опорним кільцем;  $\delta$  – епюра контурних зусиль в куполі при горизонтальному зміщенні краю купола на одиничну величину;  $e$  – те ж, від радіального зміщення краю купола, при повороті опорного перерізу на одиничний кут;  $жс$  – те ж, при прикладанні до краю купола переміщень від зовнішнього навантаження;  $з$  – поперечний переріз купола при розрахунку за методом граничної рівноваги;  $u$  – схема руйнування;  $к$  – схема зусиль;  $л$  – напружений стан;  $м$  – деталь армування монолітного купола з ненапруженою арматурою опорного кільця;  $н$  – те ж, з попереднім натягом кільцевої арматури; 1 – меридіальний переріз; 2 – тангентальні опори; 3 – кільцевий переріз; 4 – вісь обертання; 5 – крайовий паралельний круг; 6 – купол; 7 – опорне кільце; 8 – основна конструктивна сітка; 9 – додаткова арматура з розрахунку за моментом; 10 – кільцева арматура з розрахунку за розтягуючою поздовжньою силою; 11 – робоча арматура опорного кільця; 12 – напружена арматура; 13 – торкрет-бетон

#### 4.6. Висячі покриття

Висячі покриття (рис. 4.13, 4.14) застосовують для прольотів 36...120 м. Вони складаються з основних конструкцій – вант (1), які перекривають проліт, зовнішнього опорного контуру (2), до якого кріпляться ванти, внутрішнього розтягнутого кільця (3) і оболонки з плит (4).

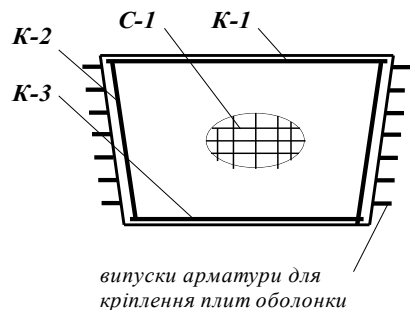
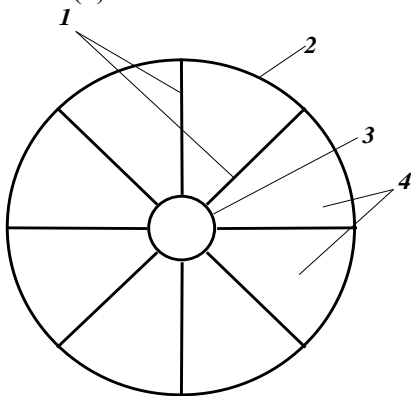


Рис. 4.13 – Конструкція висячого покриття на круглому плані та армування плити покриття оболонки

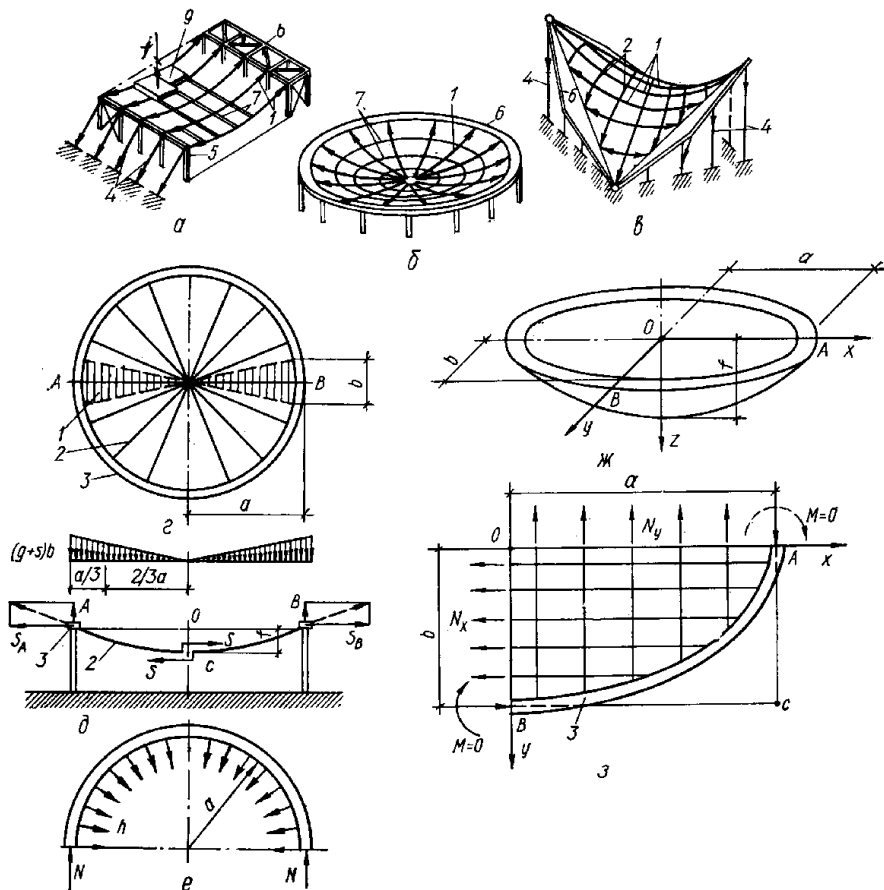


Рис. 4.14 – Вантові покриття: а – однопролітні системи вант на прямокутному плані; б – те ж, на круглому плані; в – те ж, гіперболічного контуру; г – до розрахунку круглого в плані покриття з радіально розташованими вантами; д – розрахункова схема; е – розрахункова схема опорного кільця; ж – до розрахунку еліптичного в плані покриття з ортогонально розташованими вантами; з – розрахункова схема; 1 – провислий вант; 2 – стабілізуючий вант; 3 – розпірка; 4 – відтяжка; 5 – колона; 6 – опорний контур; 7 – балки; 8 – залізобетонна чи армоцементна збірна плита

Система вант може деформуватися при зміні навантаження, тому внутрішні зусилля в оболонці будуть змінними. Щоб забезпечити стабільну роботу оболонки, ванти попередньо напружують. Найефективніші вантові покриття на круглому плані. Виготовляють такі покриття з бетону класів С16/20...С25/30. Для вант застосовують арматуру зі сталі класу А500, А600, А800, арматурні пучки, канати, троси. Плити оболонки завтовшки 25...30 мм окантовані по контуру ребрами заввишки 80...120 мм. Плита армується зварною сіткою С-1, ребра - зварними каркасами К-1, К-2, К-3 зі сталі класів А240С, А400С. Плити кріплять до вант на випусках арматури. Шви замоноличують.

Повне навантаження від покриття сприймають ванти, вони є розтягнутими. Зусилля від вант передається на опорний контур, який працює на стиск (якщо будівля на круглому плані).

**Розрахунок** (для круглого плану):

1. Визначення навантаження, що діє на покриття.
2. Визначення внутрішніх зусиль у вантах та розрахунок їх на міцність.
3. Визначення стискувальних зусиль у опорному кільці та розрахунок робочої арматури.
4. Розрахунок опорного кільця на зсув, висмикування вант, перекидання.
5. Розрахунок оболонки за другою групою граничних станів на стадії виготовлення та експлуатації.

#### 4.7. Склепіння

Склепіння застосовують для покриття виробничих та громадських будівель. Вони можуть мати циліндричний, хвилястий, трапецеватий чи трикутний (рис. 4.15, а, б) переріз завдовжки 2...3 м при прольотах до 100 м. Опорами можуть бути стіни, колони або фундаменти. Обрис склепіння виконують по дузі кола, по параболі, по

інших кривих, що близькі до кривої тиску від постійного навантаження або по многогранниках, вписаних у відповідні криві.

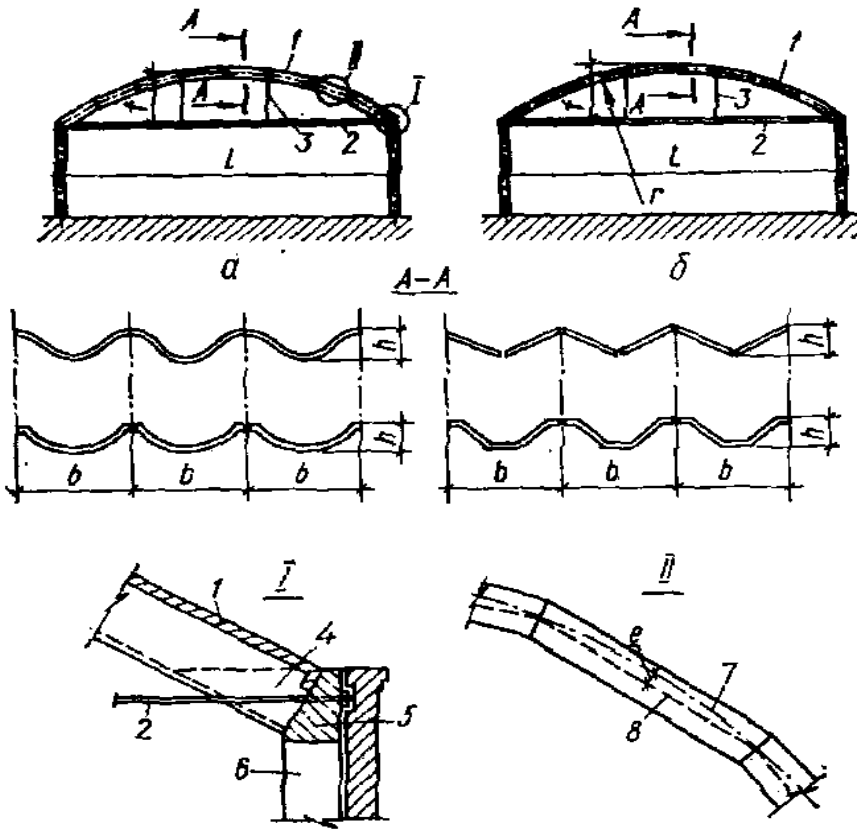


Рис. 4.15 (початок) – Хвилясті склепіння:

- a* – зі збірних криволінійних елементів; *б* – зі збірних прямолінійних елементів; *в* – з панелей-оболонки; *г* – збірна панель; *д* – армування збірної панелі; 1 – збірні елементи; 2 – затяжка; 3 – підвіска; 4 – заповнення пазух; 5 – опорна балка; 6 – колона; 7 – вісь склепіння; 8 – вісь елемента; 9 – стрічковий фундамент; 10 – поздовжнє ребро; 11 – поперечне ребро; 12 – закладні деталі; 13 – стержні поздовжніх ребер; 14 – стержні в нижній частині хвилі; 15 – ромбувата сітка; 16 – каркас поперечного ребра

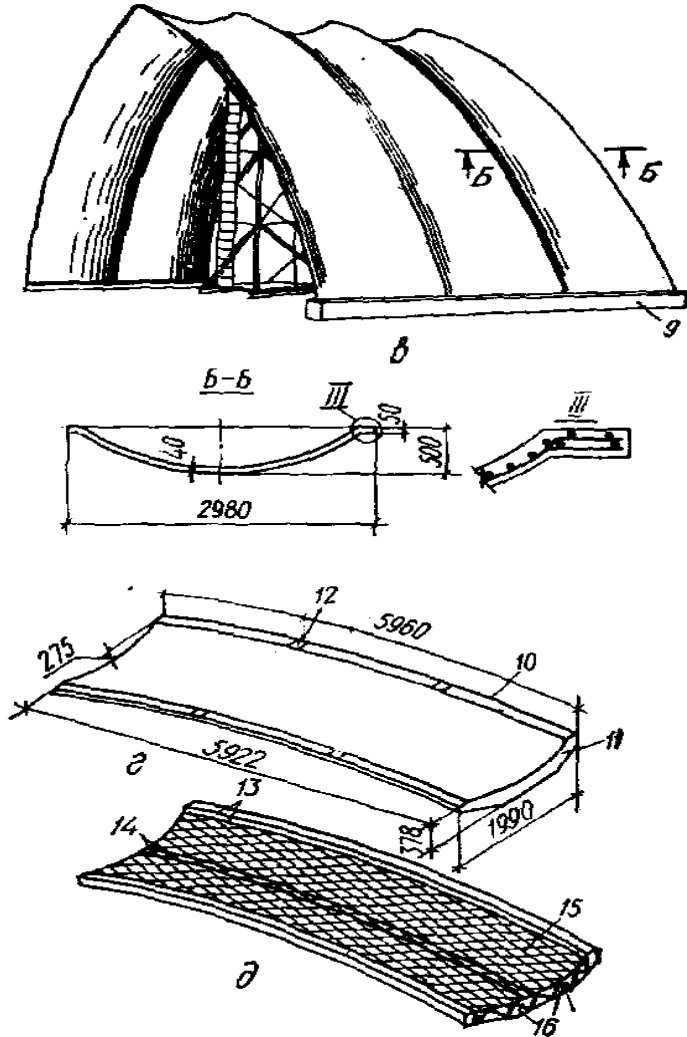


Рисунок 4.15 (продовження) – Хвилясті склепіння: *в* – з панелей-оболонок; *г* – збірна панель; *д* – армування збірної панелі; 1 – збірні елементи; 2 – з'яжка; 3 – підвіска; 4 – заповнення пазух; 5 – опорна балка; 6 - колона; 7 – вісь склепіння; 8 – вісь елемента; 9 – стрічковий фундамент; 10 – поздовжнє ребро; 11 – поперечне ребро; 12 – закладні деталі; 13 – стержні поздовжніх ребер; 14 – стержні в нижній частині хвилі; 15 – ромбувата сітка; 16 – каркас поперечного ребра

Склепіння виконують монолітними або збірними.

Монолітні склепіння як правило циліндричні, а при прольотах понад 12 м з ребрами вздовж прольотів.

Збірні склепіння складчастого профілю виконують з окремих залізобетонних ребристих плит з плоскою полицею або армоцементних панелей-оболонок, що опираються на стіни або на підсклепінчасті опорні ферми чи балки з попередньо напруженим нижнім поясом. Розпір кожної складки сприймається чотирма стяглями (по одному між опорними вузлами, два по гребеню). При прольотах понад 24 м для підтримування стягеля застосовують почіпки.

Плити панелей армують зварними сітками з ромбічними вічками з дроту В500, Вр-І діаметром 3...5мм, ребра – зварними каркасами. Діаметр поздовжніх стержнів каркасів 8...12мм, А400С, поперечних – 3...5мм, клас В500, Вр-І. Пливу армоцементної плити армують тканю сіткою. Панелі з'єднуються зварюванням закладних деталей.

Застосування склепінчастих будівель із панелей повної заводської готовності утеплених і без утеплювача дає можливість сумістити функції стін та покриття, скоротити в 2...2,5 рази кількість монтажних елементів, зменшити трудомісткість будівництва і скоротити строки введення будівлі в експлуатацію.

### **Розрахунок:**

1. Розрахунок зовнішнього навантаження від власної ваги конструкції покриття, снігового навантаження на половині прольоту для однопролітного склепіння, а для багатопролітного склепіння з врахуванням снігових мішків.
2. Визначення внутрішніх зусиль у перерізах склепіння (розпору, згинальних моментів, нормальних та поперечних сил). Розрахунок склепіння в поздовжньому напрямку як однохвильової арки криволінійного чи складчастого поперечного перерізу.
3. Розрахунок склепіння у поперечному напрямку.
4. Перевірка тонкостінних склепінь на стійкість.
5. Розрахунок підсклепінчастих конструкцій на косий згин з крученням.

**Запитання для самоконтролю:**

1. У чому переваги криволінійних тонкостінних покриттів у порівнянні з плоскими?
2. Які конструктивні елементи входять до тонкостінних покриттів?
3. Що застосовують у якості бортового елемента?
4. Що застосовують у якості діафрагм?
5. Що називають Гаусовою кривиною?
6. Охарактеризуйте призматичні складки.
7. Як отримують оболонку нульової гаусової кривини?
8. У чому різниця між довгими та короткими циліндричними оболонками?
9. Як отримують оболонку додатної гаусової кривини?
10. Як отримують оболонку від'ємної гаусової кривини?
11. Що називають гіпарами? Які переваги гіпар?
12. Які внутрішні зусилля виникають в оболонках?
13. Які зусилля передаються на діафрагму?
14. Пояснити конструювання діафрагми.
15. Пояснити конструювання бортового елемента.
16. Пояснити армування оболонки додатної гаусової кривини на квадратному плані.
17. Які зусилля сприймаються додатковими косими стержнями у кутах оболонок?
18. Чому потовщують приконтурні зони оболонок?
19. Які особливості конструювання стиків у збірних оболонках?
20. Як отримати збірне покриття у формі купола?
21. Які зусилля виникають в опорному кільці купола і як його армують?
22. Які зусилля виникають у ліхтарному кільці купола?
23. Які особливості вантових покриттів?
24. Які конструктивні елементи вантових покриттів?
25. Які вантові покриття ефективніші: на круглomu плані чи на прямокутному?
26. Які зусилля виникають у зовнішньому кільці вантового покриття і як його армують?
27. Які зусилля виникають у внутрішньому кільці вантового покриття і як його армують?
28. Які зусилля виникають у вантах?

## Тема 5. Інженерні споруди

### 5.1. Циліндричні резервуари

Резервуари призначені для зберігання води, нафти, технологічних рідин, розчинів тощо. За формою бувають циліндричні та прямокутні в плані, що визначається розрахунком; причому, місткістю до 2...3 тис.м<sup>3</sup> застосовують круглі в плані резервуари (діаметром 6,5; 8; 10; 12; 18; 24; 30; 42 м), а понад 5...6 тис.м<sup>3</sup> – прямокутні в плані. За способом виготовлення резервуари бувають монолітні (рис. 5.1), збірні (рис. 5.2), збірно-монолітні; заглиблені, надземні; з покриттям або відкриті.

Покриття циліндричного резервуару виконують купольним або плоским.

Стінки збірних резервуарів влаштовують з плит, довжина яких відповідає висоті резервуару (розрізка лише вертикальна) і становить 3,6 м або 4,8 м.

Виготовляють резервуари з важкого бетону класів C12/15...C25/30, марок за водонепроникністю W4...W8 та за морозостійкістю F100...F150. Для армування застосовують арматуру класів A240С, А400С, Вр-I, В500. При об'ємі резервуара понад 500 м<sup>3</sup> стінку зовні обтискують кільцевою попередньо напруженою арматурою (рис. 5.3, а), яку після натягу захищають торкретбетоном. Окремі стінові панелі (рис. 5.3, б) армують одинарною чи подвійною сіткою (7) з розрахунку на міцність і тріщиностійкість на період виготовлення, транспортування, монтажу, експлуатації. Випуски арматури (8) зварюють між собою, стики замонолічують. В нижній частині стінової панелі передбачають додаткові стержні (9) для сприйняття згинальних моментів, які виникають внаслідок взаємодії стінки і дна. Дно монолітне, армують конструктивно. Лише в місцях встановлення колон армують додатково.

До резервуарів ставлять вимоги першої категорії тріщиностійкості.

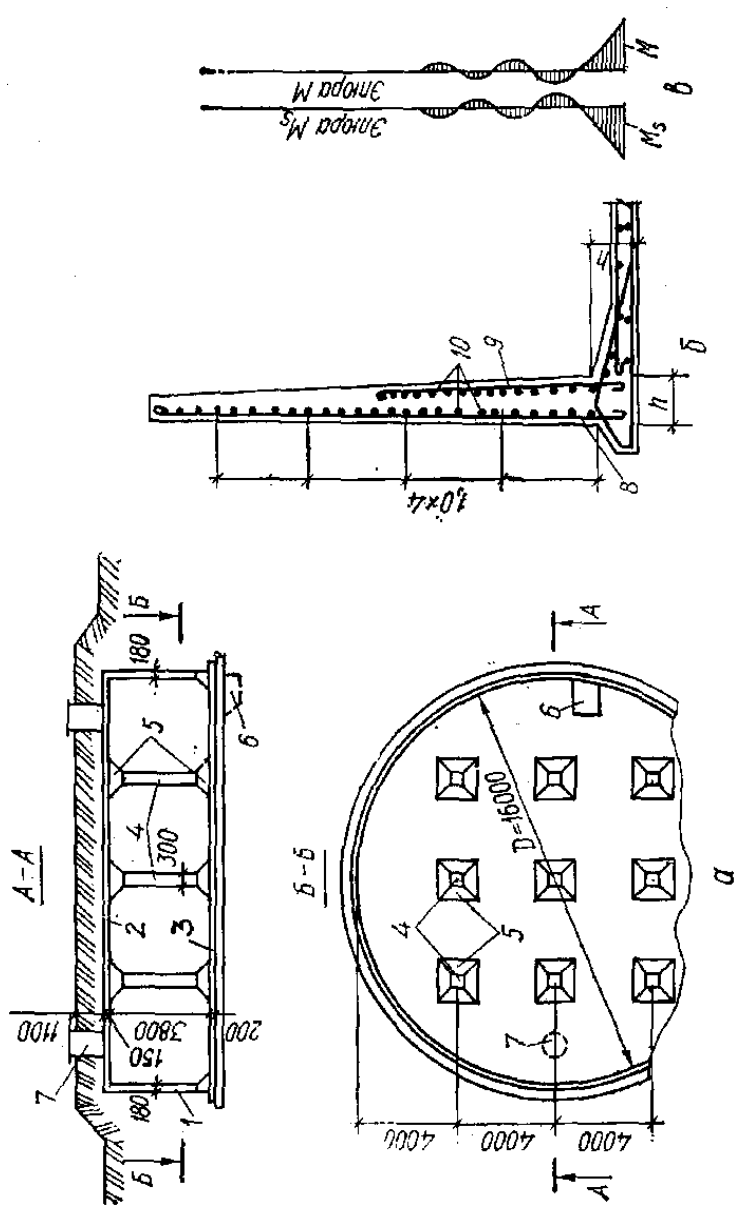


Рис. 5.1 – Циліндричний монолітний резервуар з балковим покриттям: *a* – конструкція резервуару; *б* – армування стінки; *в* – епюри згинальних моментів в стінці від тиску ґрунту і рідини; 1 – стінка; 2 – армування плита покриття; 3 – плита дна; 4 – колони; 5 – капітелі; 6 – приямок; 7 – люк; 8 – вертикальна армуатура за розрахунком на момент від тиску ґрунту; 9 – те ж, при врахуванні тиску рідини; 10 – кільцева армуатура з розрахунку на дію розтягнуто чого зусилля

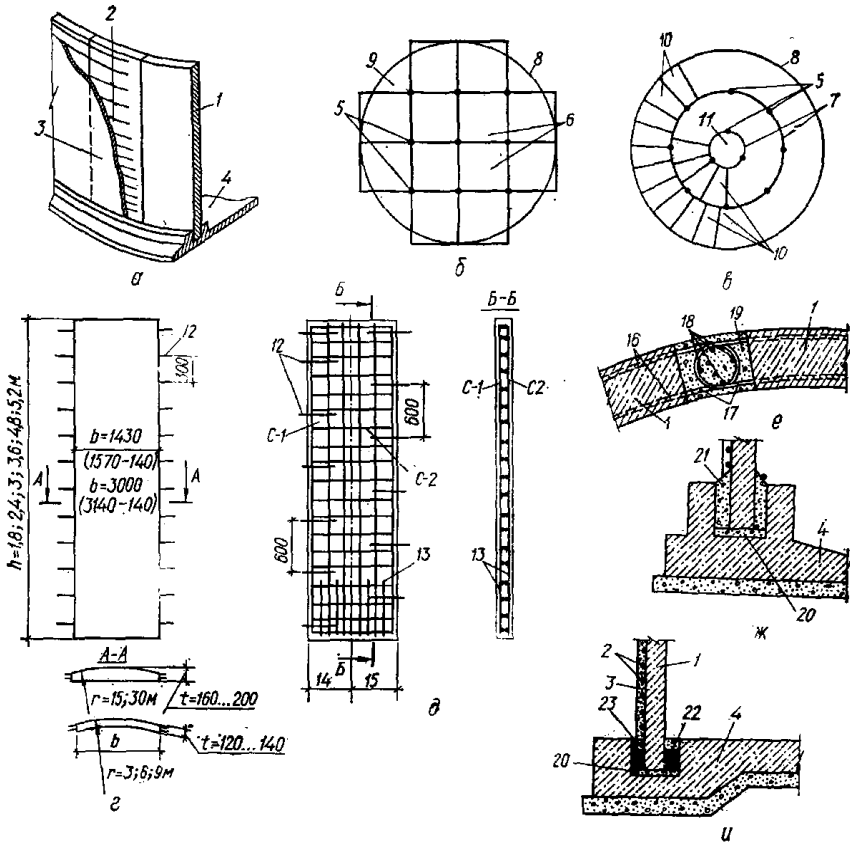


Рис. 5.2 – Збірні циліндричні резервуари:

а – конструкція стінки попередньо напруженого резервуара; б – збірне плоске покриття з квадратних плит, які опираються на колони; в – те ж, з трапекуватих плит; г – загальний вид збірної стінової панелі циліндричного резервуара; д – армування панелі; е – стик панелей з петельними випусками арматури; ж – жорсткий стиск стінки і днища; и – те ж, шарнірний стик; 1 – збірна стінова плита з ребрами по периметру; 2 – кільцева напружувана арматура; 3 – торкрет-бетон; 4 – днище; 5 – колони; 6 – квадратні плити з ребрами по периметру; 7 – кільцеві балки; 8 – стінка резервуара; 9 – монолітні ділянки; 10 – додаткові стержні; 11 – кругла, плоска плита; 12 – випуски арматури; 13 – додаткові стержні; 14 – зовнішня арматури; 15 – внутрішня арматура; 16 – кільцева не напружувана арматура панелі; 17 – петельні випуски арматури; 18 – вертикальні стержні для армування стику; 19 – бетон замонолічування; 20 – вирівнюючий шар розчину; 21 – дрібнозернистий бетон; 22 – бітумна мастика; 23 – азбестоцементний розчин

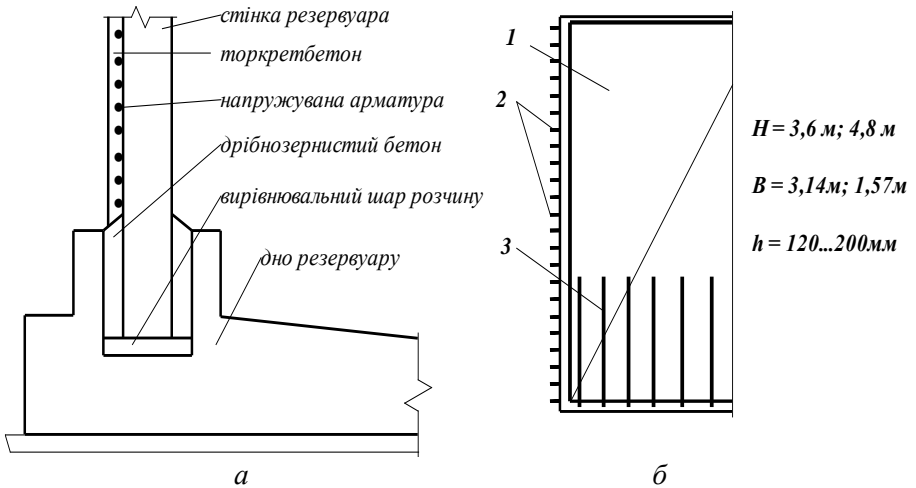


Рис. 5.3 – Конструювання циліндричного резервуару та армування окремих стінових панелей резервуару

### Розрахунок:

1. Розрахунок покриття, колон, дна на дію навантаження від власної ваги конструкції, маси ґрунтової засипки, тимчасових засипок, що діють на покриття.
2. Розрахунок надземних стінок на вертикальні навантаження від покриття та горизонтальні навантаження від гідростатичного тиску при заповненому резервуарі.
3. Розрахунок стінок заглибленого резервуару на вертикальні навантаження від покриття; на горизонтальні навантаження від внутрішнього гідростатичного тиску при відсутності обсіпки; на горизонтальні навантаження від горизонтального тиску ґрунту при порожньому резервуарі.
4. У випадку монолітного резервуару площа поперечного перерізу кільцевої арматури визначається як в центрально розтягнутому елементі окремо для кожного поясу висотою 1 м за найбільшим кільцевим зусиллям в даному поясі.
5. Площу поперечного перерізу вертикальної арматури стінок розраховують від спільної дії поздовжньої сили і згинального моменту.

## 5.2. Резервуари, прямокутні в плані

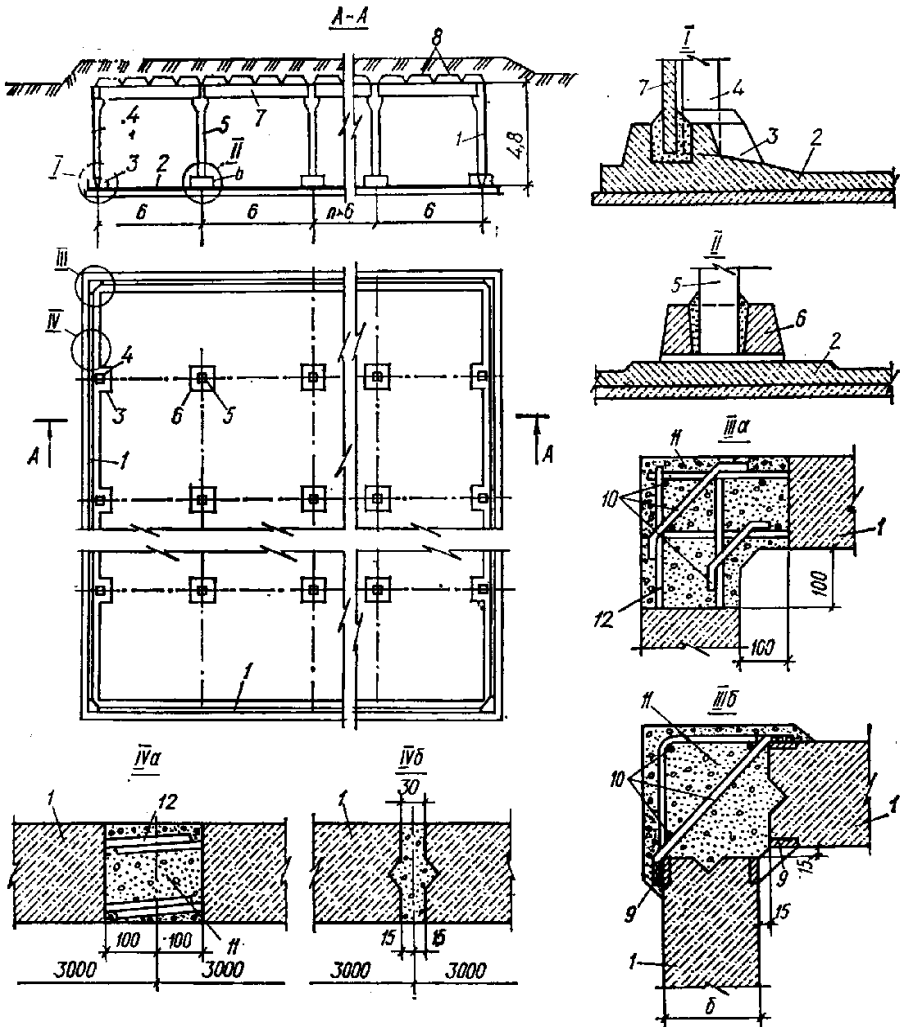


Рис. 5.4 – Прямокутний резервуар з уніфікованих збірних залізобетонних елементів: 1 – стінові панелі; 2 – монолітне дно; 3 – фундамент крайньої колони (прилив до дна); 4 – крайня колона; 5 – проміжна колона; 6 – фундаментний блок; 7 – ригель; 8 – плити покриття; 9 – закладні деталі; 10 – додаткова арматура в монолітній ділянці; 11 – бетон замоноличування; 12 – випуски арматури

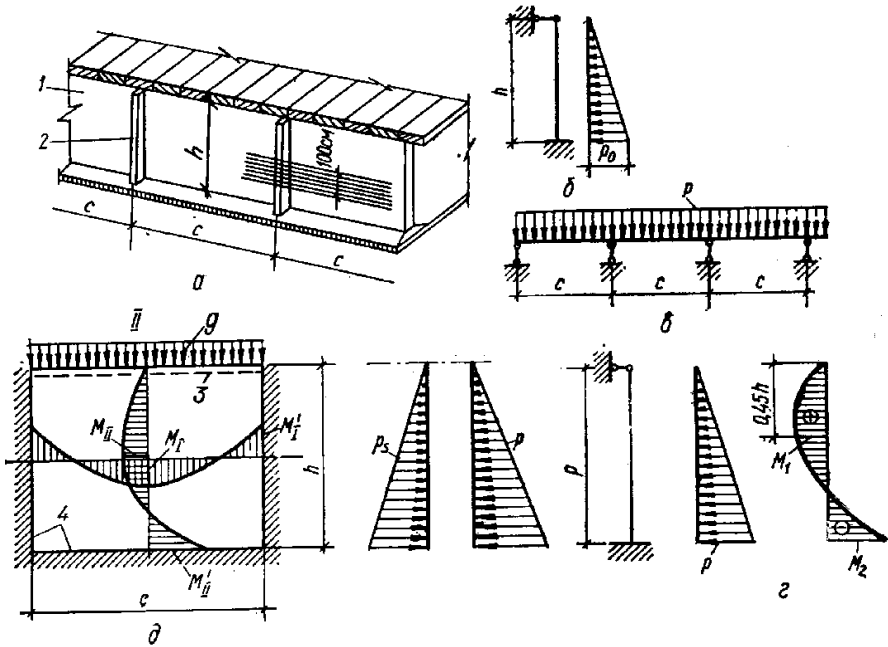


Рис. 5.5 – До розрахунку прямокутних закритих резервуарів:  
 а – конструкція стінок з вертикальними ребрами; б – розрахункова  
 схема ребра при  $c < h/2$ ; в – розрахункова схема плити при  $c < h/2$ ;  
 г – розрахункова схема і еюра згинальних моментів у стінці  
 резервуара, яка працює за схемою вертикальної балки; д – те ж, у  
 стінці, яка працює як плита, оперта по контуру; 1 – стінка; 2 –  
 вертикальні ребра; 3 – шарнірне опирання; 4 – защемлення

Стінки збірних прямокутних резервуарів влаштовують з плит, довжина яких відповідає висоті резервуару (розрізка лише вертикальна).

Збірні стінові панелі виготовляють висотою 3,6 м або 4,8 м. Плити заввишки 3,6 м гладкі, а 4,8 м – ребристі. Ширина плит 3 м, товщина 200 мм. Стики виконують двох типів: шириною 200 мм і влаштовують їх методом зварювання випусків арматури з подальшим замонолічуванням; шириною 30 мм – без зварювання, на шпонковому

з'єднанні бетоном замонолічування. Кутові ділянки монолітні з додатковим армуванням. При значній довжині через 54 м влаштовують деформаційні шви.

Виготовляють резервуари з важкого бетону класів C12/15...C25/30, марок за водонепроникністю W4...W8 та за морозостійкістю F100...F150. Для армування застосовують арматуру класів A240С, А400С, В500, Вр-І. Окремі стержні об'єднують у зварні сітки, які встановлюють біля внутрішньої С-1 (за розрахунком на дію бокового тиску ґрунту) та зовнішньої С-2 (за розрахунком на дію гідростатичного тиску зсередини резервуара) поверхні стінових панелей з мінімальним захисним шаром. Дно монолітне, армують конструктивно. Лише в місцях встановлення колон армують додатково.

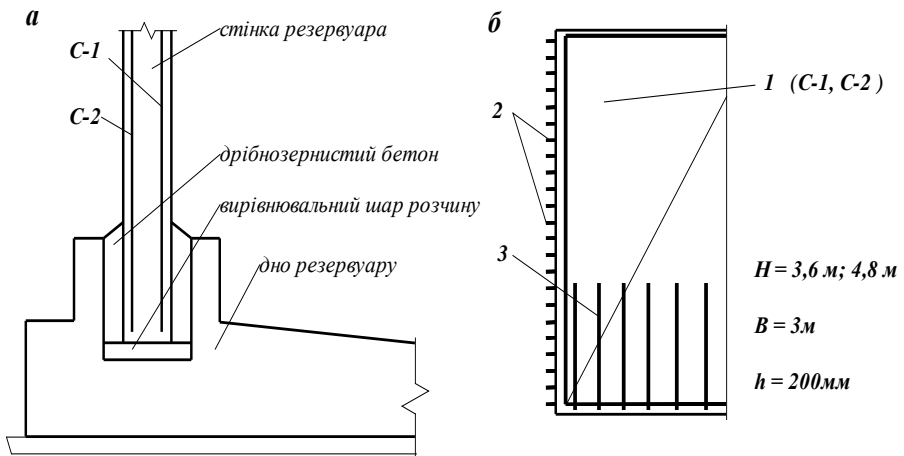


Рис. 5.6 – Конструктивні параметри та армування стінок монолітного (а) та збірного (б) резервуару, прямокутного у плані

### Розрахунок:

1. Визначення навантаження на стіну резервуара від одностороннього гідростатичного тиску при відсутності обваловки ґрунтом, а також від одностороннього бокового тиску ґрунту при порожньому резервуарі.

2. У випадку застосування стиків шпонкової форми, без зварювання, стіна розраховується за балковою схемою, розрахунковий проліт відповідає відстані від дна до покриття.
3. При застосуванні зварювання у стиках або стіна монолітна, підсилена ребрами, то кожна ділянка між ребрами розраховується як плита, оперта по контуру (жорстке защемлення з боків і дна, шарнірне зверху).
4. Розрахунок площі поперечного перерізу арматури за найбільшим пролітним та опорним моментами як в згинальній плиті прямокутного перерізу з одиничним армуванням. Розрахунки ведуть окремо від кожного виду навантаження.
5. Розрахунок за другою групою граничних станів.

### 5.3. Силоси

Силосами називаються місткості для зберігання сипких матеріалів (цементу, вугілля, соди, зерна тощо), у яких співвідношення глибини (висоти)  $h$  та розмірів у плані відповідає умові  $h > 1,5a$  ( $a > b$ ).

Силоси бувають окремі або групові, об'єднані в єдину конструкцію; циліндричні ( $\varnothing 6$ ; 12 м) або призматичні з 4, 6, 8 гранями (довжина сторони 3...4 м). Повна висота силосів 15...42,6 м. За способом зведення монолітні або збірні.

Збірні силоси (рис. 5.7) виготовляють з гладких, завтовшки 100 мм, або ребристих елементів, завтовшки 60 мм. Висота плит 1,2 м. Часом застосовують стільникові (сотові) силосні банки, виконані з плит трьох типорозмірів. З'єднання збірних елементів виконують на оцинкованих болтах.

Монолітні силоси (рис. 5.8) зводять у ковзаючій або переставній опалубці. Товщина стінок з умов виготовлення становить 180мм (для  $\varnothing 6$  м), 240мм ( $\varnothing 12$  м), 160мм (для прямокутних у плані силосів).

Виготовляють силоси з бетону класу С12/15. Стінки нижньої частини (на 2/3 висоти від дна) циліндричних силосів армують



суміжних силосів;  $\delta$  – збирне кільце;  $e$  – попередньо напружені стінки силосів діаметром 12 м з панелей-оболонок;  $жс$  – панель-оболонка;  $и$  – анкерування на упорах-пілястрах кільцевої арматури; 1 – зварювання накладками двох суміжних елементів по всій висоті кільця; 2 – зварювання кільця в окремих точках; 3 – зварне з'єднання кільцевої арматури; 4 – болт для стягування; 5 – шпонки; 6 – зварна сітка; 7 – тубінг ребристий; 8 – кільцева арматура; 9 – захватне пристосування з'єднувальної муфти; 10 – шпилька; 11 – бетон замонолічування; 12 – монтажні петлі; 13 – панелі-оболонки; 14 – стінка панелі; 15 – вертикальний паз; 16 – горизонтальний паз для розміщення попередньо напруженої арматури; 17 – бетон, вкладений після натягу арматури

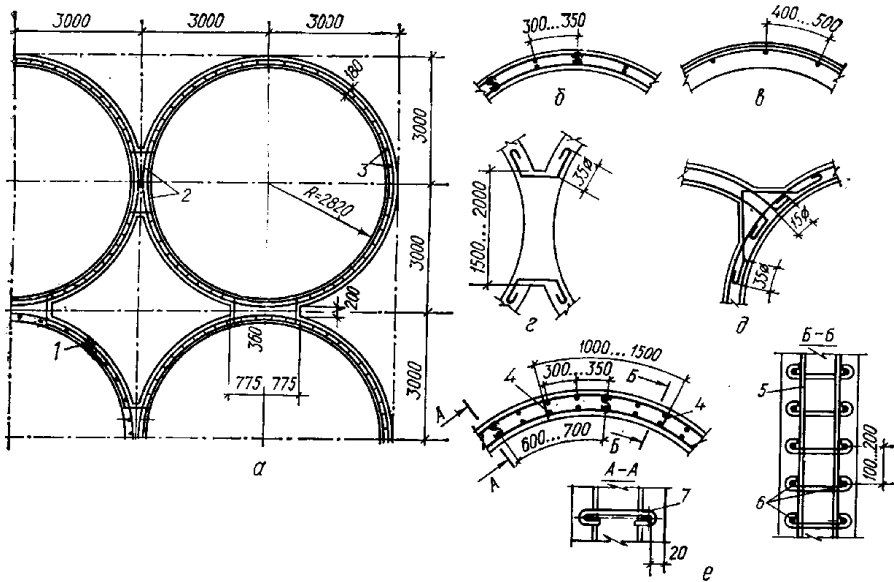


Рис. 5.8 – Армування круглих монолітних силосів:  $a$  – план і загальний вигляд;  $б$  – подвійне армування стінок;  $в$  – одиничне армування стінок;  $г$ ,  $д$  – додаткове армування спряжень стінок;  $е$  – деталь армування силосу подвійною арматурою; 1 – вертикальна арматура з кроком 400...450 мм; 2 – те ж, з кроком 200 мм; 3 – те ж, з кроком 300...350 мм; 4 – зварний каркас; 5 – вертикальна арматура; 6 – кільцева арматура; 7 – шпильки

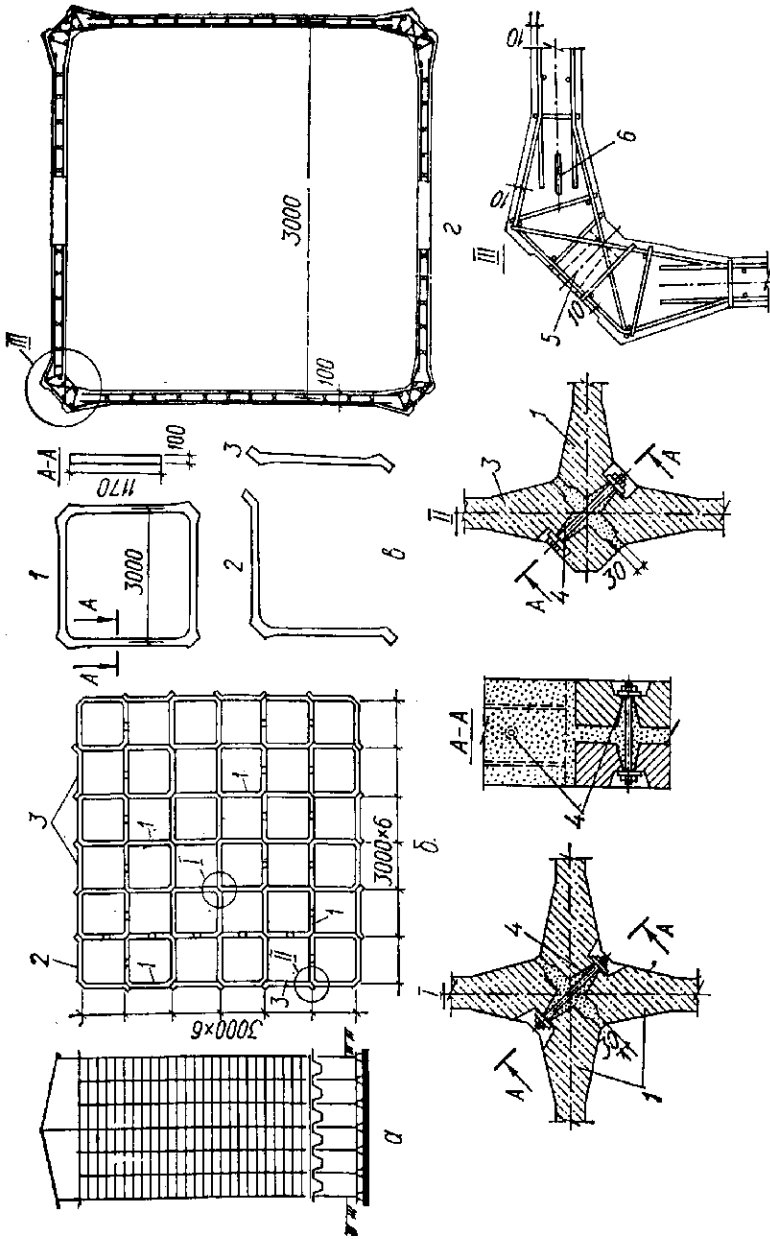


Рис. 5.9 – Конструкція збірних прямокутних силосів: *a* – поперечний розріз; *б* – план компонування силосу; *в* – типорозміри збірних елементів; *г* – об’ємний блок прямокутного силосу з гладенькими стінами; 1 – об’ємний блок; 2 – кутовий елемент; 3 – плоска панель; 4 – 3’ еднувальні болти; 5 – отвори для болтів; 6 – монтажні петлі

Вертикальне армування повинно відповідати вимозі  $\mu = 0,4\%$ . При обґрунтуванні для силосів значних діаметрів застосовують попередньо напружену арматуру. У випадку прямокутного в плані силоса (рис. 5.10, б) армування виконують подвійними зварними сітками; кути підсилюють вутами і армують окремими стержнями та додатковими гнутими сітками.

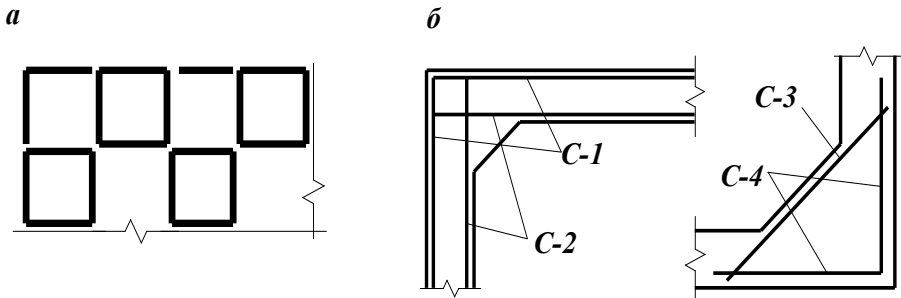


Рис. 5.10 – Схема розташування елементів у стільниковому силосі (а) та армування кутів стінок силосу (б)

На стінки силосів діють: розтяг у горизонтальному напрямку, позacentровий стиск у вертикальному напрямку при дії навантажень від власної ваги конструкції, тиску сипкого матеріалу, ваги конструкції покриття, снігового навантаження на покриття.

### Розрахунок:

1. Визначення вертикального та горизонтального навантажень, що діють на стінки силосу.
2. Визначення розтягуючих зусиль в стінках круглого силосу від нормального тиску матеріалу та розрахунок робочої арматури на одиницю висоти стінки.
3. Для прямокутних в плані силосів розрахунок провести для кожного ярусу висоти як рами при дії внутрішнього нормального (горизонтального) тиску матеріалу. За розтягуючими зусиллями, згинальними моментами в прольотах та у кутах розраховують горизонтальну робочу арматуру.
4. Розрахунок силосу у вертикальному напрямку на дію стискуючого зусилля від власної ваги всіх вище розташованих конструкцій, снігового навантаження, зусилля в стінці, викликаного тертям сипкого матеріалу.

5. Розрахунок перерізу біля розвантажувальної лійки з визначенням робочої поздовжньої арматури.
6. Розрахунок опорних стояків силосу у нижньому перерізі (біля фундаментної плити).

#### 5.4. Бункери

Бункери – це здатні до саморозвантаження місткості призматичної або циліндричної форми, призначені для зберігання сипких матеріалів (зерно, цемент, пісок, руда, вугілля тощо).

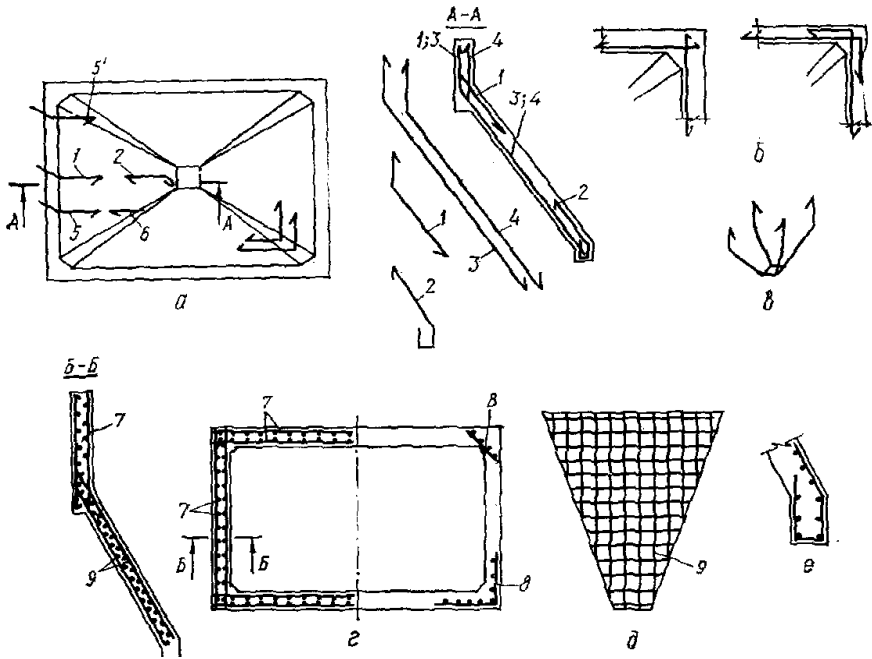


Рис. 5.11 – Арматування монолітних бункерів:

*a* – армування окремими стержнями; *б* – деталі вузлів (ліворуч – при товщині стінки, достатній для анкерування, праворуч – при малій товщині стінки); *в* – основні стержні каркаса бункера; *г* – армування зварними сітками пірамідальної частини бункера; *д* – те ж, лійки; *е* – те ж, розвантажувального отвору; 1...6 – номери стержнів; 7 – сітки з робочою арматурою; 8 – додаткова арматура кутів; 9 – сітка лійки

Завантаження бункера відбувається зверху, а розвантаження – знизу, тому дно виконують з похилими стінками у вигляді лійки. Кут нахилу стінок повинен забезпечувати повне випорожнення бункера. Завантажувальний отвір обладнаний металевою решіткою, а розвантажувальний – засувом. Щоб зменшити стираність, стінки бункерів футерують металевими листами, чавунними, діабазовими плитами, лійку часто виконують металевою.

Бункери виконують збірними або монолітними (рис. 5.11). Збірні бункери розчленовані на прямокутні вертикальні стінові панелі (гладкі чи ребристі) та трикутні або трапецеваті панелі стінки лійки. Всі елементи з'єднують зварюванням закладних деталей і замонолічуванням швів.

Виготовляють бункери з бетону класу C12/15...C16/20. Армують стінки та лійку монолітного бункера (рис. 5.12) подвійними зварними сітками (1) з робочими стержнями в обох напрямках. У кутах призматичного резервуару встановлюють додаткові зовнішні кутові сітки (2) і зсередини додаткові стержні (3). Розвантажувальний отвір армують гнучою зварною сіткою (4).

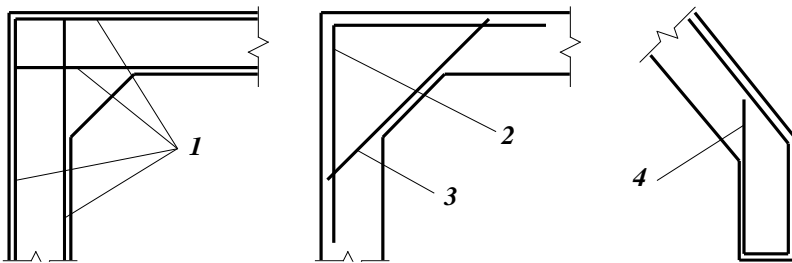


Рис. 5.12 – Схеми армування вузлів бункерів

При розрахунках бункерів вводять коефіцієнт динамічності, який становить  $k_{dyn} = 1,4$  при завантаженні бункерів грейферами,  $k_{dyn} = 1,0$  – при завантаженні транспортерами.

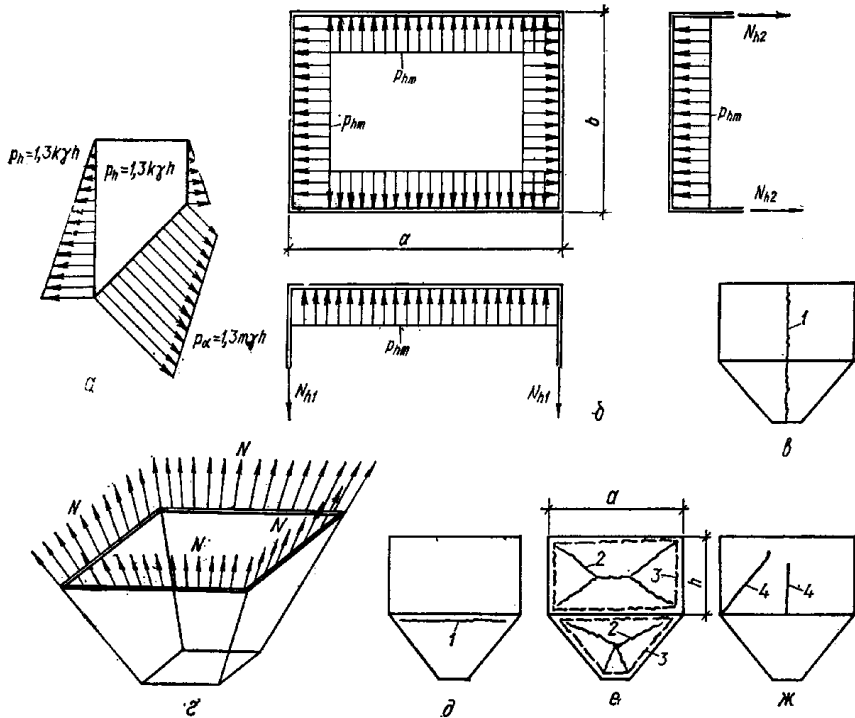


Рис. 5.13 – До розрахунку бункерів: *а* – епюра тиску матеріалу на стінки бункера і лійку; *б* – епюра розподілу навантажень при визначенні горизонтальних розтягуючих зусиль у симетричному бункері; *в* – можлива схема руйнування від розриву стін бункера горизонтальними силами; *г* – до визначення вертикальних розтягуючих зусиль у симетричному бункері; *д* – можлива схема руйнування бункера внаслідок відриву лійки; *е* – можлива схема руйнування бункера внаслідок згину стінок з площини; *ж* – те ж, у площині; 1 – тріщини від розтягуючих зусиль; 2 – тріщини від згину стіни з площини зовні бункера; 3 – те ж, всередині бункера; 4 – тріщини від зусиль, що діють у площині стін бункера (нормальні і похилі)

### Розрахунок:

1. Визначення нормального і дотичного тиску на окремі частини конструкції бункера.

2. Визначення згинальних моментів у стінках бункера як плит защемлених по контуру з трьох сторін.
3. Розрахунок внутрішнього горизонтального розпору та підбір горизонтальної робочої арматури.
4. Розрахунок міцності лійки на відрив.
5. Розрахунок бункера на згин за нормальними та нахиленими перерізами як балок, защемлених на кінцях.

### 5.5. Підпірні стіни

Підпірні стіни – інженерні споруди, призначені для підтримування у проектному положенні ґрунту та інших сипких тіл. За конструктивним рішенням бувають масивні і тонкі. Масивні виготовляють з бетону і кам'яної кладки, вони сприймають тиск ґрунту за рахунок власної значної ваги. Тонкі підпірні стінки виконують із залізобетону, вони економічніші за витратою матеріалу і працюють за рахунок маси засипки ґрунту на нижній плиті, спеціальних анкерів, тяжів, контрфорсів. Відповідно до таких конструкцій всі підпірні стінки поділяються на кутові, контрфорсні, анкерні, тягові, рамні.

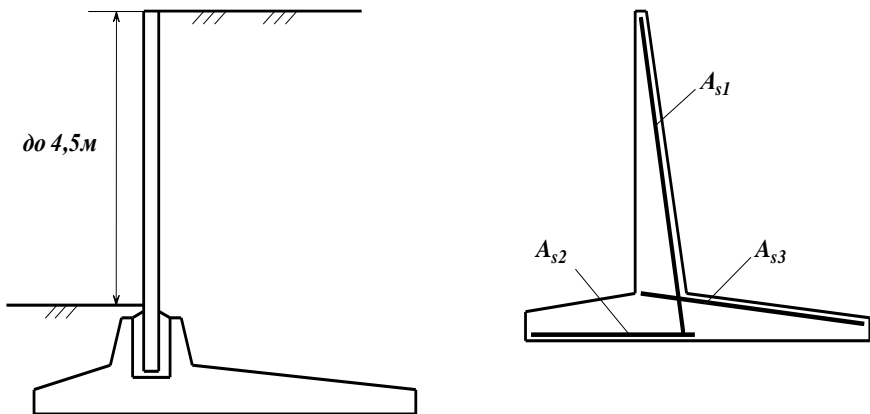


Рис. 5.14 – Конструкція та армування кутової підпірної стінки

Кутові підпірні стінки застосовують при висоті до 4,5 м і виконують їх збірними або монолітними. Для збірних підпірних стінок розрізка лише вертикальна, панель встановлюється у паз фундаментної плити, вузол замонолічується. Номінальна довжина стінових панелей 3 м, фундаментних плит 3; 1,5 м, ширина підшви 2,2; 2,5; 3,1; 3,7 м. Монолітна підпірна стіна виготовляється з бетону класів С10/12...С16/20. Армується стінка зварними сітками з арматури класів А240С, А400С, В500, Вр-І. У стінці розрахункова робоча арматура  $A_{s1}$  встановлюється вертикально зі сторони внутрішньої поверхні з забезпеченням достатньої анкеровки у фундаментній плиті. Горизонтальна арматура – розподільча. Зовнішня консоль, завантажена ґрунтом знизу, армується сіткою, вкладеною понизу  $A_{s2}$ . У внутрішній консолі робоча арматура  $A_{s3}$  вкладається у верхній частині плити.

При висоті понад 4,5м економічніші контрфорсні та анкерні стінки. Контрфорсні підпірні стіни складаються зі стінки і ребра (контрфорсу), що сприймають тиск ґрунту. Ребра, встановлені через 2...3 м, працюють як консольні балки, жорстко защемлені у фундаменті. Анкерні підпірні стіни використовують з влаштуванням тяги через 4...5 м, заанкерованої в ґрунт за межами можливого обвалу або тяги, що з'єднує верхній кінець стінки з кінцем фундаментної плити. При розрахунках враховується коефіцієнт надійності щодо дії навантаження  $\gamma_m = 1,2$ .

### Розрахунок:

1. Визначення зовнішнього навантаження, що діє на підпірну стінку, від бокового тиску ґрунту, від власної ваги стіни, ґрунту на виступах стіни і фундаментної плити, тимчасового навантаження по верху стіни і на поверхні ґрунту.
2. Шляхом порівняння варіантів підбирають оптимальні співвідношення між шириною фундаментної плити, висотою стінки, вильотом зовнішньої консолі фундаментної плити.
3. Перевірка стійкості підпірної стіни при перекиданні і ковзанні.
4. Розрахунок вертикальної плити на горизонтальні навантаження як консольної балки, защемленої у фундаменті.
5. Розрахунок зовнішнього, завантаженого ґрунтом знизу, та внутрішнього, завантаженого додатково ґрунтом зверху, виступів фундаментної плити як консольних балок.

## 5.6. Водонапірні вежі

Водонапірні вежі призначені для створення необхідного напору у водогінній мережі, а також створення запасу води в час зупинки роботи насосних станцій. До складу конструктивної схеми водонапірної вежі (рис. 5.15) входить резервуар (1) об'ємом 15, 25, 50, 150, 250, 500, 1000 м<sup>3</sup>, опора (2) висотою 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30, 36, 42 м, фундамент (3). Щоб резервуар не залежав від впливу температури, стінки його теплоізолюють, над резервуаром встановлюють шатро (4). При місткості резервуара до 50 м<sup>3</sup> його виконують сталевим, якщо більше, то залізобетонним з циліндричною стінкою, несучим днищем, що розташовується на суцільному перекритті опори.

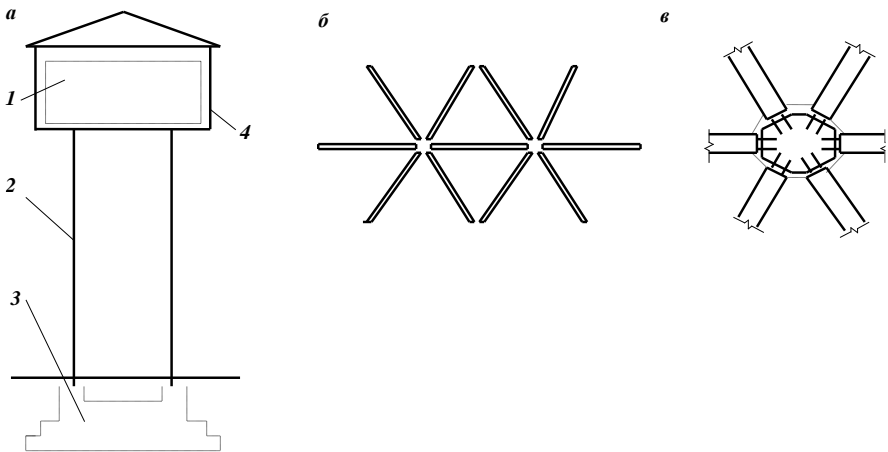


Рис. 5.15 – Конструкція водонапірних веж (а), компонування сітчастих опор (б) та вузол з'єднання елементів (в)

Дно виконують плоским, конічним, або сферичним, яке є найекономічнішим з точки зору використання матеріалу, проте трудомісткість виготовлення його найбільша. Стіни великих резервуарів для забезпечення тріщиностійкості попередньо напружені. Резервуар виготовляють з бетону класів С16/20...С35/40. Армують

сітками з арматури класів А240С, А400С, В500, Вр-I та попередньо напруженою арматурою класу Вр1200...Вр1500.

Опори бувають у вигляді: суцільної монолітної циліндричної оболонки залізобетонної, а при об'ємі до 50 м<sup>3</sup> металевої чи цегляної мурованої, заввишки 9...12 м, або рамної чи сітчастої стержневої збірної просторової конструкції.

Монолітні циліндричні оболонки зводять у ковзаючій інвентарній опалубці. Товщина оболонки 150 мм (мінімально можлива з умов виготовлення залізобетонної стінки, хоч за розрахунком на міцність товщина стінки може бути в 2 рази тонша, отже перевитрата бетону і подорожчання конструкції). Економічно обґрунтовано такі опори зводити при висоті понад 24 м та резервуарі об'ємом 800 м<sup>3</sup> і більше. Залізобетонні рамні опорні конструкції за витратою матеріалу та вартістю в 2 рази економічніші. При зведенні особливу увагу приділяють з'єднанням у вузлах.

Сітчасті опори найдосконаліші за конструкцією. Вони складаються зі збірних лінійних елементів прямокутного поперечного перерізу, які компонують у вигляді ромбів (б). Усі збірні елементи мають випуски арматури, при монтажі їх зварюють та замонолічують (в). Виготовляють опори з бетону класів С12/15...С20/25, арматура класів А240С, А400С.

Фундамент вежі – залізобетонний монолітний стрічковий з кільцевими ребрами по контуру.

### **Розрахунок:**

1. Розрахунок резервуара на міцність, тріщиностійкість від внутрішнього гідростатичного тиску рідини.
2. Розрахунок опори на навантаження від ваги повного резервуару, власної ваги опори, від дії вітру.
3. Розрахунок фундаменту на навантаження від ваги повного резервуару, ваги опори, власної ваги фундаменту з ґрунтом на його виступах, горизонтальної дії вітрового навантаження на опору і на резервуар.
4. Розрахунок стійкості вежі на перекидання при порожньому резервуарі.

## 5.7. Підземні інженерні споруди

Канали (рис. 5.16) застосовують для прокладання тепло-, газопроводів, мереж водопостачання і водовідведення, стиснутого повітря, електропостачання. Бувають непрохідними і напівпрохідними висотою до 1,5 м.

Тунелі (горизонтальні і похилі) за призначенням різні, але завжди прохідні, їх внутрішня висота не менше 1,8 м, обов'язково з поздовжнім ухилом для відведення можливих вод, обладнані освітленням, вентиляцією, сигналізацією, протипожежними заходами.

Підземні конструкції розташовуються на 0,7 м нижче поверхні землі, на 0,5 м нижче дорожнього полотна. Через кожні 50 м, а також на границях зміни ґрунтів, у місцях входження у камери, компенсаційні ніші влаштовують деформаційні шви. Економічними є підземні споруди зі збірного залізобетону. Канали влаштовують без перев'язки торцевих швів з типових збірних залізобетонних конструкцій лотків та плит. Лотки мають розміри: ширина (зсередини) – 600...2400, 3000 мм; висота (зсередини) 300, 450, 600, 900, 1200, 1500 мм; довжина (номінальна) – 3,6 м. Плити виготовляють завдовжки 3 м, добірні 720 мм. Залежно від компоновки канали виконують односекційними, двосекційними, багатосекційними; з лотками дном донизу, дном доверху, з двох лотків.

Тунелі виконують з обов'язковою перев'язкою швів. Застосовують уніфіковані збірні конструкції: для односекційних тунелів – кутові стінові елементи, плити покриття і дна або об'ємні блоки; для двосекційних чи багатосекційних – додатково ще ряд проміжних колон з прогоном по них. Стики влаштовують на петельних випусках арматури, пропускаючи крізь них арматурні стержні, замонолічуючи бетоном класу С20/25.

Виготовляють конструкції з бетону класів С12/15...С25/30. З монолітного залізобетону виготовляють при значних навантаженнях на покриття (понад 0,15 МПа) і при невеликій протяжності. Армують зварними сітками з арматури класу А400С, В500, Вр-І.

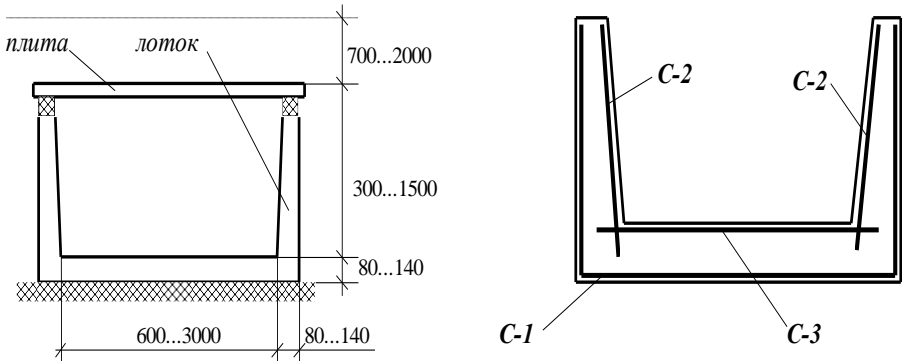


Рис. 5.16 – Конструктивні параметри і армування підземних каналів лоткового типу

### Розрахунок:

1. Розрахунок навантаження на конструкцію від вертикального тиску ґрунту, горизонтального тиску ґрунту, навантаження від технологічного обладнання всередині підземної конструкції, від коліс рухомого складу транспорту (за нормами проектування транспортних споруд), тиску грантових вод (при їх наявності) тощо.
2. Канали з лоткових чи кутових елементів розраховуються методами будівельної механіки як пружні системи. Всі стики шарнірні. Ширина рами приймається 1м, або дорівнює ширині збірного елемента (1,5; 3м).
3. Монолітні канали чи тунелі розраховують як рами з жорсткими вузлами.
4. У випадку проходження доріг над конструкціями трасу перевіряють на згин в поздовжньому напрямку як балку на пружній основі на навантаження від маси дорожнього полотна і рухомого складу.
5. Розрахунок конструкцій ведеться за граничними станами I та II груп.

**Запитання для самоконтролю:**

1. Яке призначення інженерних споруд?
2. Для чого застосовують резервуари?
3. Коли проєктують циліндричні резервуари, а коли прямокутні?
4. Які основні принципи конструювання збірних резервуарів?
5. Поясніть поняття «стик Передерія».
6. Якими конструктивними заходами досягають непроникності для рідин стиків збірних резервуарів?
7. У яких спорудах зберігають сипкі матеріали?
8. Яка конструкція силосних банок?
9. Пояснити конструювання групових циліндричних силосів.
10. Пояснити конструювання групових стільникових силосів.
11. Чим відрізняються бункери від силосів?
12. Які є можливі схеми руйнування бункера? Як слід виконати конструювання бункера, щоб унеможливити його руйнування?
13. Як армують монолітні бункери?
14. Для чого призначені підпірні стінки? Навести приклади цих споруд у нашому місті.
15. За рахунок чого працюють масивні підпірні стінки?
16. За рахунок чого працюють тонкі підпірні стінки?
17. Викреслити схему конструювання кутової, контрфорсної, анкерної, тягової, рамної підпірних стінок.
18. Для чого служать водонапірні вежі?
19. З яких конструктивних елементів складаються водонапірні вежі?
20. Для чого у водонапірній вежі встановлюють шатро?
21. Які опори використовують для водонапірних веж?
22. Які особливості розрахунку для водонапірних веж?
23. Навести приклади підземних інженерних споруд.
24. Яка різниця між каналами і тунелями?
25. Яке призначення каналів як підземних інженерних споруд?
26. Чому тунелі повинні мати поздовжній ухил?
27. Якими комунікаціями обладнують тунелі? Чому?
28. Які навантаження потрібно врахувати при розрахунку підземних інженерних споруд?

## ЛІТЕРАТУРА:

### ОСНОВНА

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 48 с.
4. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.
6. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – К: Мінбуд України, 2006. – 20 с.

### ДОПОМІЖНА

7. Барашиков А.Я. Будівельні конструкції / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова // Підручник для студентів вищих навчальних закладів. – К.: Видавничий дім «Слово», 2011. – 256 с.
8. Будівельні конструкції: навчальний посібник / Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, О.О. Довженко, А.О. Дмитренко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 400с.
9. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель / Г.В. Гетун – К.: КОНДОР, 2003.–210 с.

10. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств: навчальний посібник / Г.Х. Масюк – Рівне: НУВГП, 2011. – 212 с.
11. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
12. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунком за СНиП 2.0301-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтов та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

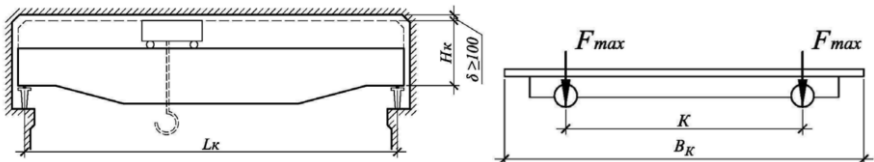
## ДОДАТКИ

Додаток А – Вага залізобетонних типових конструкцій  
(з відкритих джерел)

№ з/п	Назва конструкції	Вага, кН
1	Ребриста плита покриття, розмірами 3×6 м	29
2	Ребриста плита покриття, розмірами 3×12 м	74
3	Ребриста плита покриття типу 2Т, розмірами 3×12 м	70
4	Плита покриття типу КЗС, розмірами 3×12 м	62
5	Балка покриття двосхила прольотом 12 м, крок 6 м	41
6	Балка покриття двосхила прольотом 12 м, крок 12 м	50
7	Балка покриття двосхила прольотом 18 м, крок 6 м	91
8	Балка покриття двосхила прольотом 18 м, крок 12 м	136
9	Балка покриття двосхила прольотом 24 м, крок 6 м	182
10	Балка покриття двосхила прольотом 24 м, крок 12 м	228
11	Балка з паралельними поясами прольотом 12 м	56
12	Балка з паралельними поясами прольотом 18 м	72
13	Балка покриття гратчаста прольотом 12 м, крок 6 м	52
14	Балка покриття гратчаста прольотом 18 м, крок 6 м	104
15	Балка покриття гратчаста прольотом 18 м, крок 12 м	121
16	Ферма з паралельними поясами на 18 м, крок 6 м	60
17	Ферма з паралельними поясами на 18 м, крок 12 м	90
18	Ферма з паралельними поясами на 24 м, крок 6 м	105
19	Ферма з паралельними поясами на 24 м, крок 12 м	165
20	Ферма сегментна прольотом 18 м, крок 6 м	50
21	Ферма сегментна прольотом 18 м, крок 12 м	80
22	Ферма сегментна прольотом 24 м, крок 6 м	92
23	Ферма сегментна прольотом 24 м, крок 12 м	160
24	Ферма безкісцева прольотом 18 м, крок 6 м	65
25	Ферма безкісцева прольотом 18 м, крок 12 м	94
26	Ферма безкісцева прольотом 24 м, крок 6 м	142
27	Ферма безкісцева прольотом 24 м, крок 12 м	182
28	Арка прольотом 30 м	175
29	Ферма підкроквяна	38
30	Підкранова балка прольотом 6 м	44
31	Підкранова балка прольотом 12 м	102
32	Фундаментна балка прольотом 6 м	14
33	Фундаментна балка прольотом 12 м	28
34	Конструкції ліхтаря	73

Додаток Б – Характеристики мостових кранів  
(з відкритих джерел)

Вантажність, Q, кН	Проліт, L <sub>к</sub> , м	Розміри, мм			F <sup>max</sup> , кН	Вага, кН	
		ширина, В <sub>к</sub>	база, К	висота, Н <sub>к</sub>		візка, G <sub>в</sub>	крана з візком, G <sub>к</sub>
100	10,5	6300	4400	1900	115	40	175
	16,5	6300	4400	1900	125	40	210
	22,5	6300	4400	1900	145	40	270
	28,5	6300	5000	1900	170	40	348
	34,5	6300	5000	1900	180	40	400
150	10,5	6300	4400	2300	145	53	200
	16,5	6300	4400	2300	165	53	250
	22,5	6300	4400	2300	185	53	310
	28,5	6300	5000	2300	210	53	410
	34,5	6300	5000	2300	220	53	450
150/30	10,5	6300	4400	2300	155	70	225
	16,5	6300	4400	2300	175	70	265
	22,5	6300	4400	2300	190	70	340
	28,5	6300	5000	2300	220	70	435
	34,5	6300	5000	2300	230	70	475
200/50	10,5	6300	4400	2400	175	85	235
	16,5	6300	4400	2400	195	85	285
	22,5	6300	4400	2400	220	85	360
	28,5	6300	4400	2400	255	85	465
	34,5	6300	4400	2400	265	85	500
300/50	10,5	6300	5000	2750	255	120	350
	16,5	6300	5000	2750	280	120	425
	22,5	6300	5100	2750	315	120	520
	28,5	6300	5100	2750	345	120	620
	31,5	6300	5100	2750	360	120	675
	34,5	6860	5600	3000	380	120	740
500/50	10,5	6650	5250	3150	425	180	565
	16,5	6650	5250	3150	450	180	615
	22,5	6650	5250	3150	465	180	665
	28,5	6650	5250	3150	480	180	720
	31,5	6650	5250	3150	490	180	770
	34,5	6650	5250	3150	515	180	840



## Додаток В

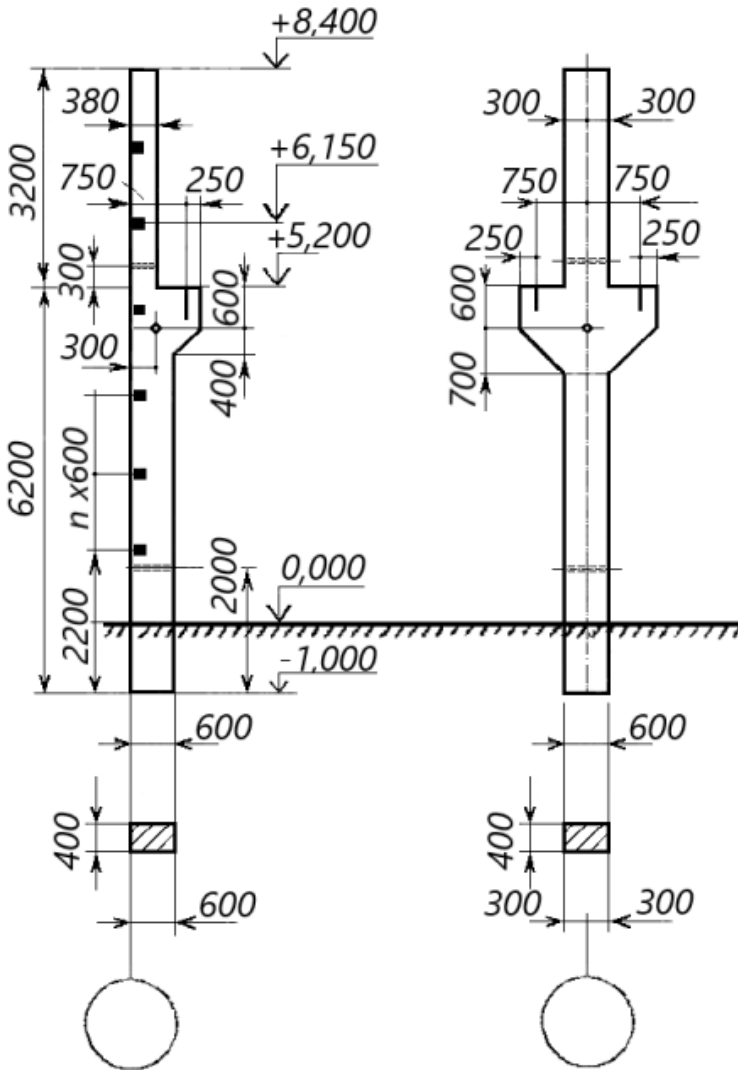


Рисунок В.1 – Типові колони для будівель висотою 8,4 м, з кранами вантажністю 100 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 6 м

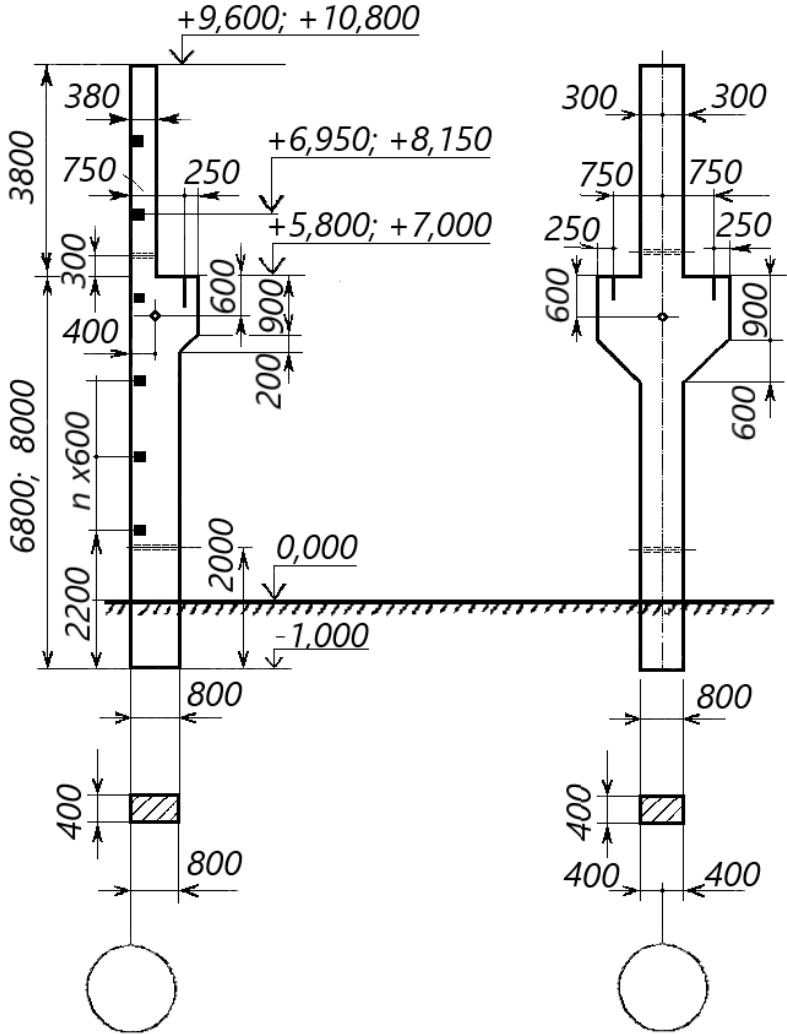


Рисунок В.2 – Типові колони для будівель висотою 9,6 м або 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 6 м

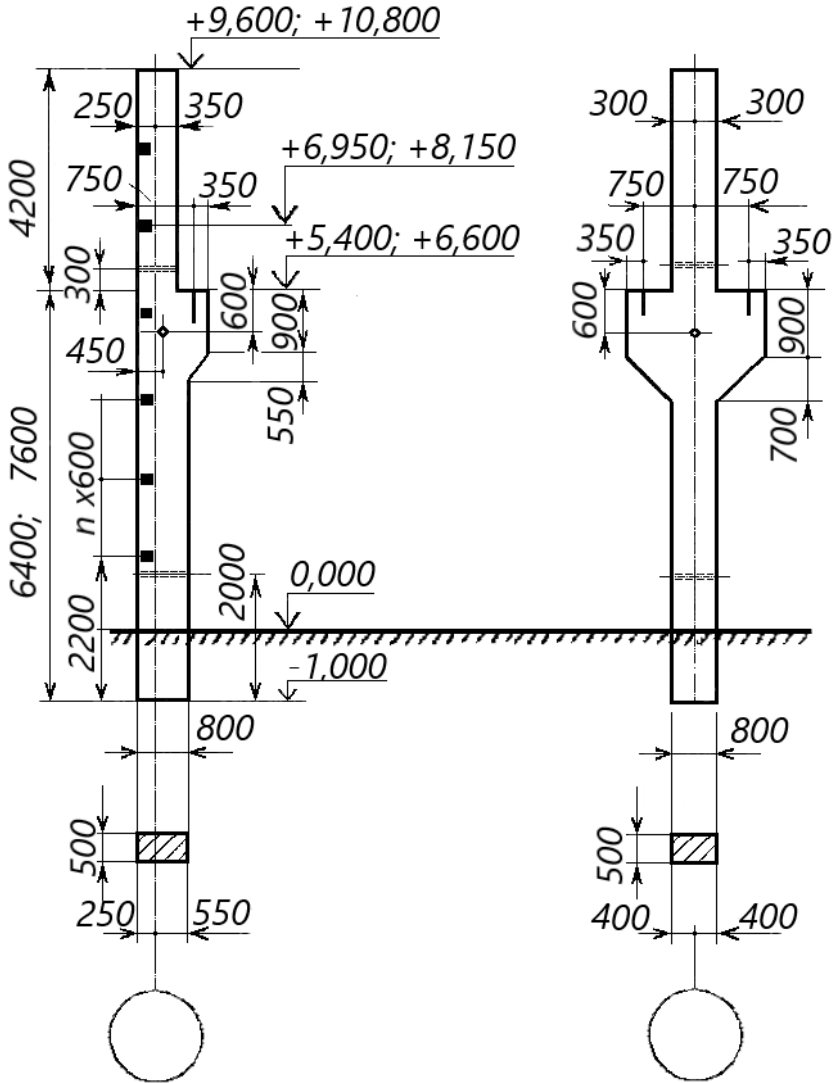


Рисунок В.3 – Типові колони для будівель висотою 9,6 м або 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м, з кроком колон 12 м

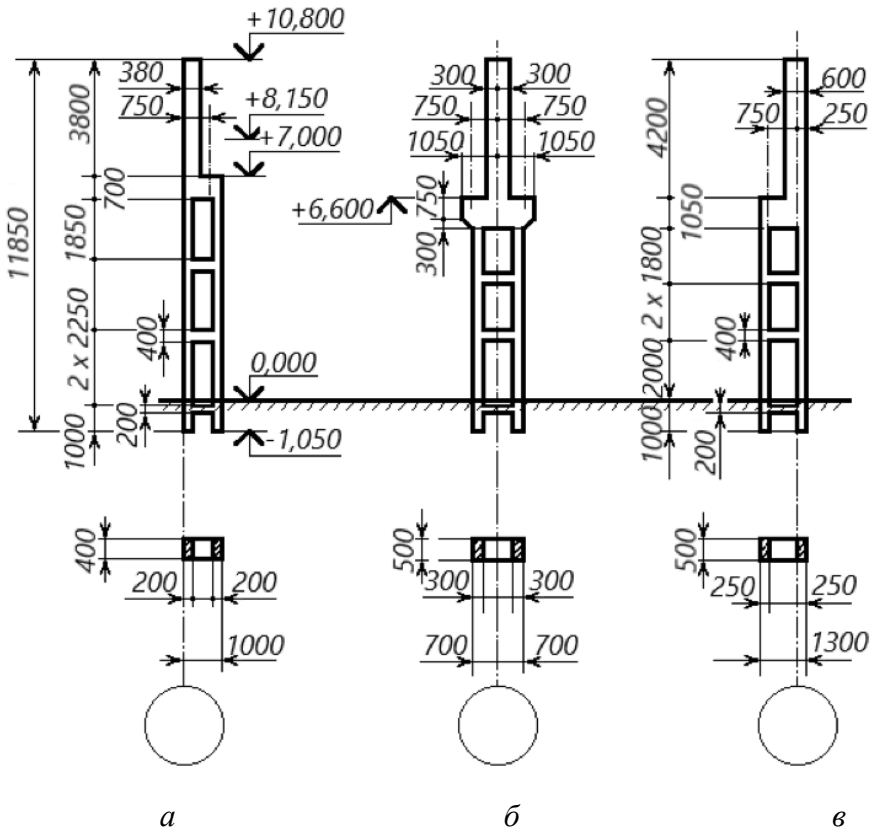


Рисунок В.4 – Типові двовіткові колони для будівель висотою 10,8 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, прольотами 18 м або 24 м; *a* – крайня колона з кроком 6 м, *б* – середня колона з кроком 12 м, *в* – крайня колона з кроком 12 м

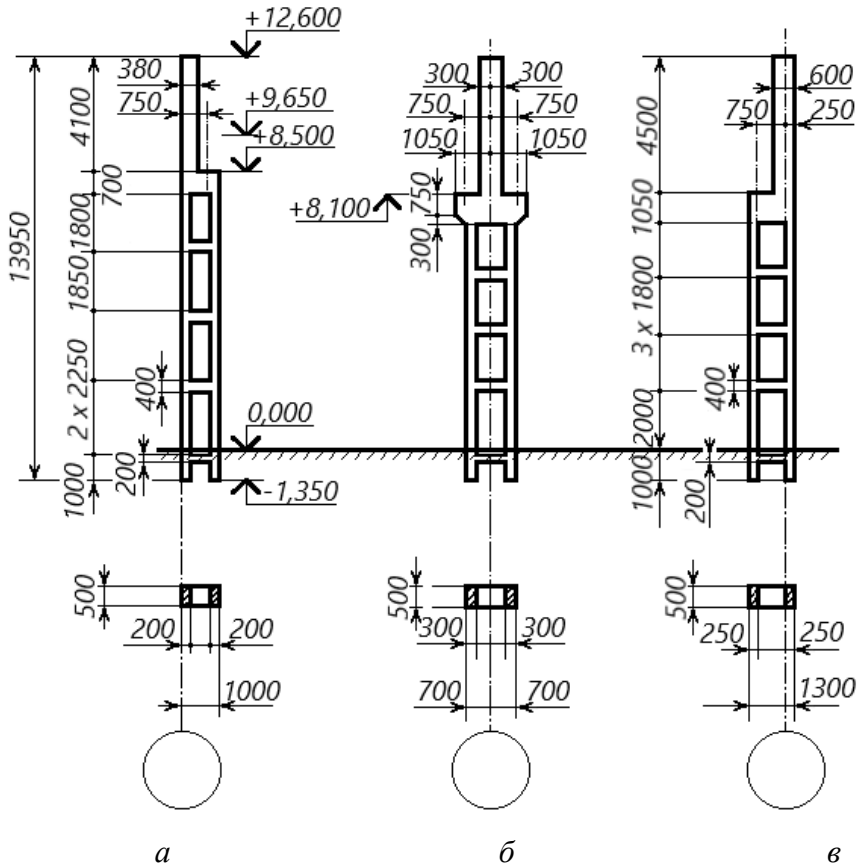


Рисунок В.5 – Типові двовіткові колони для будівель висотою 12,6 м з кранами вантажністю 100 кН або 200/50 кН, або 300/50 кН прольотами 18 м або 24 м, або 30 м;  
*a* – крайня колона з кроком 6 м, *б* – середня колона з кроком 12 м, *в* – крайня колона з кроком 12 м

Додаток Г – Характеристики міцності і деформативності бетону [1]

Клас міцності бетону											
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{ck, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
$f_{cd}$ (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3
$E_{cm}$ (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37
$E_{cd}$ (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34
$\varepsilon_{cl, ck} (^{\circ}/_{\infty})$	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02
$\varepsilon_{cl, cd} (^{\circ}/_{\infty})$	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1, ck} (^{\circ}/_{\infty})$	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40
$\varepsilon_{cu1, cd} (^{\circ}/_{\infty})$	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{c3, ck} (^{\circ}/_{\infty})$	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16
$\varepsilon_{c3, cd} (^{\circ}/_{\infty})$	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97
$\varepsilon_{cu3, ck} (^{\circ}/_{\infty})$	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16
$\varepsilon_{cu3, cd} (^{\circ}/_{\infty})$	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

## ЗМІСТ

Передмова .....	3
Тема 1. Одноповерхові промислові будівлі.....	4
1.1. Елементи каркасу .....	4
1.2. Компонування будівлі .....	7
Тема 2. Статичний розрахунок рами .....	11
2.1. Навантаження, що діють на раму .....	12
Постійні навантаження .....	14
Змінні навантаження .....	17
2.2. Статичний розрахунок рами будівлі .....	30
2.3. Розрахункові сполучення зусиль .....	34
Тема 3. Проектування елементів каркасу промислових будівель .....	36
3.1. Ребристі плити покриттів промбудівель.....	36
3.2. Плити типу «2Т».....	38
3.3. Плити типу «КЗС».....	40
3.4. Двосхилі балки покриттів.....	42
3.5. Гратчасті балки покриттів.....	45
3.6. Балки покриттів з паралельними поясами.....	47
3.7. Сегментні ферми покриттів.....	48
3.8. Безкісцеві ферми покриттів.....	51
3.9. Арки покриттів.....	53
3.10. Одновіткові колони каркасу одноповерхової промбудівлі.....	55
3.11. Двовіткові колони каркасу одноповерхової промбудівлі.....	57
3.12. Окремі позацентрово завантажені фундаменти .....	58
3.13. Підкранові балки.....	60
3.14. Підкроквяні балки.....	63
3.15. Підкроквяні ферми.....	64
3.16. Стінові панелі.....	66
3.17. Фундаментні балки.....	67
3.18. Стрічкові фундаменти.....	69
3.19. Тришарнірні рами каркасу сільськогосподарських будівель .....	71
3.20. Поперечні рами з монолітного залізобетону .....	72
Тема 4. Тонкостінні просторові покриття.....	75
4.1. Довгі циліндричні оболонки.....	78
4.2. Короткі циліндричні оболонки.....	80
4.3. Оболонки додатної гаусової кривини.....	83

4.4. Оболонки від'ємної гаусової кривини.....	87
4.5. Купол.....	88
4.6. Висячі покриття.....	91
4.7. Склепіння .....	93
Тема 5. Інженерні споруди.....	98
5.1. Циліндричні резервуари.....	98
5.2. Резервуари, прямокутні в плані.....	102
5.3. Силоси.....	105
5.4. Бункери.....	110
5.5. Підпірні стіни.....	113
5.6. Водонапірні вежі.....	115
5.7. Підземні інженерні споруди.....	117
Література .....	120
Додатки .....	122

З 22 **Залізобетонні конструкції промислових будівель [текст]:** конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (Г Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 192 (G19) Будівництво та цивільна інженерія денної та заочної форм навчання / укладачі С.О. Ужegov, О.А. Ужegovа. – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 132 с.

Комп'ютерний набір та верстка: О.А.Ужegovа

Редактор: О.А. Ужegovа

Навчально-методичне видання  
**Залізобетонні конструкції промислових будівель**

Підп. до друку 2025 р.  
Формат А5. Папір офс.  
Гарн. Таймс. Ум. друк. арк. 8,25. Обл.-вид. арк. 8,4.  
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції  
Луцького національного технічного університету  
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75