

[МІНІСТЕРСТВО АГРАРНОЇ ПОЛІТИКИ УКРАЇНИ]
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
кафедра будівельних конструкцій



ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

**«Одноповерхова промислова опалювана будівля з
мостовими кранами»**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

[МІНІСТЕРСТВО АГРАРНОЇ ПОЛІТИКИ УКРАЇНИ]
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
кафедра будівельних конструкцій

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

**«Одноповерхова промислова опалювана будівля з
мостовими кранами»**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

для студентів 4 курсу денної та заочної форми навчання
спеціальності 6.060101 “Промислове та цивільне будівництво”

УДК 624.012.45

Циганенко Людмила Анатоліївна – кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій

Залізобетонні та кам'яні конструкції. Методичні вказівки до виконання курсового проекту на тему «Одноповерхова опалювана промислова будівля» для студентів 4 курсу спеціальності 6.060101 “Промислове та цивільне будівництво” денної та заочної форми навчання / Суми, 2010 рік, 63 ст., табл. 4, бібіл. 4

Методичні вказівки призначено для виконання курсового проекту на тему «Одноповерхова промислова опалювана будівля з мостовими кранами», якій розвиває у студентів практичні навички з розрахунку, конструюванню та зображенню на кресленнях найбільш розповсюджених типів несучих залізобетонних конструкцій та вузлів їх з'єднання.

Рецензенти:

Фомиця Л.М., д.т.н., професор, завідувач кафедри будівельних конструкцій,
Нагорний М.В., к.т.н., доцент кафедри будівельного виробництва

Рекомендовано до видання вченою радою ННІТІ Сумського національного аграрного університету. Протокол № _10_ від „_21_” __червня__ 2010 року.

© Сумський національний аграрний університет, 2010

Зміст.

1. Введення	5
2. Правила вибору варіантів для курсового проекту	6
3. Компонування поперечної рами промислової будівлі.	
3.1. Загальні відомості по прив'язці колон до поперечних та повздовжніх осей будівлі.	4
3.2. Загальні відомості щодо залізобетонних конструкцій рами будівлі	7
3.3. Визначення геометричних розмірів колон.	13
3.4. Визначення навантаження на раму.	15
4. Статичний розрахунок поперечної рами.	
4.1. Створення розрахункової схеми на програмному комплексі LIRA-9,4	22
4.2. Розрахункові сполучення зусиль.	28
5. Розрахунок міцності двогілкової (суцільної) колони середнього ряду.	32
5.1. Загальні рекомендації.	33
5.2. Розрахунок над кранової частини колони	
5.3. Розрахунок підкранової частини двогілкової колони	37
5.4. Розрахунок проміжної розпірки	39
6. Розрахунок та конструювання фундаменту під середню колону	39
6.1. Визначення геометричних розмірів фундаменту	39
6.2. Розрахунок арматури фундаменту.	41
7. Розрахунок кроквяної ферми покриття.	46
7.1. Нижній пояс	47
7.2. Верхній пояс	48
7.3. Розкоси ферми	48
8. Додатки	51
9. Рекомендована література	64

1. ВВЕДЕННЯ

Методичні вказівки складено на основі робочої програми дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 6.060101 «Промислове та цивільне будівництво».

Методичні вказівки призначено для виконання курсового проекту, якій розвиває у студентів практичні навички з розрахунку, конструюванню та зображенню на кресленнях найбільш розповсюджених типів несучих залізобетонних конструкцій одноповерхових промислових будівель та вузлів їх з'єднання.

В курсовому проекті необхідно провести розрахунок та конструювання поперечної рами одноповерхової опалюваної будівлі з мостовими кранами. Для цього необхідно розрахувати основні несучі елементи поперечної рами: колони середнього ряду суцільного чи наскрізного перерізу, фундаменту під відповідний тип колони та ригеля покриття, варіант форми якого приймається відповідно до завдання на проектування.

У методичне видання включено:

- основи компонування поперечної рами,
- статичний розрахунок поперечної рами на заданий діапазон навантажень
- розрахунок колони,
- розрахунок фундаменту під позацентрово стиснуту колону,
- розрахунок кроквяної попередньо- напруженої ферми
- додатки ,які необхідні для проведення розрахунків

При виконанні статичних розрахунків рами будівлі бажано використання сучасних програмних комплексів, що реалізують метод скінчених елементів «ЛІРА», «SCAD» «NORMCAD». Розрахунки міцності елементів залізобетонних конструкцій, підбір перерізів, проведення армування та інших важливих питань з проектування необхідно робити «ручним, інженерним» способом відповідно до вимог [1].

Методичне видання призначено для виконання пояснювальної записки курсового проекту, яка повинна бути виконана відповідно до вимог ДСТУ 3008-95, "Єдиної системи програмної документації (ЄСПД)". Графічна частина проекту виконується на основі "Правил виконання архітектурно-будівельних креслень (СПДС) та ГОСТ 21501-93.

2. Правила вибору варіантів для курсового проекту

Для виконання курсового проекту на тему **«Одноповерхова промислова опалювана будівля з мостовими кранами»** розроблено завдання для його виконання та приведено таблиці з його варіантами в **додатку 8**.

Номер варіанту вибирається згідно списку групи. Як що груп більше ніж одна, то друга група, згідно списку студентів, бере номер варіанту с того числа, на якому закінчились варіанти першої групи. При наявності третьої групи - послідовність вибору варіантів залишається.

Студент роздруковує бланк завдання на курсовий проект та заповнює його згідно варіанту, після чого, викладач підписує його. Наявність завдання обов'язкова. У випадку відсутності завдання чи невідповідності йому, курсовий проект не приймається і викладач видає новий варіант завдання.

Виконання пояснювальної записки курсового проекту можливо як в друкованому (електронному вигляді) так і «рукописному» на листах формату А4. Заповнення таблиць повинно проводитися чітким почерком, побудови графіків проводити олівцем чи за допомогою Excell, Word з потрібними поясненнями. Кожний розрахунок повинен закінчуватися аналізом та висновком по отриманим результатам з наведенням необхідних креслень, які сформувалися за результатами розрахунку.

Графічна частина курсового проекту-креслення несучих елементів будівлі може виконуватися як в електронному вигляді, які виконано за допомогою програмного пакету AutoCAD 2008 так і у «ручному» вигляді на листах формату А1 у кількості 1-1,5 листа (додаток 7) чи формату А3 у кількості 5-6 листів,

3. Компонування поперечної рами промислової будівлі.

3.1 Загальні відомості по прив'язці колон до поперечних та повздовжніх осей будівлі.

Проектування каркасу промислового будинку починається з компонування його конструктивної схеми яка складається з розбиття сітки колон, визначення основних розмірів поперечної рами, генеральних розмірів основних несучих конструкцій, розробки зв'язків по колонах та покриттю будинку, підкранових конструкцій. Розбивання сітки колон будинку роблять з врахуванням ними уніфікації габаритних схем промислових будинків та конструктивних елементів.

Прив'язка колон крайніх рядів та зовнішніх стін до повздовжніх осей проводиться відповідно з ГОСТ 23838-79.

“Нульова “ прив'язка –зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін суміщають з повздовжніми осями розбиття. Приймається в будівлях без мостових кранів, також в будівлях які мають мостові крани вантажністю до 30 т включно, з кроком колон 6м та висоті від підлоги до низу несучих конструкцій не менш 16.2м, рисунок 1 (а)

Прив'язка “250” – зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін суміщаються з повздовжніх осей на 250 мм на зовні. Приймається в будівлях з мостовими кранами вантажністю до 50 т включно, з кроком колон 6м та висоті від підлоги до низу несучих конструкцій 16.2 м і 18 м.

Прив'язка “500” – зовнішні грані колон та внутрішні поверхні стін суміщаються з повздовжніх осей на 500 мм на зовні. Приймається в будівлях тільки при відповідному обґрунтуванні в високих будівлях та в будівлях з значно важкими навантаженнями, рисунок 1.(б)

Прив'язка колон до поперечних осей в торцях будівлі проводиться

- для колон середніх рядів таким чином, щоб геометричні осі колон співпадали з поперечними осями розбиття.
- для колон торцевих рядів таким чином, щоб геометричні осі торцевих колон зміщуються всередину будівлі на 500 мм, при цьому внутрішні поверхні торцевих

стіл повинні співпадати з поперечними осями розбиття (мати “нульову” прив’язку), рисунок 1 (в).

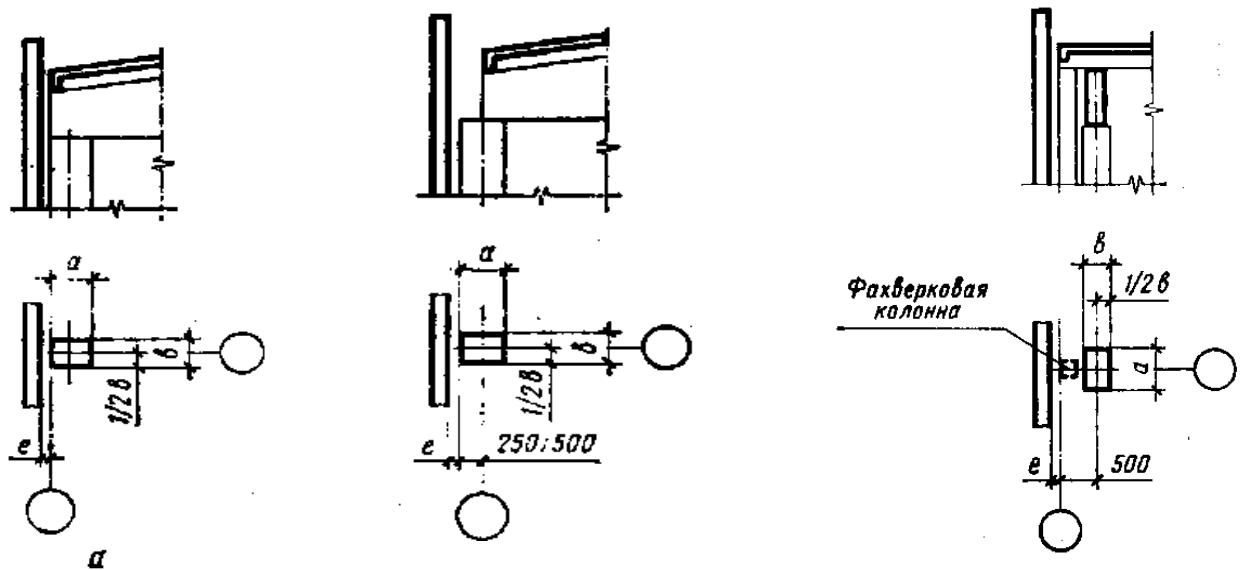


Рисунок 1. Прив’язка зовнішньої грані колон крайніх рядів та внутрішніх поверхонь стін до повздовжніх осей розбиття:

а) “нульова” прив’язка; б) прив’язка “250” та “500”; в) прив’язка “500”;

Прив’язка колон до поперечного температурного шва.

Поперечний температурний шов між парними колонами в будівлях з прольотами рівною висотою проводять зміщую ось шва з поперечною віссю розбиття, рисунок 2 (а).

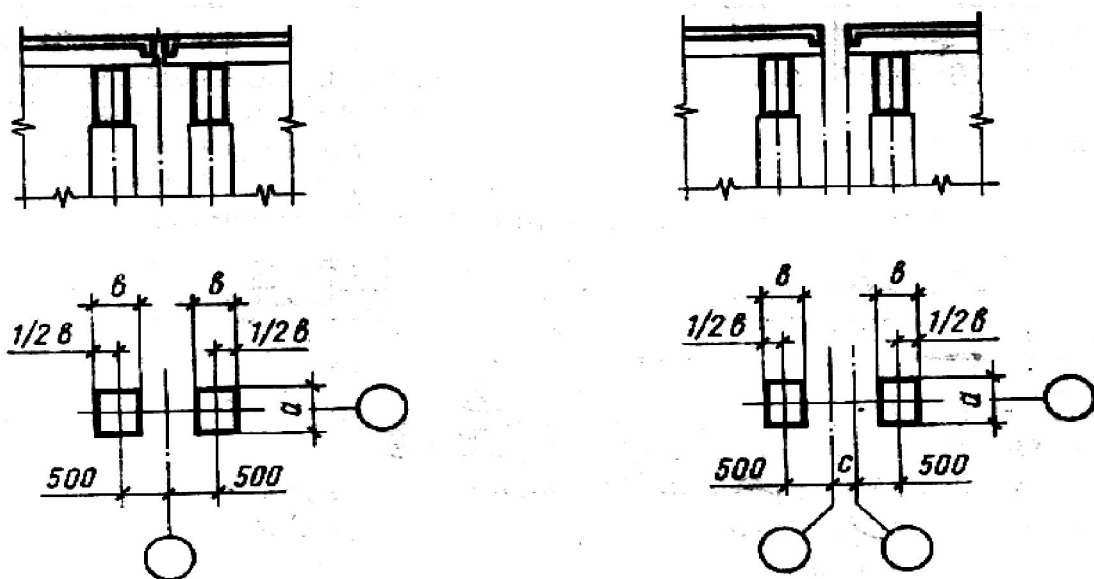


Рисунок 2. Прив’язка колон до поперечного температурного шва.

Допускається влаштування шву з двома поперечними осями розбиття зі вставкою між ними розміром s , кратним 50 мм, рисунок 2. (б)

Прив'язка колон до повздовжнього температурного шва.

Повздовжній температурний шов між парними колонами в будівлях прольотами рівною висотою передбачають двома осями розбиття між ними

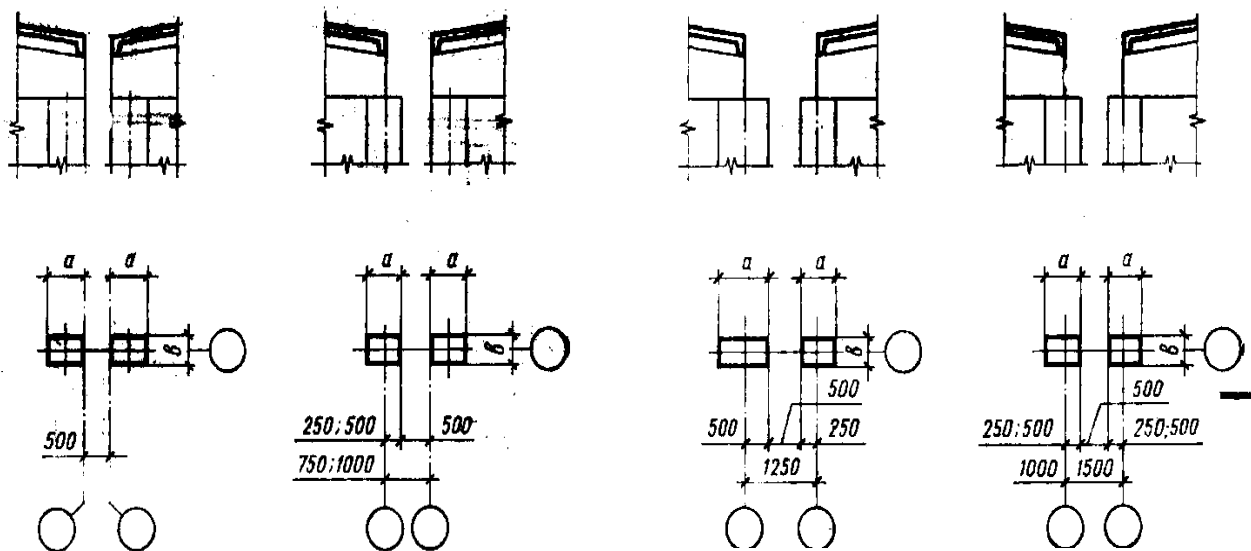


Рисунок 3. Прив'язка колон до повздовжнього температурного шва.

Зв'язки по колонах. Вертикальні зв'язки між колонами забезпечують незмінність каркасу й стійкість колони в повздовжньому напрямку. Тому передбачено сталі вертикальні зв'язки порталного типу по колонам в повздовжньому напрямку. Жорсткість в поперечному напрямку забезпечується защемленням колон в фундамент та розмірами перерізу колон. Жорсткість в горизонтальному напрямку забезпечується залізобетонними плитами покриття.

Довідкові дані. Вертикальні зв'язки бувають двох типів: основні – які розташовані по всій висоті колони; верхні – які розташовуються в межах верхніх ділянок колони до верха підкранових балок.

Основні зв'язки сприймають повздовжні зусилля й забезпечують незмінність конструкцій каркасу в повздовжньому напрямку. Їх слід розміщувати в середині будинку або його температурному відсіку, що забезпечує вільність температурних деформацій в обидва боки, а також зниження температурних напружень в елементах каркасу.

Верхні зв'язки забезпечують позовжню жорсткість верхньої частини каркасу, вірність встановлення колон в період монтажу, сприймають вітрове навантаження, яке діє на торець будинку, та передають її через підкранові балки на основні зв'язки. Верхні зв'язки встановлюють на торцях будинку або температурного відсіку й у місцях, де влаштовуються вертикальні й поперечні горизонтальні зв'язки покриття.

3.2 Загальні відомості щодо залізобетонних конструкцій рами будівлі

Каркас проектується, як правило, за рамною системою, що являє собою конструкцію з поперечних рам, які утворюються з колон, жорстко затиснених у фундаментах і шарнірно зв'язаних з несучими конструкціями покриття (кроквяними балками або фермами). Просторова жорсткість будівлі в позовжньому напрямку забезпечується фундаментними балками, підкрановими балками і вертикальними й горизонтальними зв'язками. При виборі матеріалу каркаса керуються характером силових і несилових впливів, сприйманих каркасом, а також враховують розміри прольотів, крок колон, висоту будівлі, вимоги вогнестійкості, місце будівництва.

Колони- додаток 1. Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно-планувального рішення промислової будівлі і наявності того чи іншого виду підйомно-транспортного устаткування визначеної вантажопідйомності. Розміри колони підбирають за такими умовами: місце розташування в будівлі, висота будівлі, величина прольоту, крок колон і вантажопідйомність кранів-.

Двовіткові колони застосовують у будівлях з висотою більше 10,8 м. Переріз прямокутних (одновікових) колон приймають від 400х400 до 500х800 мм, двотаврового перерізу – від 400х600 до 400х800 мм, двовіткових – від 400х1000 до 600х1900 мм. У колонах передбачаються заставні елементи для цяткування стінових панелей, підкранових балок і кроквяних конструкцій покриття.

Фундаменти-додаток 2. Окремо стоячи під колони виконують з монолітного або збірного залізобетону, вони мають східчасту форму склянкового типу. У фундаментах передбачається розширене поглиблення для установки в ньому колон, що має форму усіченої піраміди. Верх фундаменту завжди має оцінку -0,150.

Підкранові балки-додаток 3. Підкранові балки з покладеними по них рейками утворюють шлях руху мостових кранів і, міцно з'єднуючись з колонами, додають каркасу будинку додаткову просторову жорсткість. Залізобетонні підкранові балки можуть бути таврово-трапецієподібного чи двотаврового перерізу, їх застосовують під крани легкого і середнього режиму роботи при кроці колон 6 і 12 м і вантажопідйомності мостових кранів до 30 т. Висоту балок при кроці колон 6 м приймають 800 і 1000 мм, а при кроці колон 12 м – 1400 мм. Після установки і вивірки підкранових балок їх прикріплюють до колон; внизу на болтах і зварюванні, вгорі – приваркою вертикально поставленого листа до закладних деталей у колоні і балці. По верху підкранових балок укладають кранові рейки і закріплюють лапками – притисками на пружних прокладках.

Збірні залізобетонні кроквяні балки - додаток 4. Застосовують при прольотах від 6 до 18 м при влаштуванні односкатних, двоскатних і плоских покриттів. Для покриттів прольотів від 6 – 9 м застосовують балки таврового перерізу, а для прольотів 12 і 18 м – двотаврового і прямокутного перерізу з отворами.

Збірні залізобетонні кроквяні ферми-додаток 5. застосовують у будівлях з прольотом від 18 до 36 м. За своїм обрисом вони можуть бути сегментними, арковими, трикутними з рівнобіжними поясами. Усі види ферм, крім трикутних, призначені для покриття з рулонною покрівлею, а трикутні – для покриття з азбестоцементних і металевих хвилястих листів.

Конструкції огорожуючих покриттів можуть бути з прогонами, по яких укладають дрібнорозмірні плити, і без прогонів, коли крупнорозмірні панелі

спирають безпосередньо на будівельні конструкції . По плитах покриття влаштовують покрівлю, що захищає будівлі від атмосферних опадів.

Для підвищення стійкості будівлі в поздовжньому напрямку передбачають систему вертикальних зв'язків між колонами й у покритті. У будівлях без мостових кранів і з підвісними кранами вертикальні зв'язки колон установлюють тільки при висоті приміщень більше 9,6 м. При кроці колон 6 м застосовують хрестові зв'язки, а при кроці 12 м – порталні. Зв'язку виконують з кутків чи швелерів.

Стіни. Стіновими панелями огороджують опалювальні й неопалювані будівлі незалежно від матеріалу і конструкції каркаса при кроці колон 6 і 12 м. Висоту панелей в більшості випадків приймають в 1,2 і 1,8 м, довжину – 6 і 12 м. Низ першої за висотою панелі сполучають, як правило, з позначкою підлоги будівлі. За конструктивними і монтажними умовами верхній ряд панелей у межах висоти приміщення рекомендується встановлювати нижче ферм на 0,6 м, а верхній ряд панелей у межах висоти ферм – нижче верхнього пояса на 0,3 м.

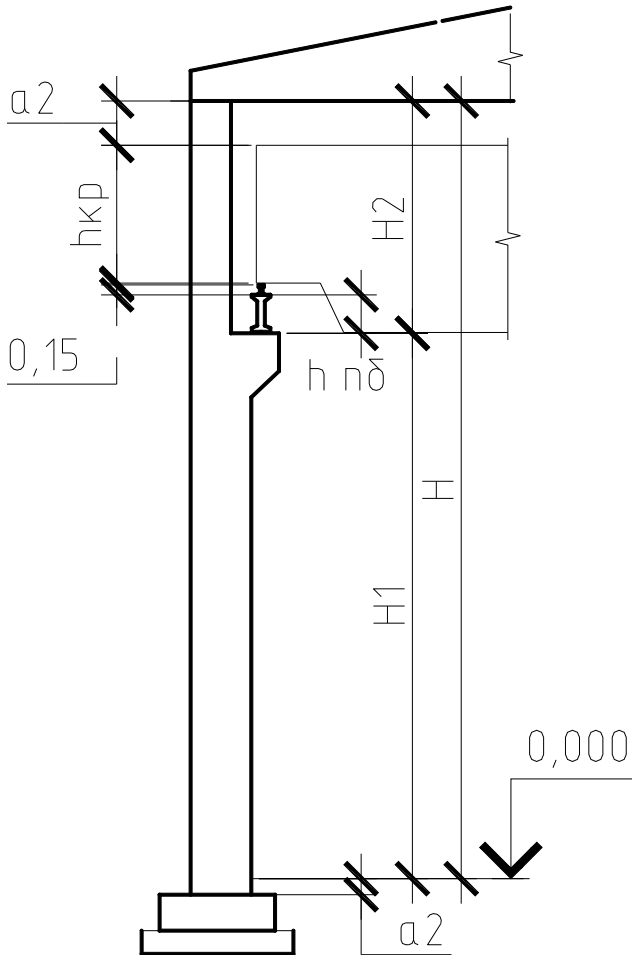
Стіни опалювальних промислових будівель виконують з одно - і багат шарових панелей з легких і ячіїстих бетонів, а також шаруватими з алюмінієвого профільованого листа чи азбоцементних листів з ефективним утеплювачем.

Найбільша висота прорізу залежить від міцності віконних панелей. З метою обмеження вітрових навантажень на імпости і панелі - перемички при кроці колон 6 м вона не повинна перевищувати 12 м для першого яруса заскління і 5,4 м для наступних ярусів.

Товщину горизонтальних швів між стіновими панелями приймають рівною 15 мм, вертикальних – 20-30 мм відповідно при панелях довжиною 6 і 12 м. У результаті температурних і усадочних деіформацій панелей товщина швів періодично змінюється, тому матеріал заповнення швів повинен бути пружним і еластичним, а також водонепроникним і атмосферостійким. Для надійної герметизації швів використовують пружні синтетичні профільні прокладки з пороїзолу чи герніту, а також різні водостійкі мастики.

3.3 Визначення геометричних розмірів колон.

Вертикальні габаритні розміри будинку залежать від технологічних умов виробництва й визначаються відміткою голівки кранової рейки до низу несучої конструкції покриття.



Висоту **надкранової** частини колони визначаємо виходячи з умов:

$$H_2 = h_{кр} + (h_{п.б.} + 0,15) + a_1$$

де $h_{кр}$ – висота крану, додаток.6

a_1 –розмір, який враховує прогін конструкцій покриття й висоту виступаючих донизу елементів зв’язків, приймається (100-400)мм.

Висоту **підкранової** частини колони визначаємо виходячи з умов:

$$H_1 = H - H_2 + a_2$$

Загальна висота колони $H_c = H_1 + H_2$

Рисунок 4. До визначення розмірів колони

У додатку 1 наведено рекомендовані розміри поперечних перерізів над- та підкранової частини колони.

На рисунку 5 приведено приклад плану та поперечного перерізу рами з заданими даними.

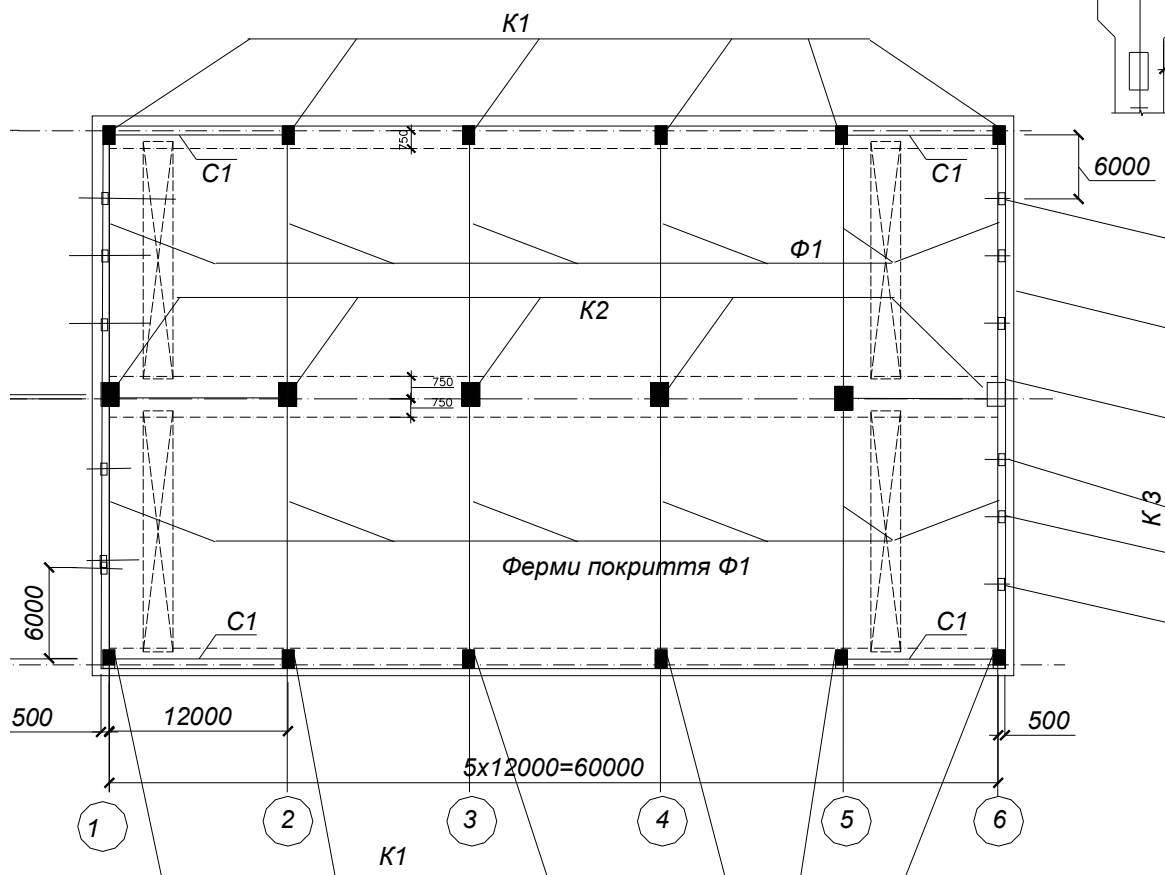
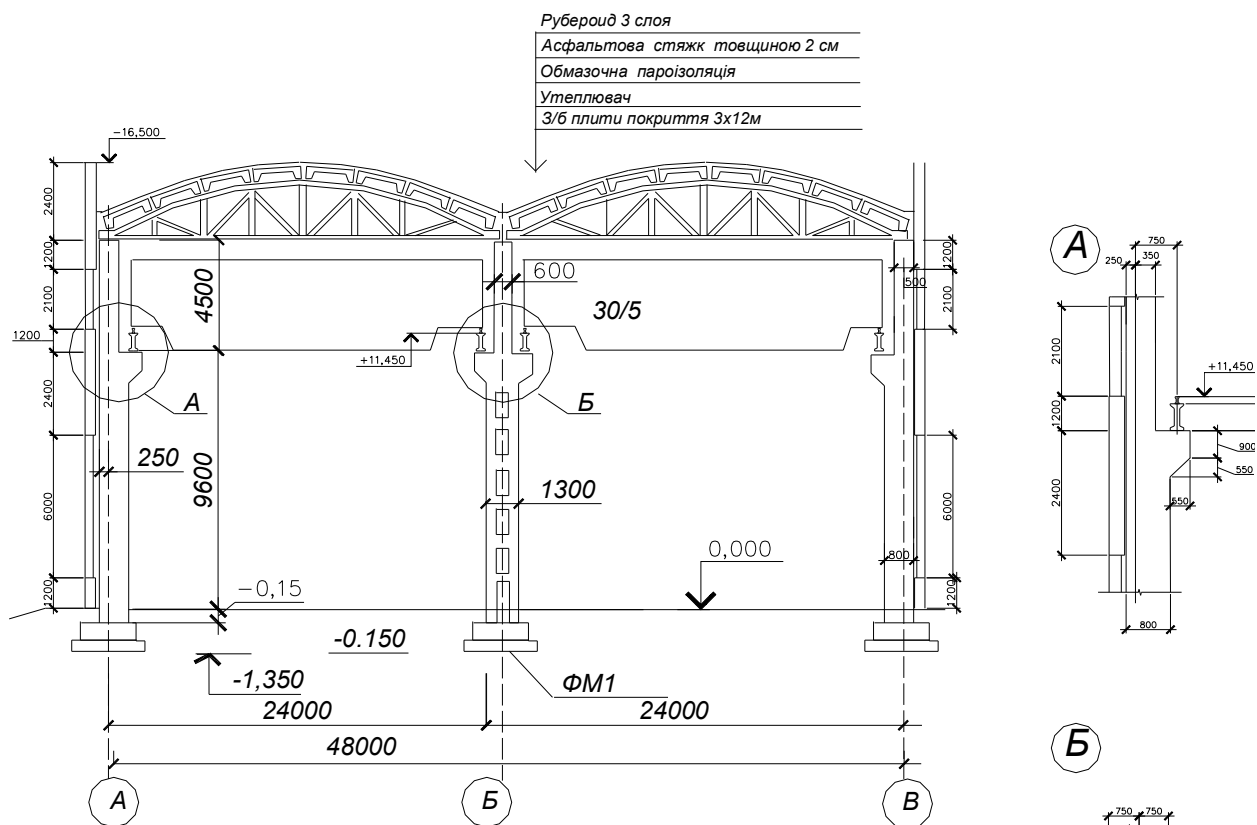


Рисунок 5 До компоновки плану будівлі та поперечної рами

3.4. Визначення навантаження на раму.

В курсовому проєкті плоску поперечну раму розраховують на дію:

- **постійних** навантажень – від ваги огорожуючих та несучих конструкцій будинку;
- **короткочасних** – атмосферних (сніг та вітер) відповідно кліматичного району;
- **технологічних** (від мостових кранів).

які визначаються згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи»

В постійне навантаження від покриття включають навантаження від усіх шарів покрівлі: огорожуючих конструкцій покриття (плит ребристих, чотирьохшарового руберойдного килиму на бітумній мастиці) - q_n , та несучих конструкцій (кров'яних ферм, зв'язків)- F_ϕ

Постійне навантаження.

- на колони від **ваги покриття** з урахуванням вантажної площі, рис.6
 - в крайньому прольоті $F_1 = q_n * b * L/2 * 0.5F_\phi * \gamma_n$
 - в середньому прольоті $F_2 = q_n * b * L * F_\phi * \gamma_n$

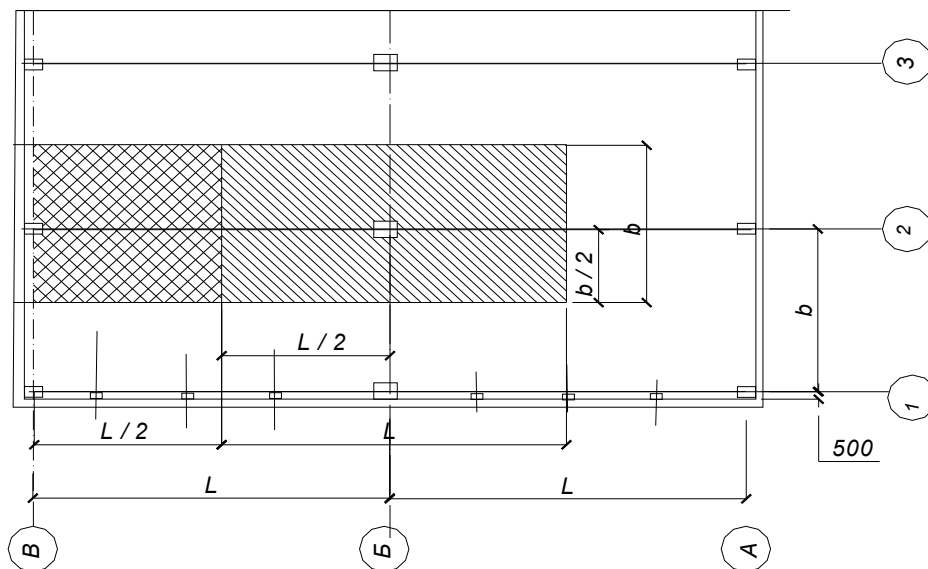
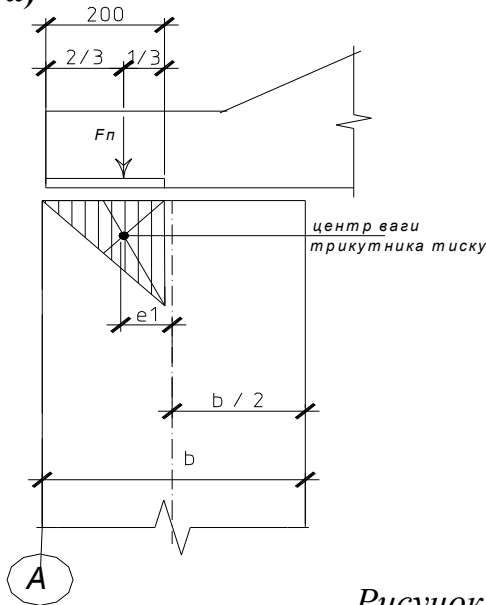


Рисунок 6 До визначення вантажної площі (рисунок повернуто на 90^0)

Навантаження від покриття прикладено на рівні опирання ферми по вертикалі, яка проходить крізь центр опорного вузла (рис.7.). Тому тут виникають моменти, ексцентриситет дії яких залежить від прив'язки.

Прив'язка «0».

а)



б)

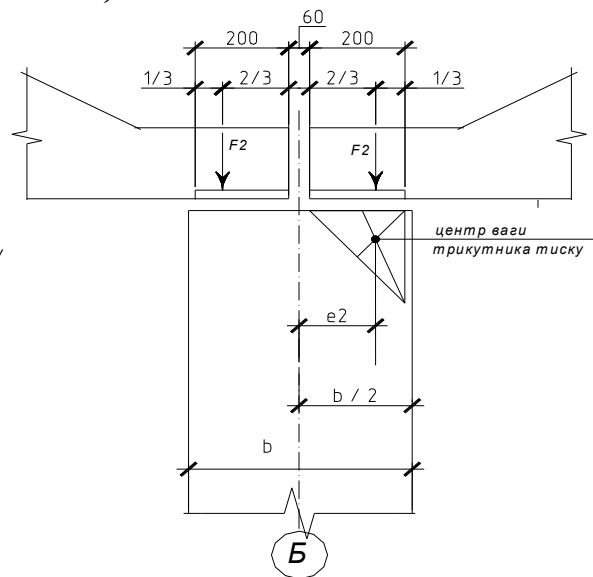


Рисунок 7 Визначення ексцентриситетів:

а) для крайньої колони; б) для середньої

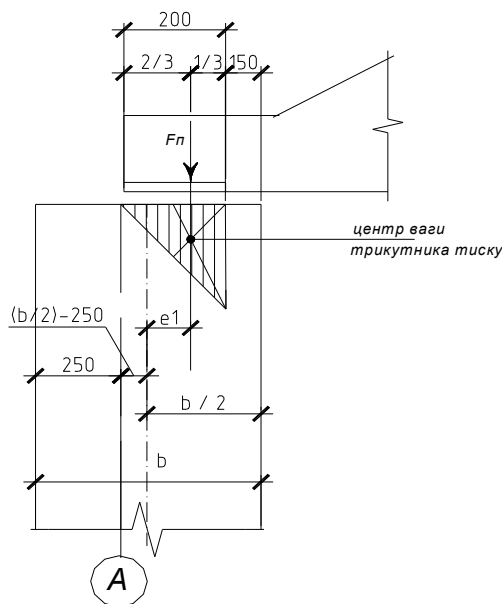
Відстань від лінії дії навантаження до геометричної осі колони по осі А e_1 знаходимо з урахуванням довжини закладної деталі 200 мм (рис.7(а)):

$$e_1 = \left(\frac{b}{2}\right) - \left(\frac{2}{3}\right) * 200$$

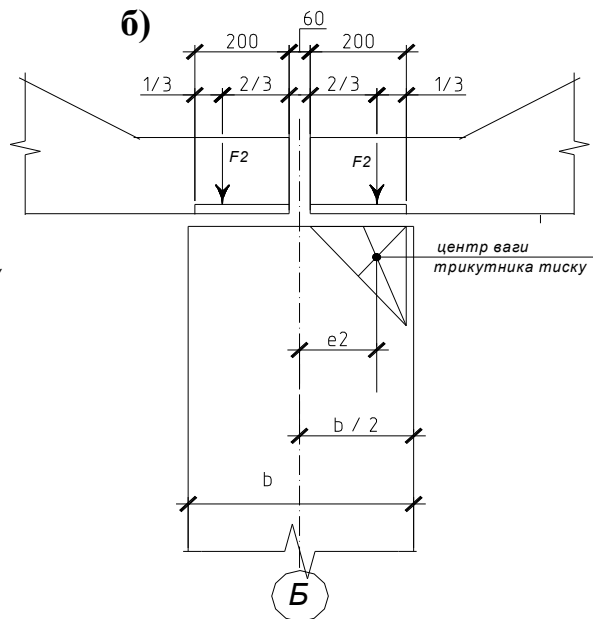
Для середньої колони по осі Б (рис.7(б)): $e_2 = \frac{2}{3} * 200 + 30$

Прив'язка «250».

а)



б)



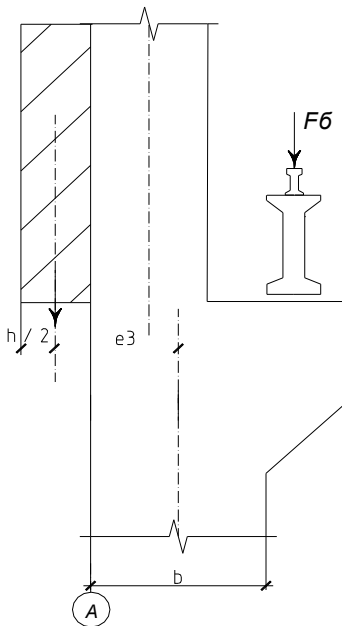
по осі А $e_1 = \left(\frac{2}{3}\right) - \left(\left(\frac{b}{2}\right) - 250\right)$

по осі Б $e_2 = \frac{2}{3} * 200 + 30$

Тоді, момент: в крайньому прольоті від навантаження від покриття:

$$M_1 = e_1 * F_1$$

➤ **навантаження від стінових панелей та засклення F3, F4,**



Питома вага бетону $g = 2.5 \text{ кН/м}^2$, питома вага скла

$g_{заскл} = 0.4 \text{ кН/м}^2$ з урахуванням висоти панелей h_n та

вікон h_g на відмітці від 0,000 до Н1 знаходиться за

формулою: $F_4 = (g * h_n + g_{заскл} * h_g) * b * \gamma_f * \gamma_n$

- для заповнення висоти Н2 $F_3 = (g * h_n) * b * \gamma_f * \gamma_n$

Момент від стінового огороження з урахуванням

ексцентриситету дорівнює $M_3 = e_3 * F_3$

де $e_3 = b/2 + h/2$ (рис.8)

Рисунок 8. Визначення ексцентриситету від стінового огороження

➤ **навантаження від підкранової балки F5 та підкранового рельсу**

$F_5 = (F_6 + F_{пл} * b) * \gamma_n$, де власна вага балки -114,7 кН , підкранового рельсу

-1,5кН/м ,розміри балок в додатку 3.

Навантаження від балок кранового шляху прикладена на рівні їх опирання по вертикалям, які проходять крізь осі кранового шляху.

для прив'язки «0» по осі А $e_5 = 750 - b/2$, по осі Б $e_4 = 750$

для прив'язки «250» по осі А $e_5 = 750 - (b/2 - 250)$

Тоді, момент від підкранової балки : в крайньому прольоті: $M_5 = e_5 * F_5$

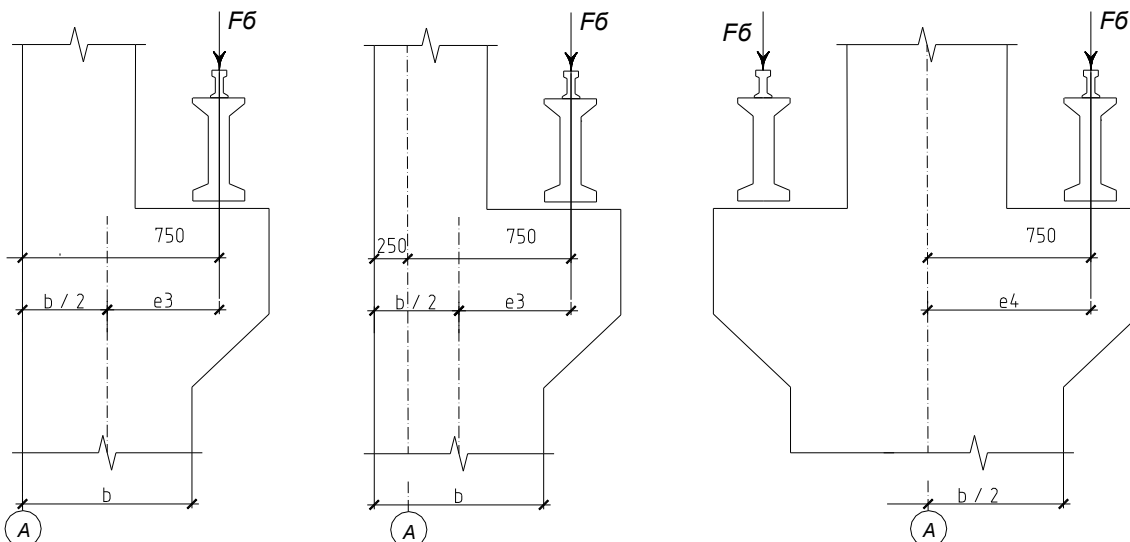


Рисунок 9 Визначення ексцентриситету від підкранової балки

На рис.10 приведена схема розташувань діючих постійних навантажень та моментів.

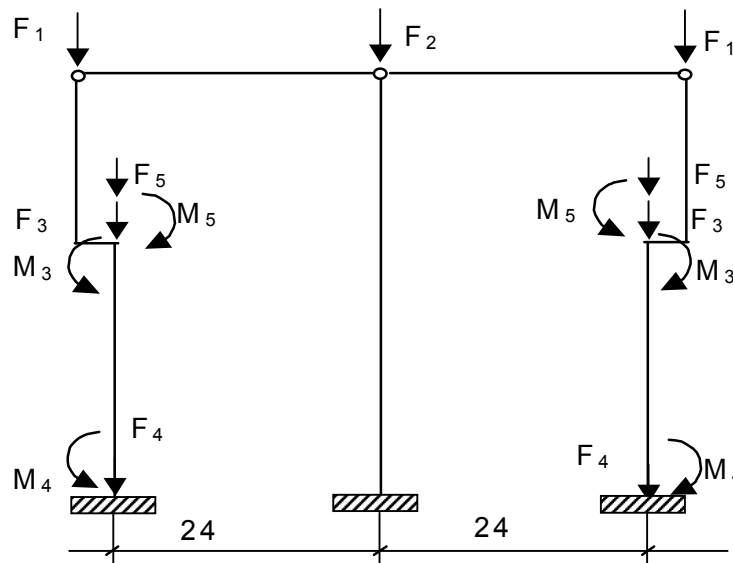


Рисунок 10 Розрахункова схема з постійними навантаженнями

Тимчасове навантаження.

✓ **граничне значення снігового навантаження** підраховується згідно п. 8,2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C.$$

де S_m – характеристичне значення ваги снігового значення яке визначається згідно **додатку Е** ДБН В.1.2-2:2006 в залежності від кліматичного району.

c – коефіцієнт, який визначається згідно п. 8,6 ДБН В.1.2-2:2006 за формулою:

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

Снігове навантаження прикладається у вигляді зосередженого навантаження, що діє на колони рами через ригель покриття. Знаходимо розрахункове зосереджене навантаження на ригель рами:

- в крайньому прольоті $F_{cn} = S_n * b * L / 2 * \gamma_f$
- в середньому прольоті $2F_{cn}$

Момент від снігового навантаження визначаємо $M_{cn} = e_1 * F_{cn}$,
ексцентриситет приймаємо e_1 .

Тому, залежно від прив'язки, отримуємо дві розрахункові схеми, рисунок 11

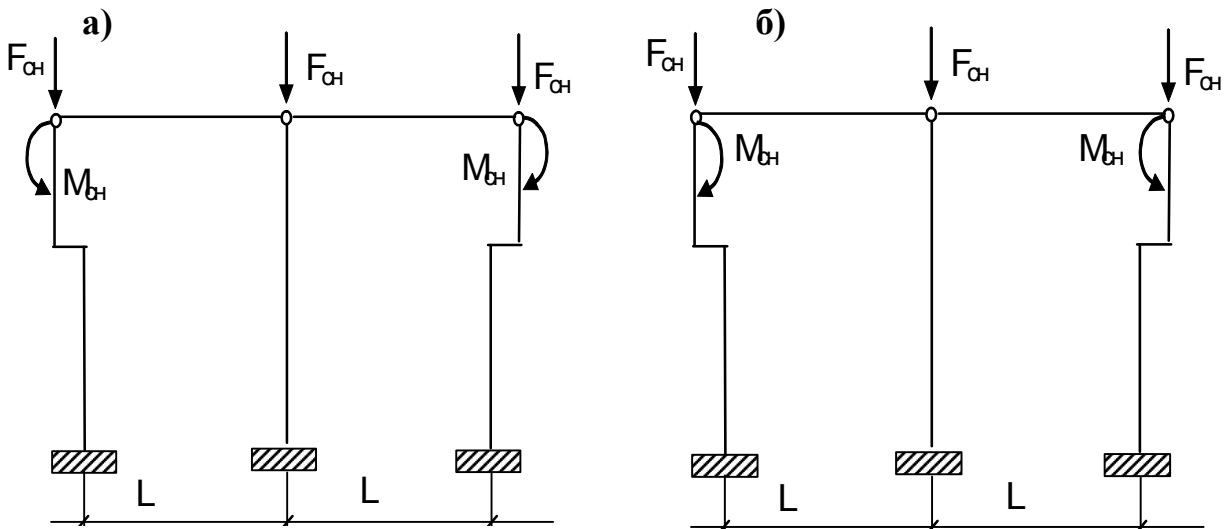


Рисунок 11 Розрахункова схема зі сніговим навантаженням
:а) для прив'язки «0» б) для прив'язки «250»

➤ **Навантаження від крана** проводиться згідно положень п.7 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

В курсовому проекті раму розраховують на дію двох зближених кранів. Вертикальний та горизонтальний тиск коліс крана передається на раму підкрановими балками у вигляді вертикальних та горизонтальних тисків, які визначаються за допомогою лінії впливу. При цьому розраховують схему з двох суміжних балок, опорами яких є колони.

Розрахунковий вертикальний тиск на колону, до якої приближений візок з вантажем:

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot \sum y_i$$

Розрахунковий вертикальний тиск на протилежну колону рами

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot \sum y_i$$

Ψ – коефіцієнт сполучень при взаємодії двох кранів (1)

$\sum F_{\max}$ та $\sum F_{\min}$ – суми добутків відповідно максимального й мінімального нормативних тисків кранових коліс на ординати ліній впливу.

$\sum y_i$ -сума ординат ліній впливу, рис.11.

Мінімальний тиск катка крана: $F_{\min} = [(Q + G_{кр}) / n_0] - F_{\max}$

Розрахунковий горизонтальний тиск крана на колону: $H = H_{\min} \cdot \Psi \cdot \sum y_i =$

Нормативна горизонтальна сила поперечного гальмування візка, яка передається на одно колесо крана й спрямована вздовж мосту крана:

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

Вертикальні навантаження Dmax і Dmin від кранів по відношенню до осі нижньої частини колони передаються з ексцентриситетом e_3 , тому в рамі від вертикального тиску виникають зосереджені моменти:

$M_{max} = D_{max} \times e_3$ та $M_{min} = D_{min} \times e_3$.

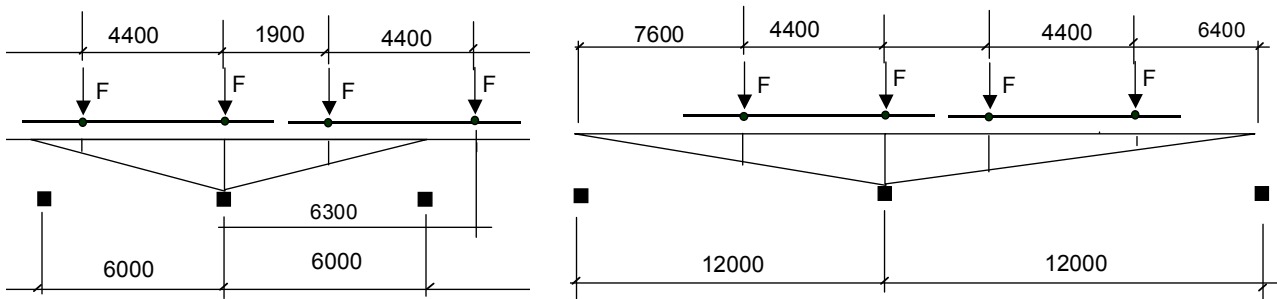


Рисунок 12. До визначення ординат ліній впливу а) при кроці колон 6 м б) при кроці колон 12 м

➤ Вітрове навантаження.

Нормативне значення вітрового навантаження відповідно ДБН В.1.2-2:2006 визначають за формулою.

з навітренної сторони. $\omega_{n1} = \omega_0 \times k \times c = 0,3 \times 1,25 \times 0,8$

з підвітреної сторони. $\omega_{n1} = \omega_0 \times k \times c = 0,3 \times 1,25 \times 0,6$

k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті в залежності від типу місцевості, c – аеродинамічний коефіцієнт, F – вантажна площа

Знаходимо розрахункові погонні навантаження на раму від активного й пасивного тисків:

$$\omega_a = \gamma_r \times \omega_0 \times k_{10} \times c \times F \quad \omega_a = \gamma_r \times \omega_0 \times k_{20} \times c \times F$$

$$\omega_p = \gamma_r \times \omega_0 \times k_{10} \times c_1 \times F \quad \omega_p = \gamma_r \times \omega_0 \times k_{20} \times c_1 \times F$$

Еквівалентні навантаження від вітру в залежності від висоти споруди.

Активне навантаження. $\omega_e^a = \omega_{10}^a \times \alpha$ та $\omega_e^a = \omega_{20}^a \times \alpha$

Пасивне навантаження. $\omega_e^n = \omega_{10}^n \times \alpha$ та $\omega_e^n = \omega_{20}^n \times \alpha$

α – коефіцієнт що залежить від висоти будинку.

Вітрове навантаження що діє в межах висоти ферми з ліхтарем, замінюється зосередженими силами W_a та W_p , прикладеними на рівні верха кров'яної ферми на опорі.

$$W_a = 1,4 \times 0,3 \times 1,27 \times 0,8 \times b \times 1,17$$

$$W_p = 1,4 \times 0,3 \times 1,27 \times 0,6 \times b \times 1,17$$

Розрахунок поперечної рами будівлі проводиться на дію 9 видів навантажень:

- 1. Постійне навантаження
- 2. Снігове тимчасове
- 3. Кранове, максимальний тиск крану на ліву колону
- 4. Кранове-максимальний тиск крану на середню колону
- 5. Кранове-максимальний тиск від чотирьох зближених кранів на середню колону
- 6. Від гальмування крану-тиск на крайню колону
- 7. Від гальмування крану-тиск на середню колону
- 8. Вітрове навантаження- з лівого боку рами
- 9. Вітрове навантаження- з правого боку рами

4. Статичний розрахунок поперечної рами.

4.1. Принципи створення розрахункової схеми на програмному комплексі Лира-9,4

Особливості моделювання колон в розрахунковій схемі .

Для визначення зусиль в елементах рами від діючого навантаження використовується програмний комплекс ЛИРА, який реалізує метод скінчених елементів. Елементи рами моделюємо стержньовими елементами 10 типу, використовуючи 5 признак системи, якщо ми проводимо розрахунок плоскої рами будівлі, то необхідно використовувати 2 тип кінцевого елемента та 2 признак системи-признак плоскої рами.

Жорсткість елементів рами визначається призначенням їх геометричних характеристик та питомої ваги матеріалу. Колони моделюються стержньовими кінцевими елементами, розташування яких приймається по осі симетрії елемента. Так, як у колони крайнього ряду соосність геометричних розмірів перерізу над- та підкранової частини не співпадає, то ми отримуємо «ступінчасту» форму стержня, якій буде її моделювати, у колони середнього ряду перерізи розташовано соосно, тому вона моделюється прямолінійним стержнем, рисунок 13.

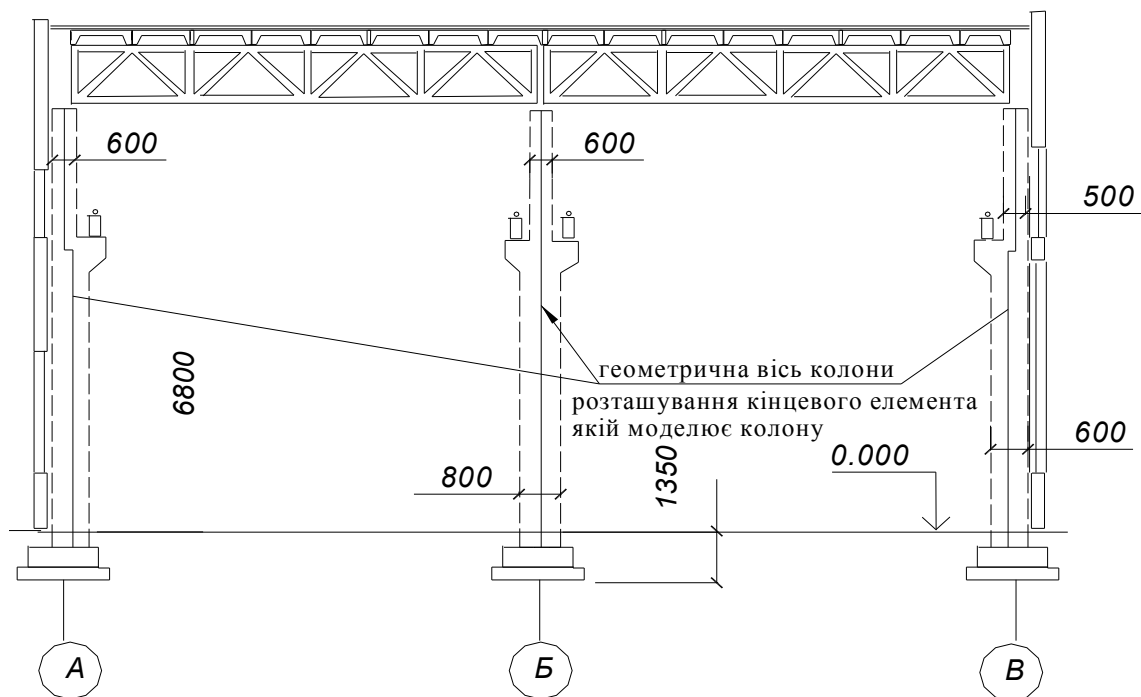
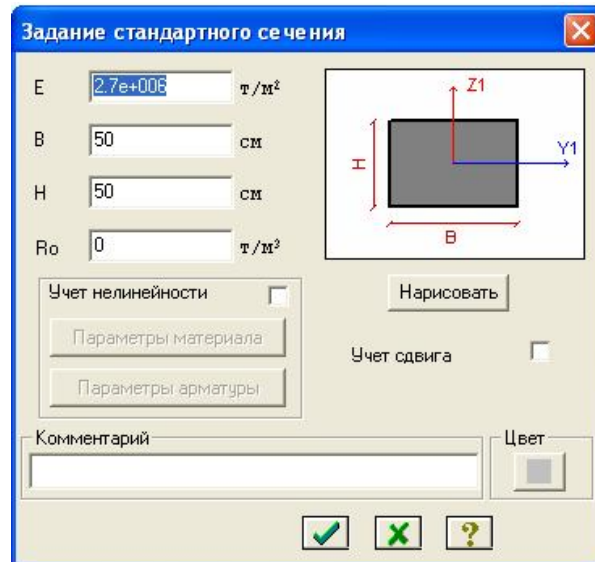


Рисунок 13. Поперечна рама будівліз суцільними колонами

Жорсткість елементів суцільних колон приймається шляхом завдання геометричних розмірів колони з указівкою величини модуля пружності, що відповідає необхідному за варіантом класу бетону, приклад наведено в таблиці, параметри жорсткості програмний комплекс вираховує автоматично.



Розташування кінцевих елементів в перерізах двогілкових колон приймається таким же чином. Двогілкова підкранова частина колони також моделюється одним стержньовим елементом, рисунок 14.

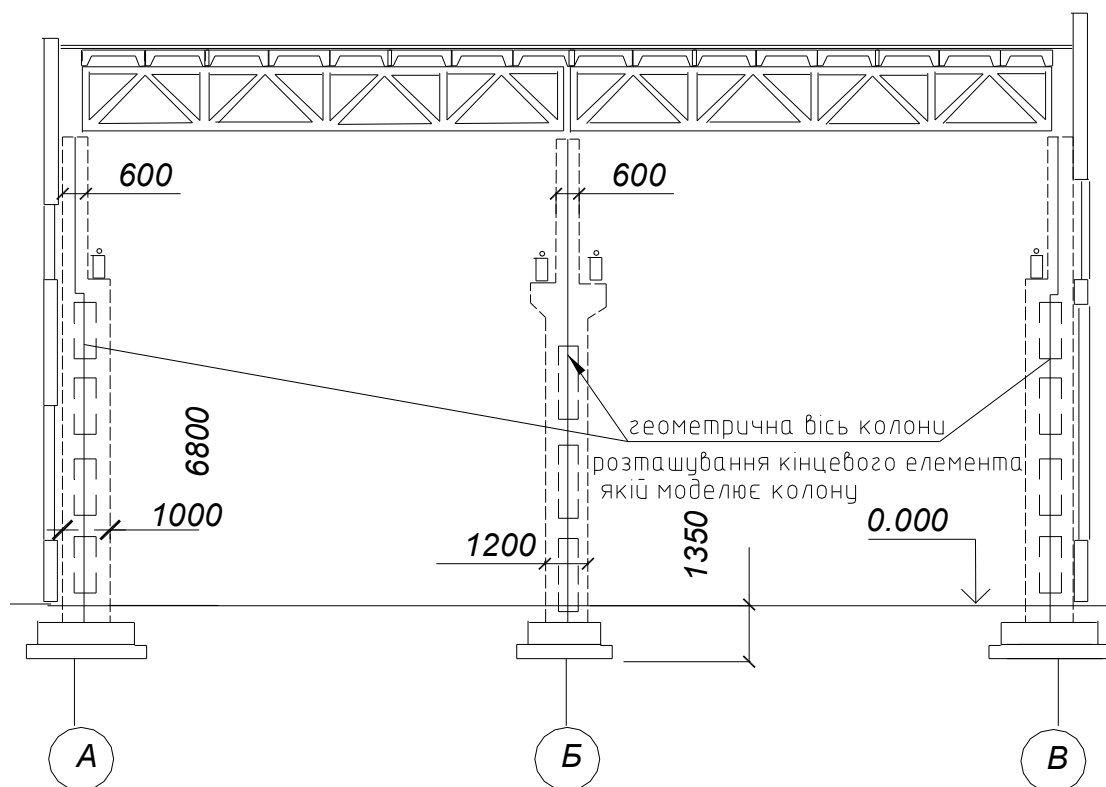


Рисунок 14. Поперечна рама будівлі з двогілковими колонами

Відмінність стосується визначення параметрів жорсткості двогілкової колони. В цьому випадку підкранова частина колони моделюється не брусом з розмірами, а описується числовими параметрами відповідно до того типу кінцевого елемента, який було прийнято.

Численное описание для КЭ 10

EF	0	Т
Ely	0	Т*М ²
Elz	0	Т*М ²
Glk	0	Т*М ²
Y1	0	СМ
Y2	0	СМ
Z1	0	СМ
Z2	0	СМ
Ru	0	СМ
q	0	Т/М

Учет ☐ GF GFy Т GFz Т

Комментарий

Цвет

КЭ 2 число ное

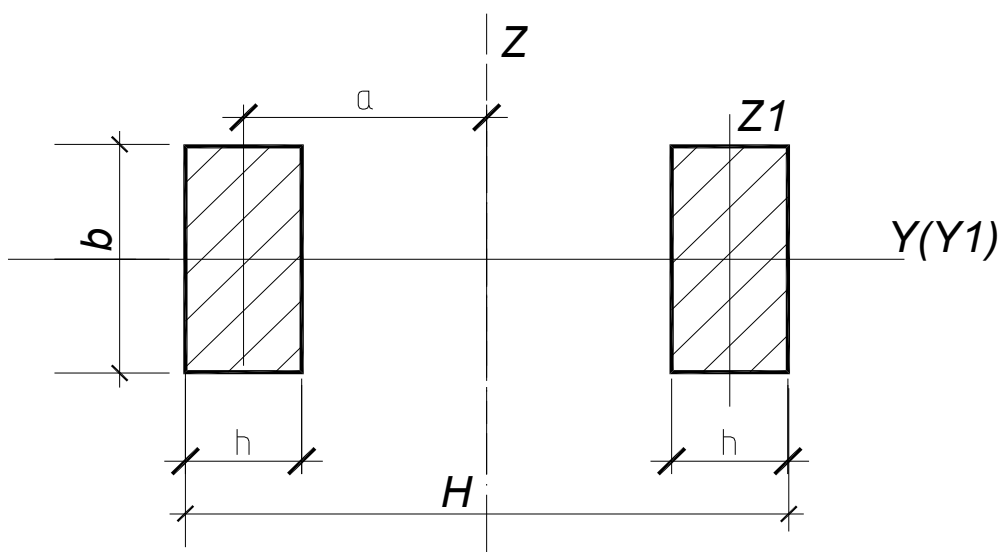
EF	0	Т
Ely	0	Т*М ²
Elz	0	Т*М ²
Glk	0	Т*М ²
Y1	0	СМ
Y2	0	СМ
Z1	0	СМ
Z2	0	СМ
Ru	0	СМ
q	0	Т/М

Учет ☐ GF GFy Т GFz Т

Комментарий

Цвет

EF - поєздовжня жорсткість елемента, де E -модуль пружності бетону, а F -площа перерізу; $EI_{y(z)}$ - згибна жорсткість елемента; GI_k - крутильна жорсткість елемента



Момент інерції перерізу відносно осі Y

$$I_z = 2\left(I_{z1} + Aa^2\right) = 2\left(\frac{bh^3}{12} + bha^2\right) = \frac{bh^3}{12} + \frac{bh(H-h)^2}{2}$$

Момент інерції перерізу відносно осі X

$$I_y = 2I_{y1} = 2\frac{bh^3}{12} = \frac{bh^3}{6}$$

Особливості моделювання ригеля покриття в розрахунковій схемі .

В промисловій рамі будівлі приймається шарнірне спирання ригеля покриття на колони. Тому в даному випадку ригель покриття передає на колони лише зосереджене навантаження від своєї власної ваги, ваги покрівлі та снігу, величина якого відповідає кліматичному району. Тому доцільно змодельювати ригель покриття стержньовим кінцевим елементом з еквівалентною жорсткістю. Наприклад: вибираємо при заданні жорсткості «брус» з розмірами 500x500мм, а модуль пружності бетону приймаємо більший за величиною - $2.1 \cdot 10^8$ т/м², ніж це передбачено для бетону - $2.1 \cdot 10^6$ т/м².

Це дозволить зосередитися лише на розрахунку колон будівлі та не обтяжувати розрахункову схему додатковими навантаженнями та накладанням додаткових зв'язків. А ригель покриття розрахувати окремим розрахунком, шляхом вибору готових геометричних схем в ПК Лира-9,4.

Особливості задання навантаження

Розрахунку підлягає середня колона, як найбільш навантажений елемент. При розрахунку рами на 9 типів навантаження, отримуємо величини зусиль M,N,Q які записуємо в таблицю. Вибираємо 2 перерізи, рисунок 21:

- перший 1-1 в защемленні колони – для отримання розрахункових сполучень для розрахунку підкранової частини колони та фундаменту;
- другий 2-2- для розрахунку надкранової частини колони

На рисунках наведено 9 видів завантажень та розташування перерізів для розрахунку на міцність елементів колони (визначення величин F, M, D H, наведено у пункту 3.4)

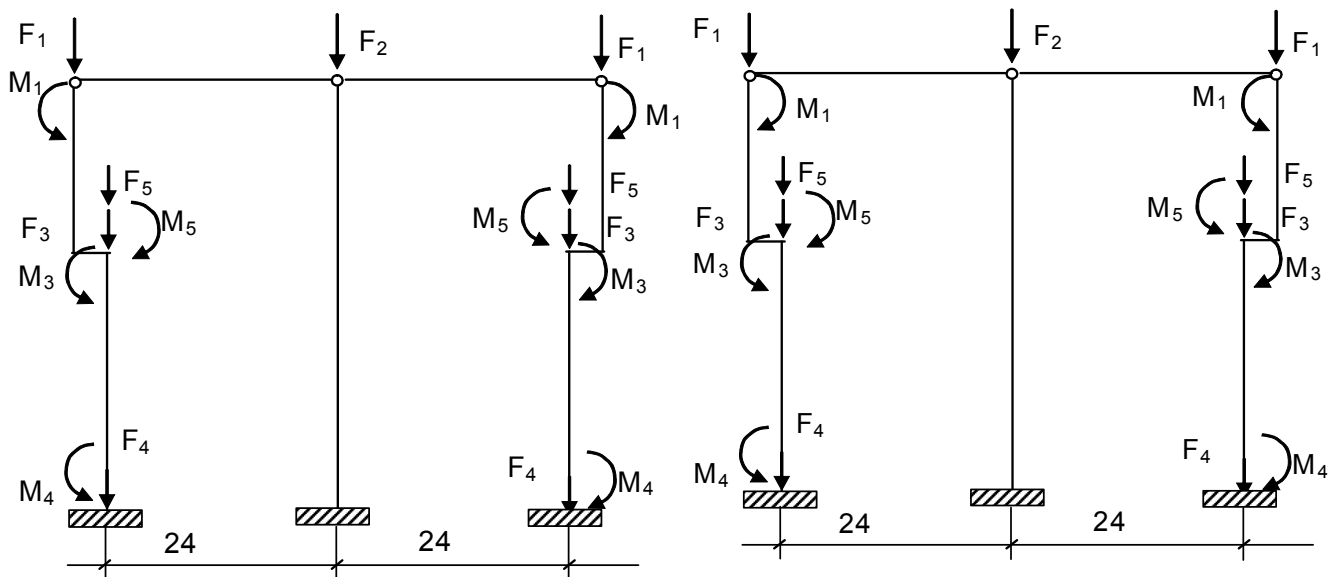


Рисунок 15. 1 завантаження а) прив'язка «0» б) прив'язка «250»

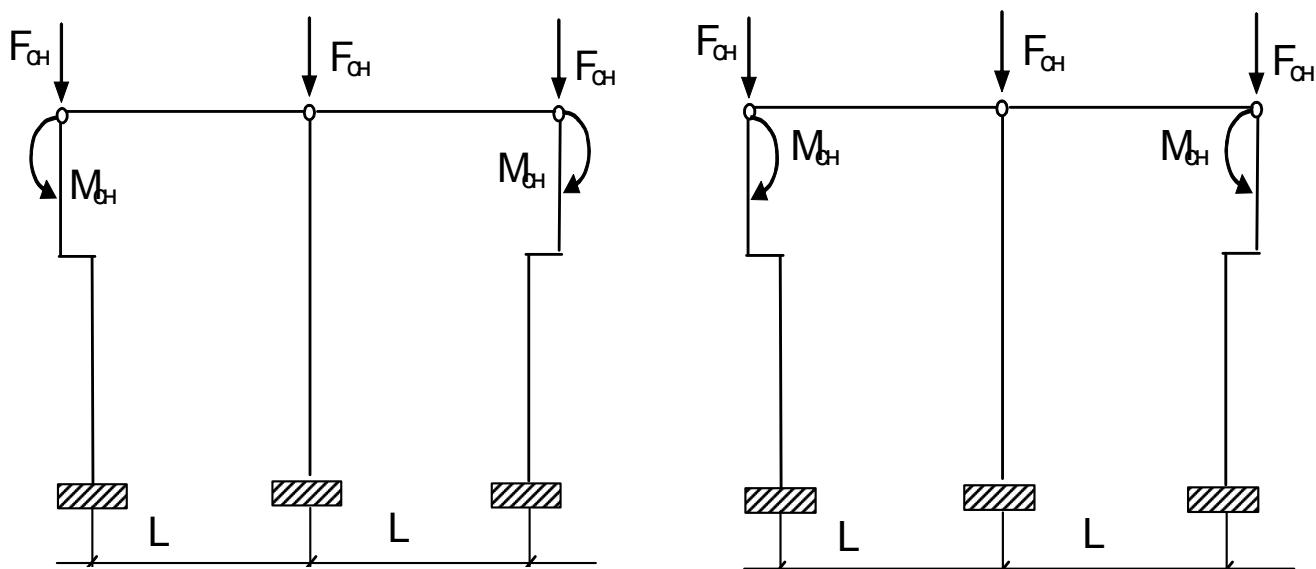


Рисунок 16. 2ге завантаження : а) для прив'язки «0» б) для прив'язки «250»

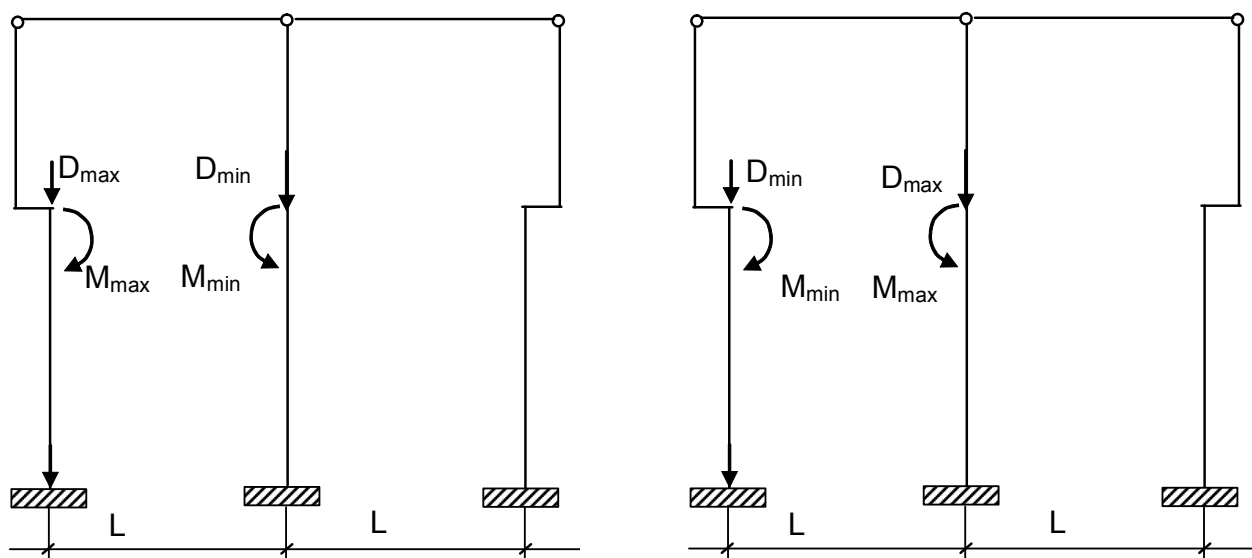


Рисунок 17. Кранове завантаження а) 3те б) 4те

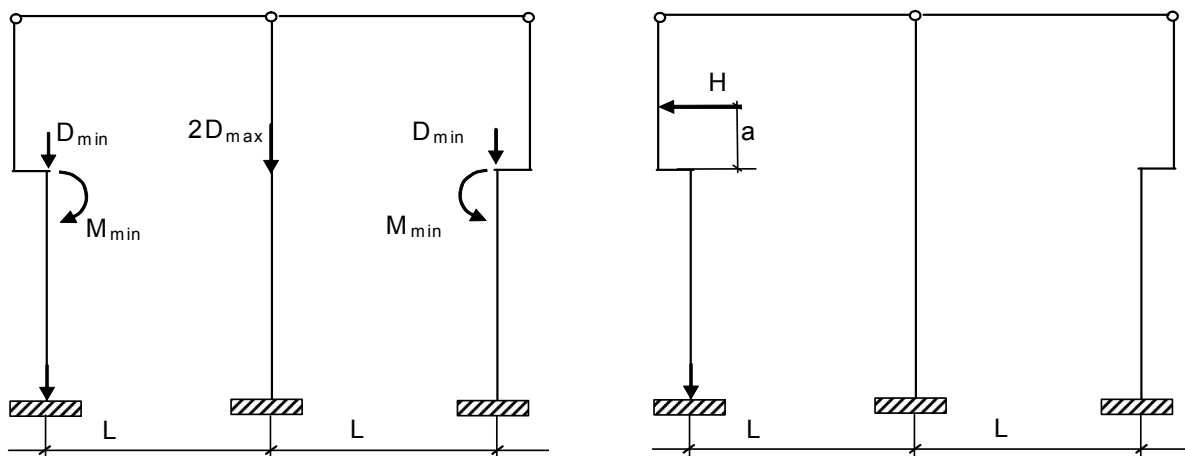


Рисунок 18. Кранове завантаження а) 5-від чотирьох кранів б) 6-гальмування

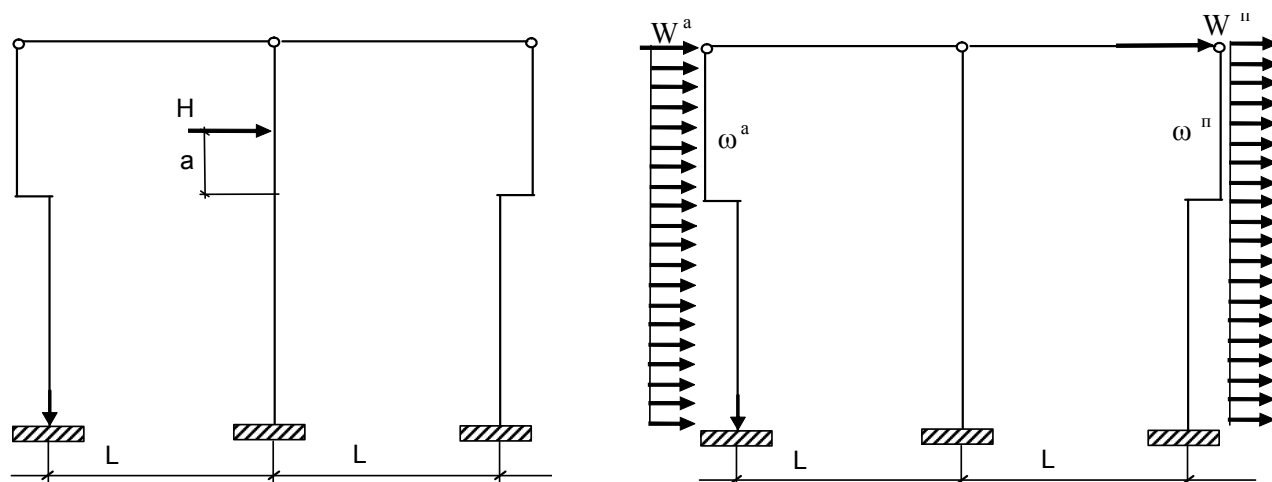


Рисунок 19. Кранове завантаження а) 7-гальмування б) 8-вітрове

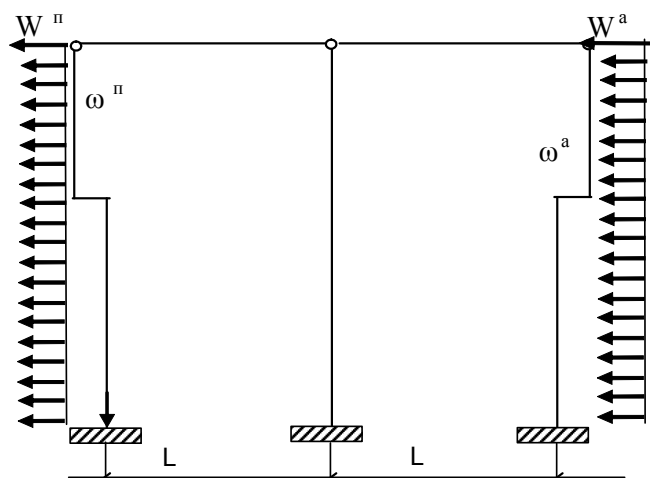


Рисунок 20. Кранове завантаження 9-вітрове

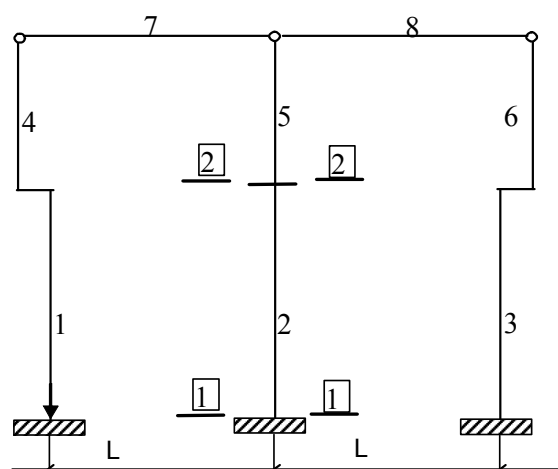


Рисунок 21. Розташування перерізів.

4.2. Розрахункові сполучення зусиль.

При проведенні розрахунків на міцність несучих елементів рами будівлі необхідно визначити розрахункові сполучення зусиль.

При складанні розрахункових сполучень завантаження рами користуються рекомендаціями СНиП 2.01.07-85:

- при розрахунку на загальні сполучення, які включають в себе постійні та короточасні навантаження, величини останніх помножують на коефіцієнт сполучення $\psi_1 = 0.9$;

- за одне короточасне навантаження приймають снігове, вітрове, навантаження від одного чи декілька мостових кранів;

- в сполученнях, зусилля від поперечного гальмування та відповідного від вертикального тиску кран, у враховуються разом.

При складанні таблиці розрахункових зусиль приймають дві групи загальних сполучень:

- в другу групу входять постійне та снігове навантаження при коефіцієнті сполучення $\psi_1 = 1$;
- в першу групу входять постійне навантаження з коефіцієнтом сполучення $\psi_1 = 1$ та усі тимчасові в їх найбільшому не вигідному сполученні з коефіцієнтом $\psi_1 = 0.9$

В зведену табл.1 записують по двом перерізам виписують величини М, N, Q. В розрахунковій схемі, що отримується в ПК Лира, перерізи 1-1 та 2-2 визначаються таким чином, рисунок 21:

- переріз 1-1 належить початку кінцевого елемента № 2, що моделює підкранову частину колони;

- переріз 2-2 належить початку кінцевого елемента № 5, що моделює надкранову частину колони;

Таблиця 1

Наванта- ження	№	Коеф. сполуч	Переріз					
			1-1. в защемленні			2-2.		
			М	N	Q	М	N	Q

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.Постійне	1	1	0	-	0	0	-	0
2.Снігове	2	1	0	-	0	0	-	0
	3	0.9	0	-	0	0	-	0
3.Кранове на лів. колоні	4	1	$\pm$	-	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
	5	0.9	$\pm$	-	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
4.Кранове на ср.колоні	6	1	$\pm$	-	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
	7	0.9	$\pm$	-	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
5.Кранове від 4 кранів	8	1	0	-	0	0	0	0
	9	0.9	0	-	0	0	0	0
6.Гальм. на лів.колоні	10	1	$\pm$	0	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
	11	0.9	$\pm$	0	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
7.Гальм. на ср.колоні	12	1	$\pm$	0	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
	13	0.9	$\pm$	0	$\pm$	$\pm$	0	$\pm$
8.Вітер зліва	14	1	+	0	+	+	0	+
	15	0.9	+	0	+	+	0	+
9.Вітер з права	16	1	-	0	-	-	0	-
	17	0.9	-	0	-	-	0	-

В строках 4-9 для усіх видів навантажень показано знак дії зусиль, таким чином ми бачимо, що від навантаження № 3-7 моменти та перерізуючи зусилля мають знакоперемінні. Тому вони обов'язково входять в три комбінації зусиль при формуванні другої групи розрахункових сполучень з відповідним знаком.

В кожному перерізі визначають три комбінації зусиль;

1- $M^+_{\max} \rightarrow$ відповідні N, Q - вибираються моменти зі знаком «+» від постійного та декілька тимчасових навантажень з $\psi_1 = 0.9$ та відповідні цьому моменту N та Q – перша група розрахункових сполучень

2- $M^-_{\max} \rightarrow$ відповідні N, Q - вибираються моменти зі знаком «-» від постійного та декілька тимчасових навантажень з $\psi_1 = 0.9$ та відповідні цьому моменту N та Q – перша група розрахункових сполучень

3- $N_{\max} \rightarrow$ відповідні M, Q - вибираються повздовжні зусилля максимального значення від постійного та декілька тимчасових навантажень з $\psi_1 = 0.9$ та відповідні M та Q – перша група розрахункових сполучень

$N_{\max} \rightarrow$ відповідні M, Q

Наприклад:

Навантаження	Номер навантаження		Коеф. солуч	перерізи					
				1-1.в защемленні			2-2.		
				М	N	Q	М	N	Q
Постійна	1		1	0	2641	0	0	119	0
Снігова	2	2	1	0	459	0	0	459	0
		3	0.9	0	413.1	0	0	413.1	0
Кранова на лів. опорі	3	4	1	± 32.5	138	± 15.8	± 71	0	± 15.8
		5	0.9	± 29.25	124.2	± 14.22	± 63.9	0	± 14.22
Кранова на середній опорі	4	6	1	± 24,6	509	± 22.6	± 101	0	± 22.6
		7	0.9	± 22.14	458.1	± 20.34	± 90.9	0	± 20.34
Кранова від 4 кранів	5	8	1	0	1151	0	0	0	0
		9	0.9	0	1035.9	0	0	0	0
Гальмування на лів. опорі	6	10	1	± 56	0	± 3.4	± 15.6	0	± 3.48
		11	0.9	± 50.4	0	± 3.06	± 14.04	0	± 3.132
Гальмування на ср. опорі	7	12	1	± 82	0	± 8.75	± 12.4	0	± 8.75
		13	0.9	± 73.8	0	± 7.875	± 11.16	0	± 7.875
Вітер зліва	8	14	1	+648	0	+42	+189	0	+42
		15	0.9	+583.2	0	+37.8	+170.1	0	+37.8
Вітер з права	9	16	1	-658	0	-42	-189	0	-53
		17	0.9	-533.2	0	-37.8	-170.1	0	-42

1. Перша група розрахункових сполучень з урахуванням кранових та вітрових з $\gamma_{b2} = 1.1$ для перерізу 1-1

переріз 1-1

$$M_{\max}^+ = 1 + 7 + 13 + 15$$

$$M_{\max}^- = 1 + 7 + 13 + 17$$

$$N_{\max} = 1 + 3 + 9$$

$$N_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

$$N_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

$$M_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

2. Друга група без урахування кранових та вітрових з $\gamma_{b2} = 0.9$

переріз 1-1

$$M_{\max}^+ = 1 + 2$$

$$M_{\max}^- = 1 + 2$$

$$N_{\max} = 1 + 2$$

$$N_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

$$N_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

$$M_{\text{відн}}, Q_{\text{відн}}$$

Слід пом'ятати:

- як що максимальне значення зусилля ми отримуємо від гальмування № 6 чи №7 то додатково до нього ми додаємо відповідне кранове № 3 чи № 4 (гальмування без дії крану не буває);
- як що максимальне значення зусилля ми отримуємо від №3 чи № 4, то додатково додаємо відповідне від гальмування № 6 чи №7

5. Розрахунок міцності двогілкової (суцільної) колони середнього ряду.

5.1 Загальні рекомендації.

Розрахунок колони середнього ряду проводиться згідно вибраного типу колони, додаток 1,2. Спочатку потрібно провести розрахунок надкранової частини колони, потім - підкранової частини.

Розрахунок міцності перерізів колони проводиться за найбільш не вигідними комбінаціями зусиль, визначення яких наведено у пункту 4.2 табл.1. , відповідно до рекомендацій [4].

В кожному перерізі виникає три комбінації:

$$M^+_{\max} \rightarrow \text{відповідні } N, Q,$$

$$M^-_{\max} \rightarrow \text{відповідні } N, Q,$$

$$N_{\max} \rightarrow \text{відповідні } M, Q.$$

У подальших розрахунках на міцність перерізів колони в площині згину розрахунковими комбінаціями приймають ті, що дають найменший розрахунковий ексцентриситет, як це наприклад показано в таблиці 2, згідно якої розрахунковими сполученнями будуть комбінації зусиль 1 та 2.

Табл.2

Зусилля та ексцентриситети	Комбінації зусиль		
	1	2	3
M, кНм	-173,2	321,6	-62,1
N, Кн	1356,2	1321,2	1654,3
e ₀ , м	0,127	0,243	0,037

Перевірку на стійкість колони з площини згину можна не проводити, як що виконується умова: $l_{01}/h \geq l_{03}/h$, де

l_{01}/h -це гнучкість в площині згину, $l_{01} = 2H_2$, табл.32 [1] ;

l_{03}/h -це гнучкість з площини згину, $l_{03} = 1.5H_2$, табл.32 [1];

При проведенні армування перерізів колон приймаємо ті сполучення зусиль, яке дає найбільший момент згину в перерізі. При цьому, враховуючи те, що в перерізах виникають моменти згину різного знаку, проводимо симетричне армування.

5.2 Розрахунок над кранової частини колони

* Розрахунок починається з визначення робочої висоти перерізу: $h_0 = h - a'$

* Розрахункову довжину на кранової частини колони визначаємо відповідно до табл. 32 [1]: $l_{01} = 2 \cdot H_2$. при врахуванні кранового навантаження в сполучених комбінаціях зусиль

$l_{02} = 2,5 \cdot H_2$ без врахування кранового навантаження в сполучених комбінаціях зусиль

* Випадкові ексцентриситети у відповідності зі пунктом 1.21[1]:

$$e'_{a1} = \frac{1}{600} l_{01} \quad e'_{a2} = \frac{1}{600} l_{02} \quad e_{a3} = \frac{1}{30} h;$$

Приймаємо більший випадковий ексцентриситет з розрахованих e_a

* Розрахунковий ексцентриситет $e = \frac{M}{N}$.

Проводимо порівняння розрахункових та випадкових ексцентриситетів:

якщо виконується умова $e_a \succ e_0$, то в подальших розрахунках розрахунковий ексцентриситет приймається таким чином $e = e_0 + e_a$, де e_a - більший за своїм значення випадковий ексцентриситет з визначених;

якщо виконується умова $e_a \prec e_0$, то в подальших розрахунках випадковий ексцентриситет не враховується.

* Визначаємо моменти від довготривалої дії навантаження.

$$M_1 = M + N \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = (K_H \cdot M)$$
$$M_{1l} = M_l + N_l \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = (K_H \cdot M)$$

Тоді: $\varphi_{ld} = 1 + 1 \cdot \frac{M_{1l}}{M_1}$

Для важкого бетону $\beta = 1$ табл. 30 [1]:

* Гнучкість перерізу визначаємо $\lambda_0 = \frac{l_0}{i}$, якщо отримуємо $\lambda_0 > 14$, то при подальших розрахунках потрібно враховувати вплив прогину елементу на збільшення ексцентриситету шляхом його множення на коефіцієнт

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}.$$

Для визначення коефіцієнта η необхідно знати величину критичної сили для даного перерізу елемент, яка визначається за формулою

$$N_{кр} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\phi l d} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + I_{s,red} \right],$$

де E_b - початковий модуль пружності;

l_0^2 - розрахункова довжина елементу

$\phi l d$ - коефіцієнт, що враховує вплив довготривалого впливу на прогин елементу в граничному стані

δ_e - приймається $\delta_e = \frac{e}{h}$, але не більше ніж величина

$$\delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \cdot \left(\frac{l_0}{h} \right) - 0.01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}$$

$I_{s,red}$ - момент інерції приведенного перерізу

* Для визначення величини критичної сили необхідно розрахувати геометричні характеристики перерізу колони

- радіус інерції сечення $i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$;

- момент інерції сечення $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$;

- коефіцієнт армування в приймається $\mu = 0.005$, та коефіцієнт $\alpha = E_s / E_b$:

- момент інерції приведенного перерізу

$$I_{s,red} = \alpha \cdot (A_S + A'_S) \cdot (0.5h - a')^2 = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h (0.5h - a')^2$$

* Визначаємо величину критичної сили

$$N_{кр} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\phi l d} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + I_{s,red} \right]$$

та перевіряємо умову

$$N \leq N_{кр}$$

якщо умова виконується, то подалі проводимо армування перерізу, якщо умова не виконується, то необхідно збільшити переріз елементу або прийняти більший клас бетону та провести перерахунок.

* Після визначення коефіцієнта, що враховує вплив прогину елементу на його ексцентриситет, остаточно визначаємо величину розрахункового ексцентриситету: $e_{об} = e_0 \cdot \eta + 0.5h - a'$

* Армування перерізу колони проводиться відповідно до умови $\xi \leq \xi_R$ чи $\xi > \xi_R$.

- якщо $\xi \leq \xi_R$, площу арматури визначаємо за формулою

$$A_S = A'_S = \frac{N(e - h_0 + N) / 2R_b \cdot b}{R_{sc}(h_0 - a')}$$

- якщо $\xi > \xi_R$, площу арматури визначаємо за формулою

$$A_S = A'_S = \frac{N}{R_s} \frac{e / h_0 - \xi(1 - \xi / 2) / \alpha_n}{1 - \delta'}$$

Примітка: отримана величина площі арматури приймається окремо для стиснутої та розтягнутої арматури, наприклад

$$A_S = A'_S = \frac{N(e - h_0 + N) / 2R_b \cdot b}{R_{sc}(h_0 - a')} = 325.3 \text{ мм}^2$$

остаточно $A_S + A'_S = 325,3 + 325,3 = 677,6 \text{ мм}^2$, отриману величину

порівнюємо з мінімальним відсотком армування $\mu = \frac{A_S + A'_S}{b \cdot h_0} \geq \mu_{\min} = 0.004$.

* Величини ξ, ξ_R визначаємо відповідно

$$\xi = \frac{x}{h_0} \text{ та } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$$

$$\text{де } x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}, \omega = 0.85 - 0.008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b, \sigma_s = R_s$$

* Якщо, при розрахунку площі арматури отримуємо таку умову

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + N) / 2R_b \cdot b}{R_{sc}(h_0 - a')} < 0$$

то площа арматури $A_s = A'_s$ приймається згідно до конструктивних вимог

$$A_s + A'_s = 0.004 \cdot b \cdot h_0.$$

* Таким же чином проводиться розрахунок перерізу колони за другою розрахунковою комбінацією зусиль та проводиться порівняння отриманих результатів армування. Остаточно приймаються ті результати розрахунку, які дають максимальне значення армування.

* Розрахунок підкранової частини суцільної колони проводиться відповідно до вище наведеного алгоритму, з різницею в визначенні приведеної довжини частини колони, визначення яких приведено у п.6.3

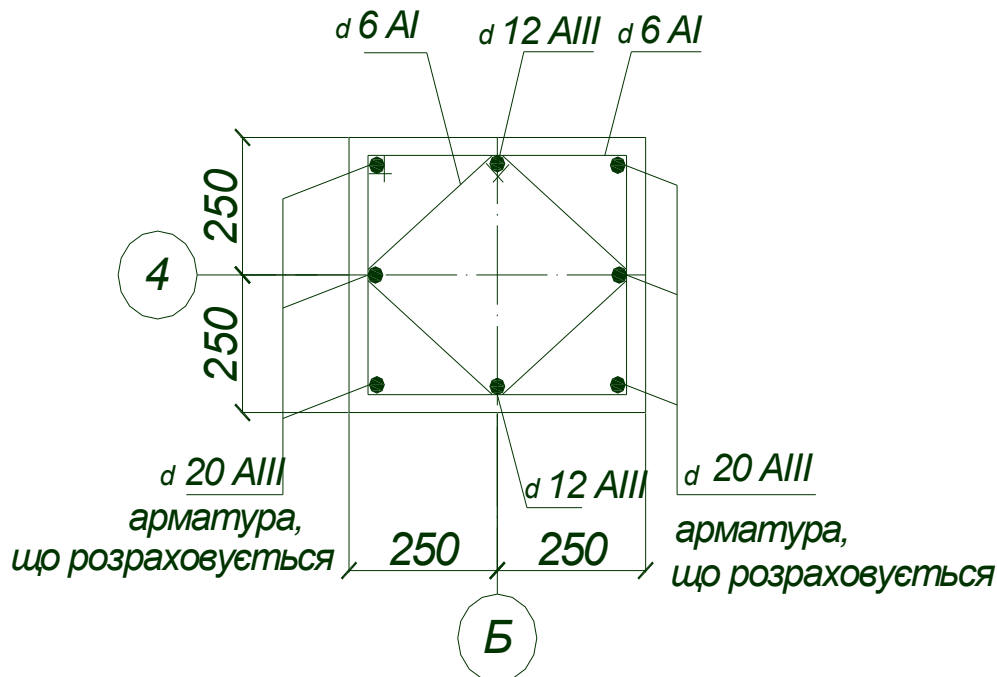


Рисунок 22. Приклад армування надкранової частини колони.

5.3 Розрахунок підкранової частини двогілкової колони

Розрахунок проводиться відповідно до прикладу розрахунку над кранової частини колони на ті розрахункові комбінації сполучень, що відповідають підкрановій частині.

* Розрахункову довжину підкранової частини колони визначаємо відповідно до табл. 32 [1]: $l_{01} = 1.5 \cdot H_2$ в площині рами

$$l_{02} = 0.8 \cdot H_2 \text{ із площини рами}$$

* Для перевірки умови $\lambda_0 = \frac{l_{01}}{i_{red}} > 14$ необхідно визначити i_{red}

$$i_{red}^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{n^2 h^2} \right)}$$

* Далі проводимо розрахунки відповідно тих, що проводились для над кранової частини колони.

* Величину критичної сили визначаємо за формулою [2]

$$N_{кр} = 12.8 E_b b h \frac{i_{red}}{l_0} \left[\frac{I}{\phi l d} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \alpha \mu \right]$$

де μ - коефіцієнт армування однієї гілки $\mu = 0.008$

* Визначаємо зусилля у гілках колони $N_{br} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{n}$

Примітка: зусилля визначаються таким чином

$$N_{br} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{n} = \frac{1858}{2} \pm \frac{549 \cdot 1.605}{1.1} = 929 \pm 798$$

$$N_{br1} = 929 + 798 = 1727 \text{ кН} \quad N_{br2} = 929 - 798 = 131 \text{ кН}$$

якщо для N_{br2} отримано від'ємне значення, то це означає, що гілка колони працює на розтяг.

* Визначаємо момент від місцевого згину гілки колони: $M_{br} = \frac{QS}{4}$, у

випадку, коли $N_{br2} < 0$ момент згину від місцевого вигину визначають лише для стиснутої гілки.

* Далі проводимо армування перерізу стиснутої гілки:

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \frac{e/h_0 - \xi(1 - \xi/2)/\alpha_n}{1 - \delta'}, \text{ де}$$

$$\alpha_n = \frac{N \cdot l}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0}$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n(e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'}$$

$$\text{зде} \quad \delta' = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{24} = 0.17$$

* Розрахунок розтягнутої гілки проводиться таким чином. Проводимо перевірку утворення похилих тріщин за формулою

$$Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0.$$

Необхідна площа арматури визначається за формулою:

$$A_s = N_{br2} / R_s$$

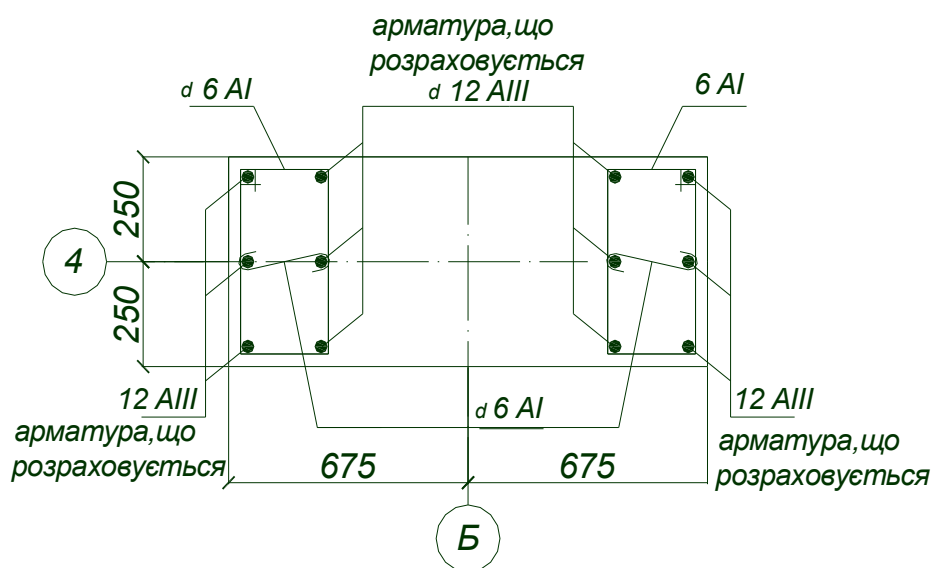


Рисунок 23. Приклад армування підкранової частини колони.

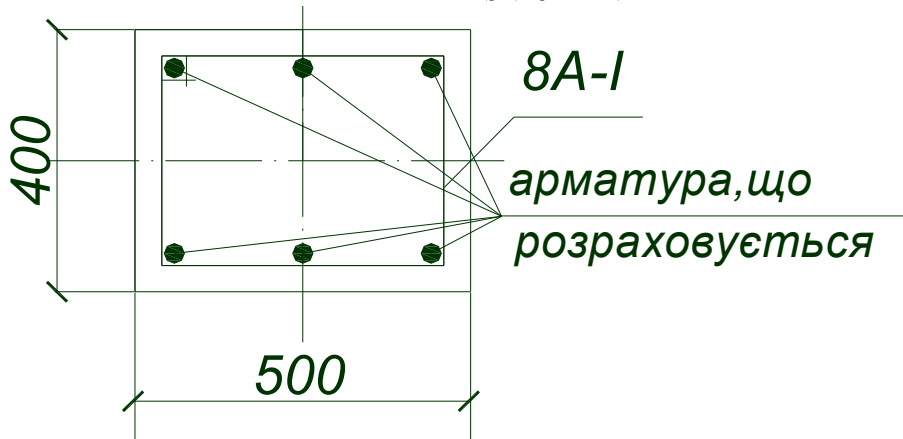
5.4 Розрахунок проміжної розпірки.

* Розрахунок розпірки проводиться на дію моменту згину за формулою:

$$M_{ds} = \frac{Qs}{2}$$

* Так як еюра моменту двозначна, проводимо подвійне симетричне армування перерізу

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s(h_0 - a')}$$



* Умова міцності похилого перерізу розпірки перевіряється згідно умови:

$$Q > \phi_{b3} R_{bt} b h_0$$

якщо умова виконується, то розрахунку поперечної арматури не потрібно, якщо умова не виконується, то проводимо підбір поперечної арматури згідно вимог [1]

6. Розрахунок та конструювання фундаменту під колону.

6.1 Визначення геометричних розмірів фундаменту

* Фундамент розраховують на найбільш не вигідну комбінацію зусиль, на яку було розраховано підкранову частину колони.

* Визначення розмірів підшви фундаменту проводиться шляхом послідовних наближень. Для цього відповідно до [3] приймають розрахунковий опір ґрунту R_0 (табл.1, прилож.3).

* Розмір меншої сторони приймаємо за формулою: $b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1}}$
остаточно розмір приймається кратним 300 мм, а потім виходячи з співвідношення $m = \frac{b}{a} = 0.8$ визначаємо $a = \frac{b}{m} = 0.8$. Розміри можливо визначити розрахувавши необхідну площу фундаменту:

$$A = 1,05 \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot H_1}$$

де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ - середня питома вага фундаменту та ґрунту на його виступах

Потім приймаючи $\frac{b}{a} = 0.8$ отримаємо $a = \sqrt{\frac{8,36}{0.8}} = x$ $b = 0.8 \cdot x$.

Остаточно попередньо розмір підосви фундаменту визначаємо як $a \times b$

* Визначаємо потрібну робочу висоту перерізу фундаменту за формулою:

$$h_0 = \frac{h_{col} + b_{col}}{4} + 0.5 \sqrt{\frac{N}{(R_{bt} + p)}}, \text{ де}$$

тиск під підосвою фундаменту визначається як $p = \frac{N}{A}$.

* Визначаємо геометричні розміри фундаменту виходячи з конструктивних умов:

- глибину стакана приймаємо не менше ніж [2]:

$H_{an} = 0.5 + 0.33 h_f$ чи $H_{an} = 1,5 b_{col}$, де h_f - найдовша сторона перерізу колони, b -ширина перерізу колони

$H_{an} > \lambda_{an} = 33 \times 1,6 = 52,8 \text{ см}$, где 1,6 см – діаметр продольной арматуры колони, $\lambda_{an} = 33$ для бетона класса В 12.5.

- відстань від дна стакана до підосви фундаменту приймається 250мм.

- **повна висота фундаменту** приймається H_{an} максимальне з визначених +250мм та порівнюється з визначеною необхідною робочою висотою h_0

- глибина заложення фундаменту при відстані від планувальної відмітки до верху фундаменту 150 мм $H_f = H_{an} + 250 \text{ мм} + 150 \text{ мм}$.

- фундамент приймаємо трьохступінчатий з однаковими висотами ступенів.

* Проводимо уточнення опору ґрунту під підшвою фундаменту

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_y k_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}), \text{ де}$$

γ_{c1} - для суглинків, γ_{c2} - для будинків з гнучкою конструктивною схемою, $k=1$ - якщо характеристики φ, c визначено шляхом випробування, $k_z=1$ за умови $b < 10$ м, γ_{II} - значення питомої ваги ґрунту умовно прийняте 17 кН/м³, $M_y=0,39$, $M_q = 2.57$, $M_c = 5.15$ - коефіцієнти, які приймаються згідно табл.4[3]

Маючи уточнену величину опору ґрунту проводимо перерахунок площі та розмірів фундаменту виходячи з умов на всі комбінації зусиль, які визначалися для розрахунку підкранової частини колони:

$$p_n = \gamma_m d_1 + \frac{N_n}{A} \pm \frac{M_f}{W}, \text{ де}$$

$$M_f = M_n + Q_n H, \quad H - \text{висота фундаменту}$$

$$p_{n,\max} = \gamma_m d_1 + \frac{N_n}{A} + \frac{M_f}{W} \leq 1,2 R$$

$$p_{n,\min} = \gamma_m d_1 + \frac{N_n}{A} - \frac{M_f}{W} > 0$$

Примітка: величини внутрішніх зусиль N та M відповідають нормативним значенням. Якщо величини напружень значно менші граничних значень, то можливо зменшити розпір раніше прийнятого фундаменту та провести його перерахунок.

6.2 Розрахунок арматури фундаменту.

Визначаємо напруження в ґрунті під підшвою фундаменту в напрямку більшої його сторони a без врахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах від розрахункових навантажень.

$$p = \frac{N}{A} \pm \frac{M_f}{W}, \text{ де}$$

$$M_f = M + QH, \quad H - \text{висота} \quad \text{фундаменту}$$

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W}$$

$$p_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_f}{W}$$

Проміжні значення напруження в розрахункових перерізах визначаємо за формулою:

$$p_{i-i} = p_{\max} - \frac{p_{\max} - p_{\min}}{a} \frac{a - a_i}{2}, \text{ де}$$

a – найбільший розмір сторони фундаменту, для якої розраховується арматура,
 a_i – розмір сторони фундаменту до розрахункового перерізу.

Розрахункові моменти в перерізах $i-i$, відповідно яким проводиться армування підшви фундаменту визначаються за формулою:

$$M_{i-i} = (1/24)(p_{i-i} + 2p_{\max})(a - a_i)^2 b$$

Площа арматури в перерізах $i-i$:

$$A_{s,i} = \frac{M_{i-i}}{\nu \cdot h_{0,i} \cdot R_s}$$

Коефіцієнт ν визначаємо згідно табл.4 додаток.2 [4] чи лекції №3 навчально-методичного комплексу дисципліни «Будівельні конструкції», для чого

$$\text{визначаємо коефіцієнт } \alpha_m = \frac{M_{i-i}}{R_b b h_{0,i}^2}$$

Визначаємо напруження в ґрунті під підшвою фундаменту в напрямку меншої його сторони b без врахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах від розрахункових навантажень.

$$p_{i-i} = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}$$

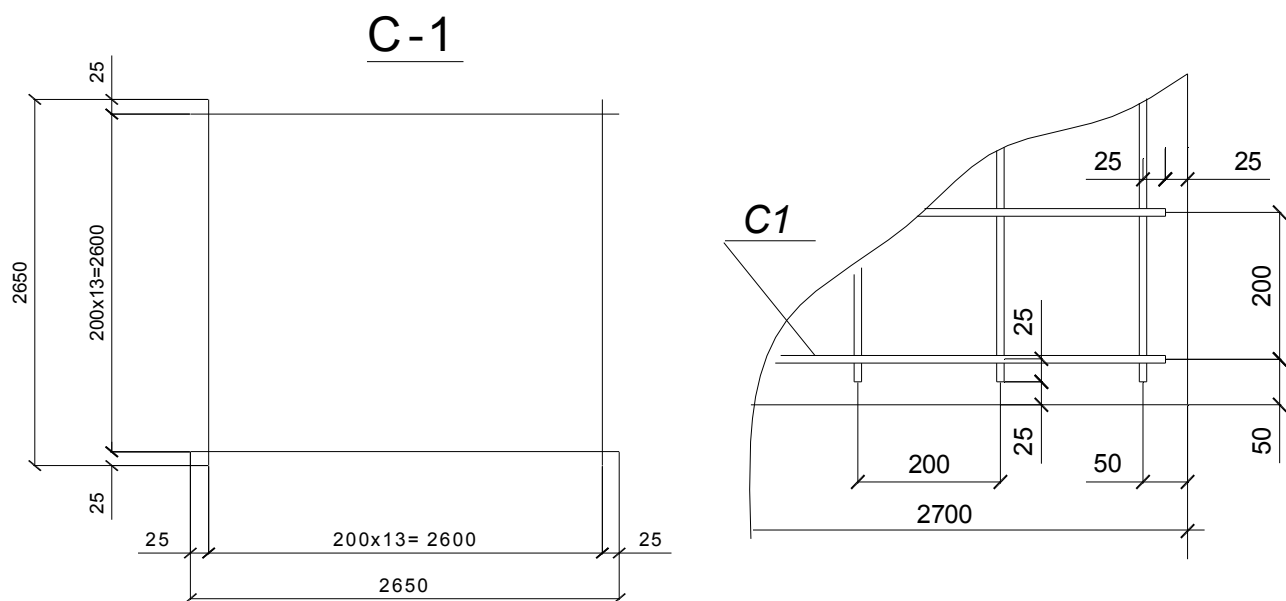
$$M_{i-i} = p_{i-i} (1/8)(b - b_i)^2 b$$

Площа арматури в перерізах $i-i$:

$$A_{s,i} = \frac{M_{i-i}}{v \cdot h_{0,i} \cdot R_s}$$

Примітка: отриману площу необхідно розподілити у сітку. Для чого необхідно провести слідує розрахунки на прикладі :

- *фундамент має площу підстави 2700x2400мм, потрібна площа арматури з розрахунку складає $A_{s,i}=19,43\text{см}^2$*
- *відстань на якій буде розташовано першій стержень арматури від однієї сторони фундаменту складає 50 мм, таким чином нам потрібно розкласти арматурні стержні на розмірі $2700-50-50=2600$ мм;*
- *визначаємо крок, з яким буде розташовано стержні на 2600 мм, крок повинен бути цілим числом від 100 до 200 мм;*
- *ділимо розмір 2600 мм на прийнятий крок: $2600:200=13$ та отримуємо ціле число яке показує нам, що ми отримали 13 проміжків розміром 200 мм на яких буде розташована арматура*
- *кількість потрібно арматури складає 14 шт*
- *беремо максимальну площу арматури, яку було визначено в розрахункових перерізах та ділимо на кількість арматури, що було визначено вище: $19,43:14=1,387\text{ см}^2$ - ми отримали ту площу арматури, яка потрібна для одного стержня*
- *заходимо у сортамент арматури та визначаємо той діаметр арматури, який найближчий за своєю величиною до того, що ми розраховали: згідно сортаменту приймаємо стержень діаметром 14з площею $A_{s,i}=1,54\text{ см}^2$*
- *загальна площа арматури складає $1,54*14=21,56\text{см}^2 > 19,43\text{см}^2$*



Загальні креслення фундаменту під суцільну колону наведено на рисунку 24.

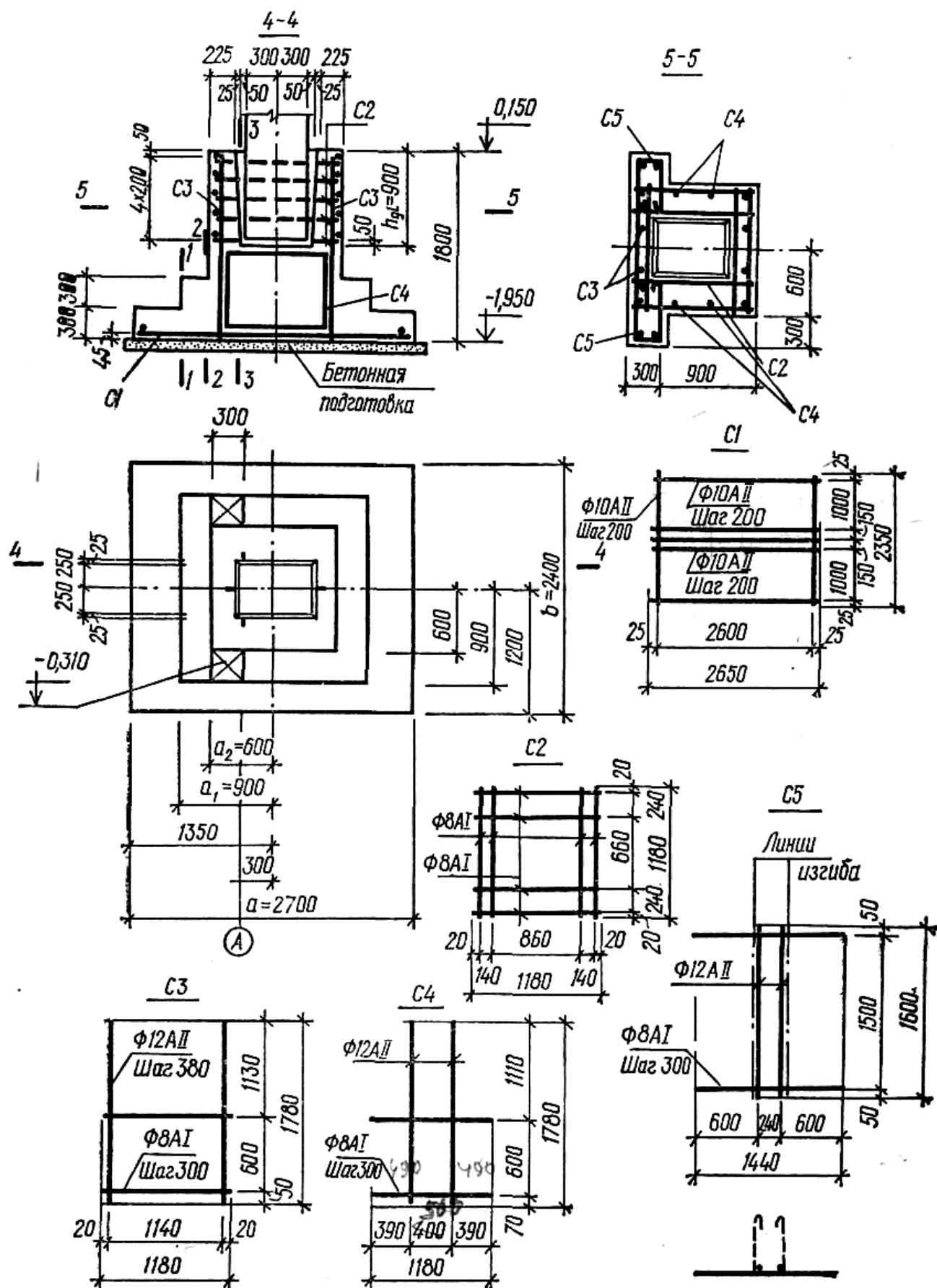


Рисунок 24. Креслення фундаменту під суцільну колону

7. Розрахунок кроквяної ферми покриття.

Загальні рекомендації щодо проектування елементів ферми покриття.

Відповідно до рекомендацій [5] висоту ферм для скатної рулонної покрівлі приймають в залежності від типу ферм. Якщо це ферми арочні чи сегментні, то їх висоту на опорі приймають рівною 800 мм. Висоту в середині прольоту ферми приймають такою, щоб окреслення верхнього поясу відповідало умовам максимально граничного значення уклону рулонної покрівлі, який як правило не повинен перевищувати 1:4. таким чином висота ферми повинні знаходитися у межах $(\frac{1}{7} \div \frac{1}{9})L$.

Ширина верхнього поясу ферм призначається за умови стійкості ферми при її роботі в покритті, перевезенні та монтажу. Також необхідно враховувати мінімальне значенні величини опирання плит покриття на пояса ферм:

- для плит довжиною 6м -80 мм;
- для плит довжиною 12м-100 мм;

Мінімальні вимоги, щодо ширини верхнього поясу ферм наведено в таблиці __

Крок ферм, м	Прольот ферми, м	Мінімальна ширина верхнього поясу ферми, м
6	18-24	220
6	30	240
12	24-30	280

Закладні вироби решітки ферми приймають шириною 160-180 мм

Виходячи з загальних рекомендацій розміри перерізів верхнього та нижнього поясів ферм рекомендовано приймати:

- для ферм з паралельними поясами 200-250 мм – крок ферм 6 м;
300-350 мм – крок ферм 12 м;
- для сегментних ферм

верхній пояс $b=250, 300, 350$ мм; $h=220, 280, 300, 350$ мм;

нижній пояс $b=250, 300, 350$ мм; $h=220, 300, 360, 380$ мм;

загальна висота ферми 2950, 3160, 3315 мм

7.1 Нижній пояс ферми.

Нижні пояса ферм завжди армують попередньо напруженою арматурою, яка розташовується симетрично по перерізу. Мінімальна відстань в світу між стержнями діаметром, рисунок 25:

- 18 мм та менше: 60 мм;
- 20 та 22 мм: 70 мм;
- 25 та 28 мм: 80 мм;

Мінімальний захисний шар бетону для стержнєвої та пряденої арматури приймається 30 мм, для проволоченої 25 мм.

Для запобігання утворення повздовжніх тріщин в поясі необхідно встановлювати замкнуті хомути, які охоплюють попередньо напружену арматуру на відстані 500 мм один від одного.

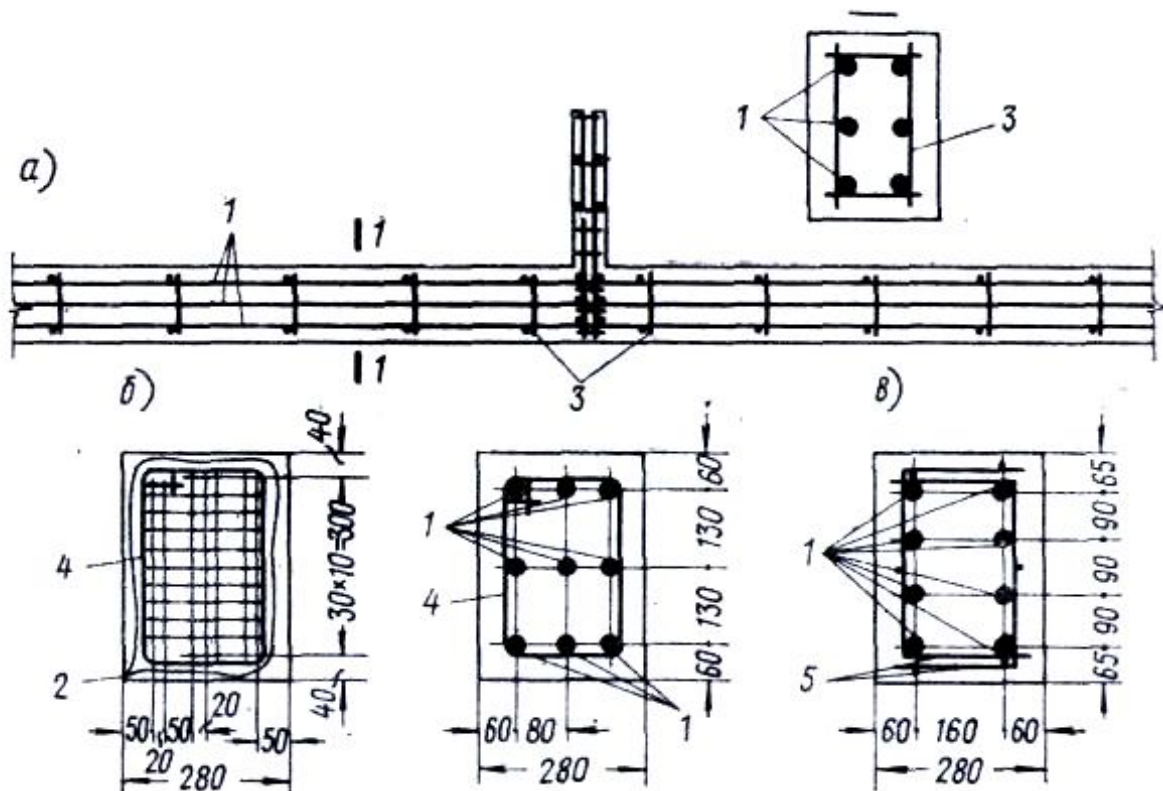


Рисунок 25. Схема розташування арматури в нижньому поясі ферми
а—схема розташування зварних хомутів; б —переріз поясів з замкнутими хомутами; в — переріз поясів з П-образними «корзинками»; 1 — напружена

стержньова арматура; 2 — напружена проволочна арматура; 3 — зварні хомути; 4 — вязані хомути; 5 — зварні П-образні «корзинки»;

7.2 Верхній пояс ферми.

Армування поясу проводиться ненапруженою стержньовою арматурою, яка установлюється згідно розрахунку на центральний стиск чи, як правило, на позacentровий стиск. Рекомендовано проводити армування зварними просторовими каркасами, які складаються з чотирьох стержнів, рисунок 26.

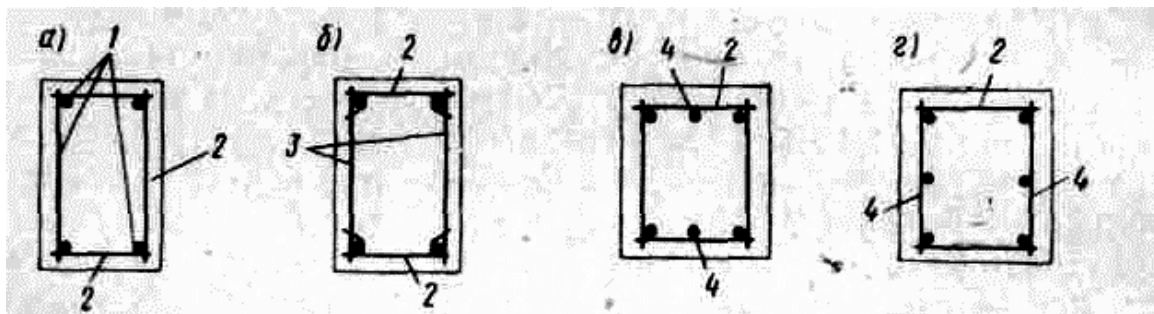


Рисунок 26. Схеми армування стиснутого поясу.

а — зварний просторовий каркас з чотирьох стержнів; б просторовий каркас з двох плоских каркасів, які з'єднуються шпильками; в — зварний каркас з шістьма стержнями (розташування, що рекомендується); г — те ж , що не рекомендується; 1 — робоча арматура; 2 — поперечні стержні; 3 — шпильки; 4 — додаткові робочі стержні;

Якщо, при розрахунку на експлуатаційне навантаження в поясі не потрібна арматура, то її призначають згідно конструктивних вимог для сприйняття зусиль від стропування, кантування та транспортування, при цьому діаметр повздовжньої арматури слід приймати не менш $4 \varnothing 10$ мм.

Мінімальна величина захисного шару бетону повинна складати 25 мм.

7.3 Розкоси ферми

Стиснутій розкіс.

Діаметр поперечних стержнів зварних каркасів ферм приймають:

- при повздовжній арматурі діаметром до 16 мм - не менш 5 мм;
- при повздовжній арматурі діаметром 8, 18, 20 мм - не менш 6 мм;

Мінімальний діаметр каркасу для опорного стиснутого розкосу повздовжньої арматури, який складається з чотирьох стержнів приймають $\varnothing 10$ мм, рисунок 27.

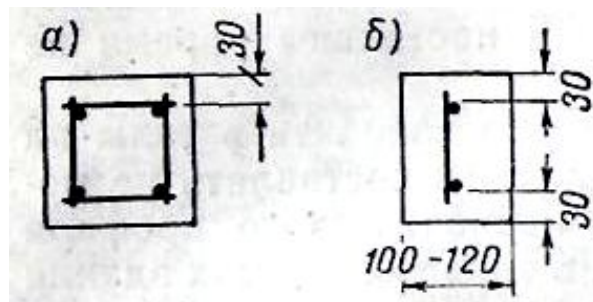


Рисунок 27. типи армування стиснутих розкосів.

а) зварний просторовий каркас з чотирьох стержнів; б) варіант армування мало навантажених розкосів плоскими каркасами.

Решітку опорного вузла стиснутого розкоса армують просторовими каркасами діаметром арматури від 8 мм та більше. При зусиллі в елементі від 25 т до 50 т приймають мінімальну арматуру діаметром 10 мм та більше, при зусиллі від 50 т до 100 т та вище приймають не менш 12 мм.

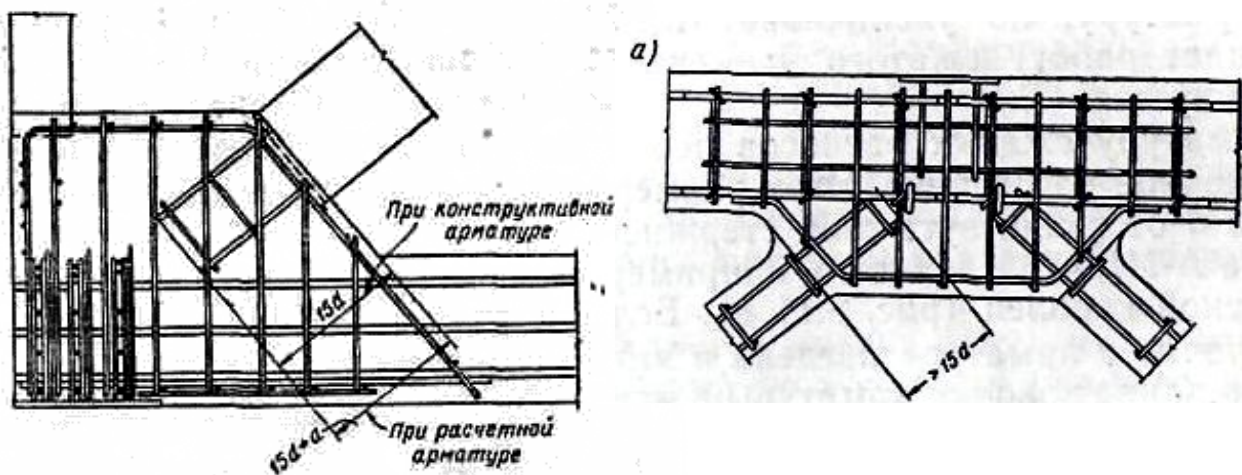


Рисунок 28. Заведення арматури в стиснутих розкосах.

а — розміри заводки стержнів; б — рекомендована величина анкетування арматури у вузлі.

Розтягнутий розкіс.

Армування може бути як звичайною арматурою так і попередньо напруженою. Якщо зусилля в розкосі від 30 т до 40 т, то його можна армувати

арматурою без попереднього напруження. Мінімальний діаметр повздовжньої арматури каркасу, який складається з чотирьох стержнів приймають $\varnothing 10$ мм, Відстань між хомутами чи поперечною арматурою приймають не менш ніж 30d.

Якщо арматура без попереднього напруження, то її анкерування проводиться таким чином:

- при заведенні у верхній стиснутий пояс її заводять не менше ніж на 30d;
- при заведенні у нижній розтягнутий пояс її заводять не менше ніж на 35d;
- мінімальна величина анкерування повинна складати 25d;

Анкерування арматури можливо:

- приваркою поперечних стержнів, рисунок 29 (б),
- повздовжніми коротишами, рисунок 29 (в),
- згином арматури у каркасах, рисунок 29 (г),
- приварення шайб, рисунок 29 (д,) та інш,

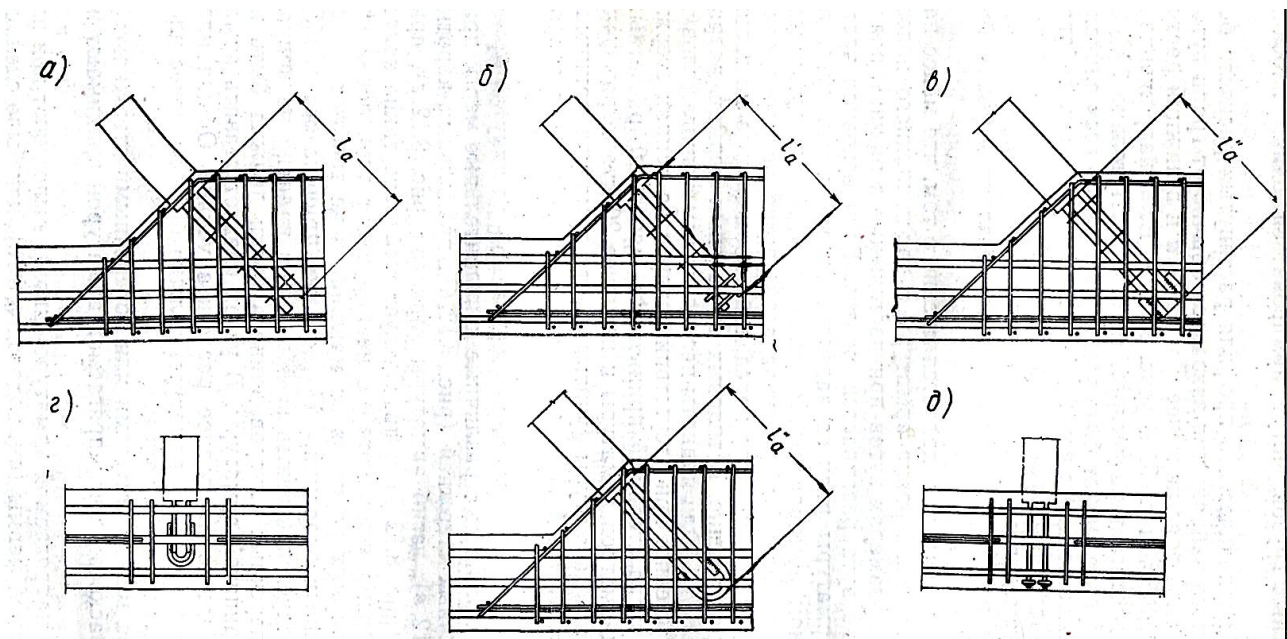
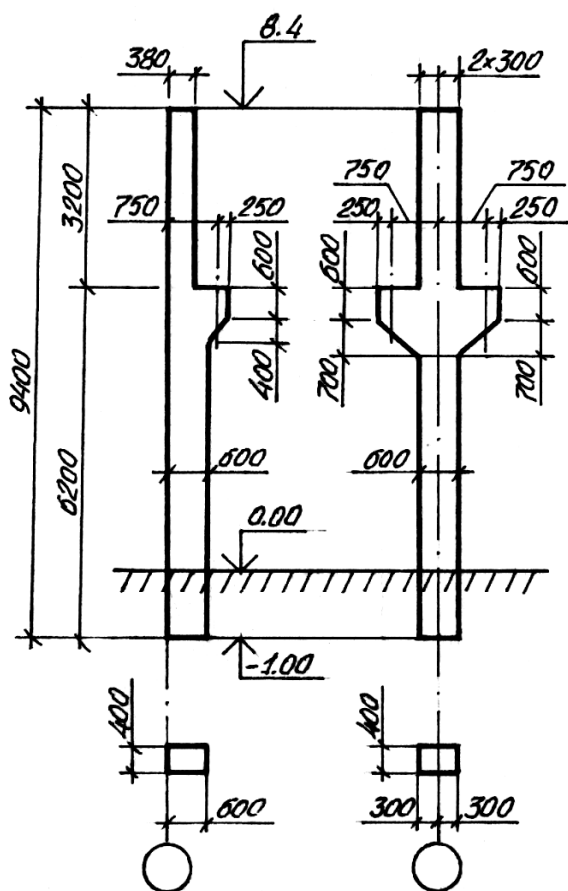


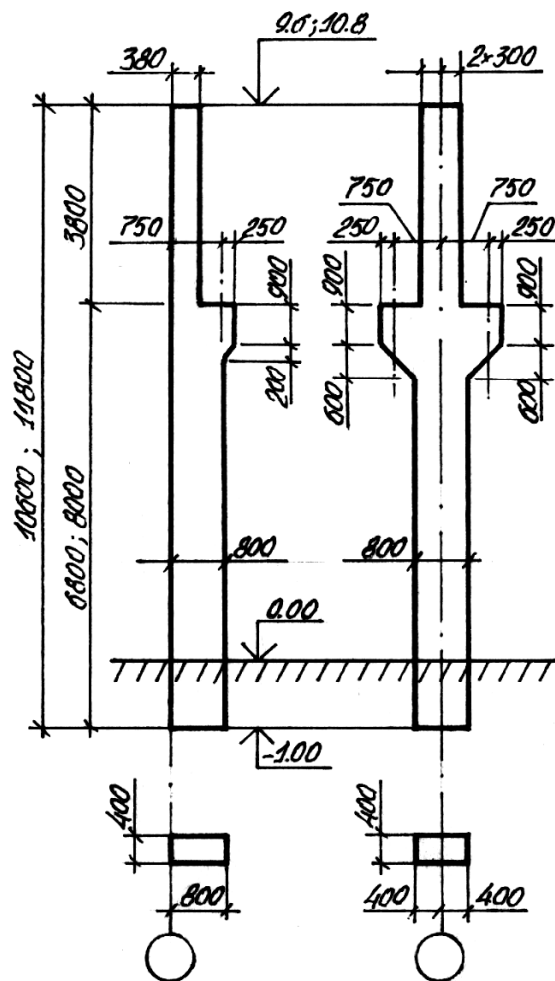
Рисунок. 29 Анкерування арматури в розтягнутому розкосі

Залізобетонні колони прямокутного перерізу висотою 8,4-10,8 м для будівель з мостовими кранами
вантажопідйомністю 10, 20/5 т (серія КЕ-01-49)

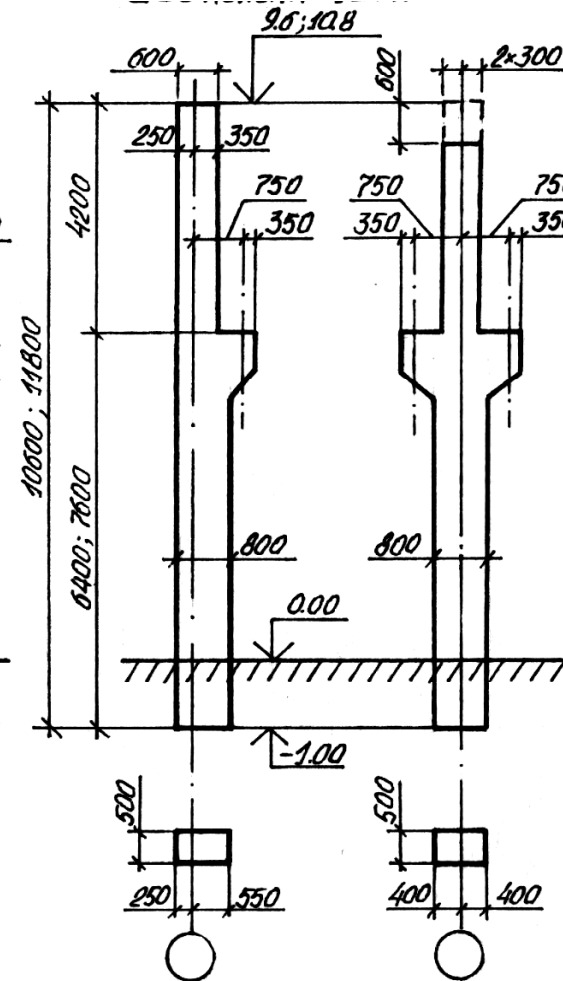
Кран 10т
Прольот 18 і 24 м
Крок колон 6м



Кран 10т, 20/5т
Прольот 18 і 24 м
Крок колон 6м



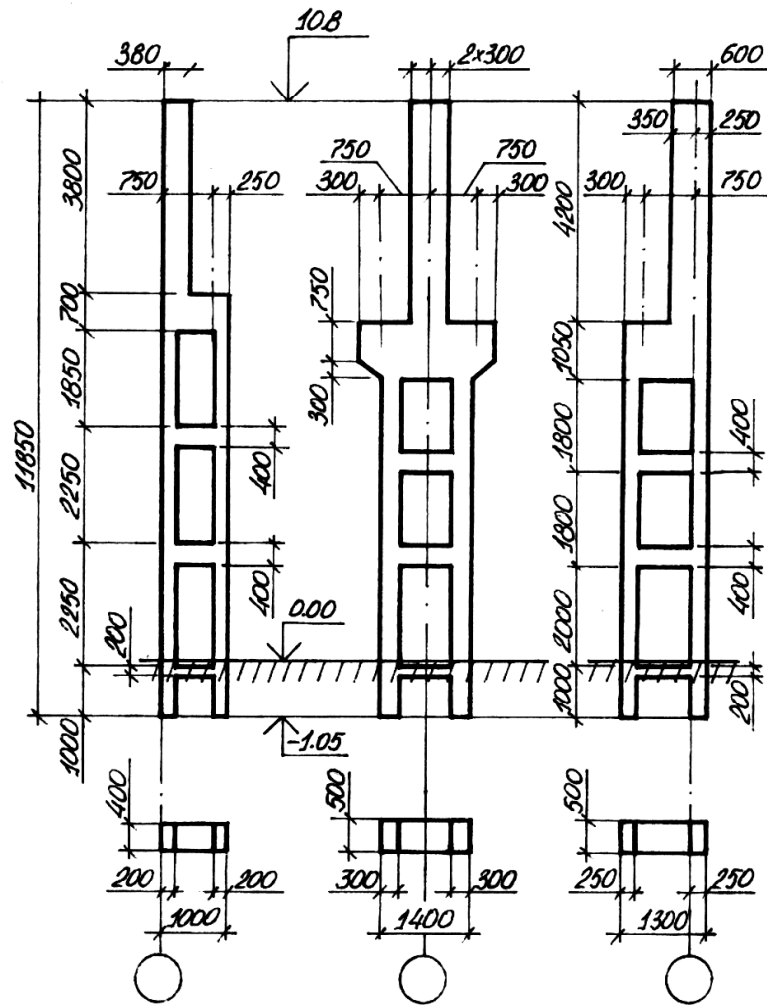
Кран 10т, 20/5т
Прольот 18 і 24 м
Крок колон 12м



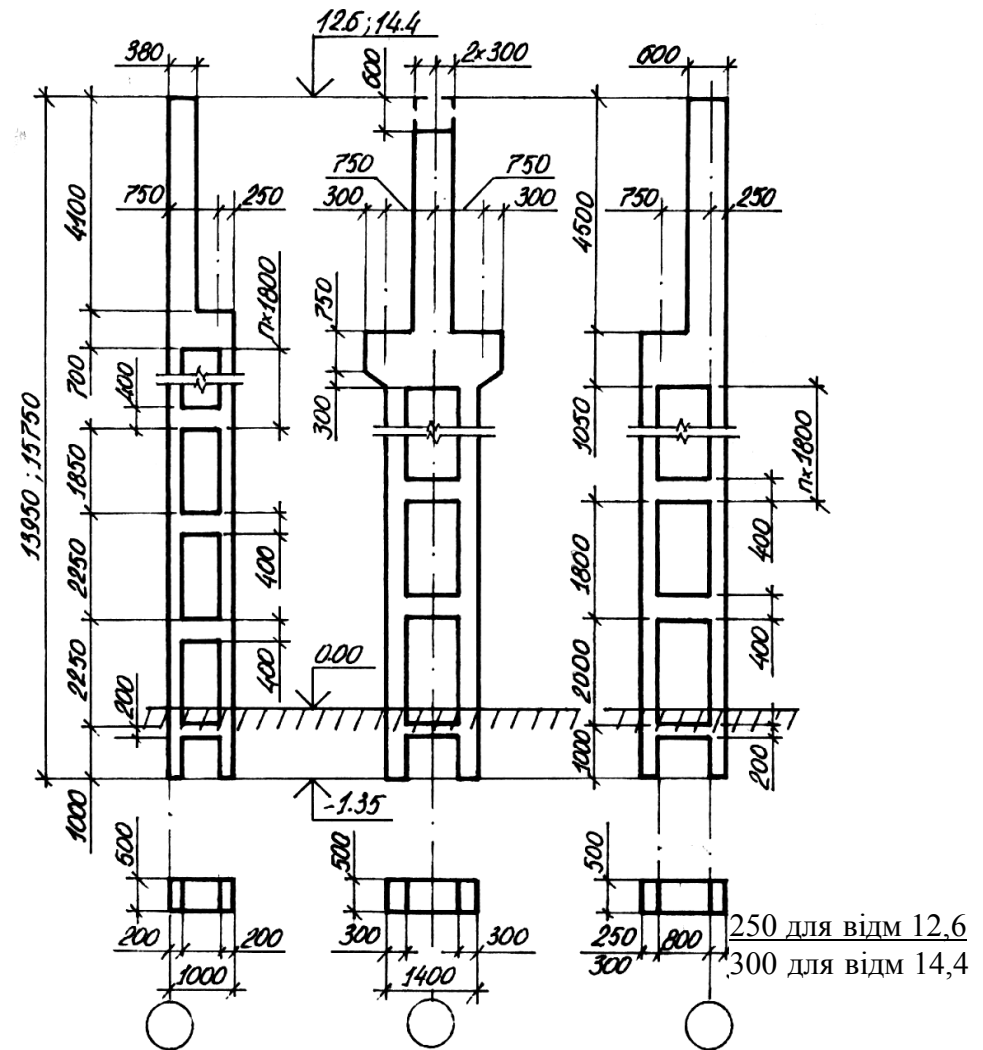
Перепад середньої колонии 600 мм, влаштовується при використанні з.б. під кроквяних ферм

Залізобетонні двогілкові колони для будівель з мостовими кранами
вантажопідйомністю 10 - 30/5 т (серія КЕ-01-52)

Крани 10-20/5 т. Прольоти 18 і 24м
Крок 6м Крок 12м Крок 12м



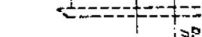
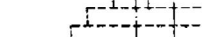
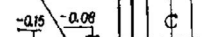
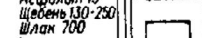
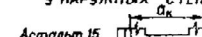
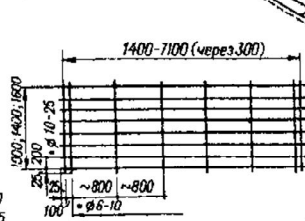
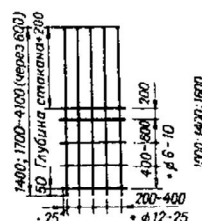
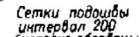
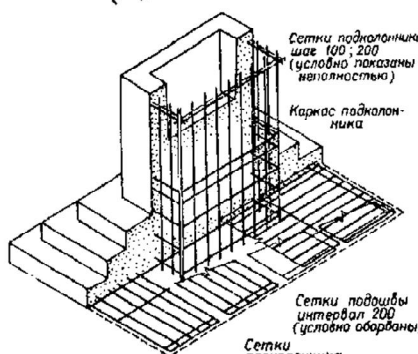
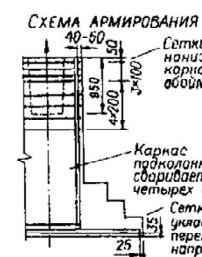
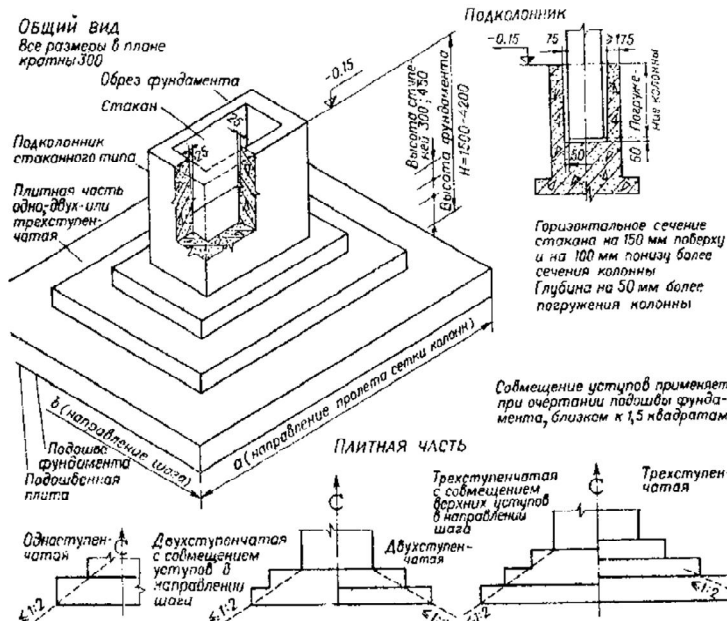
Крани 10-30/5 т. Прольоти 18, 24 і 30 м
Крок 6м Крок 12м Крок 12м



ДОДАТОК 2

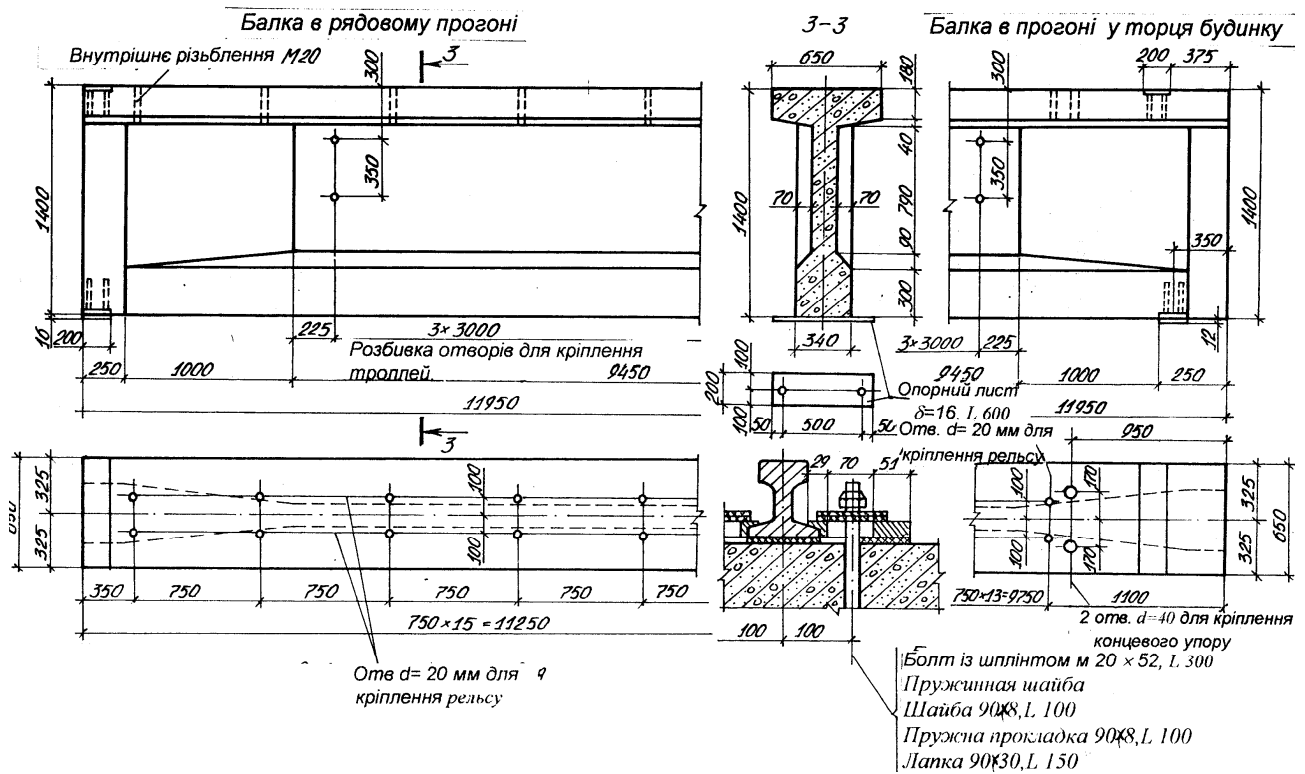
МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ (СЕРИЯ 1.412) ПОД КОЛОННЫ
СЕРИЙ КЗ-01-49; КЗ-01-52; ИИ-04; ИИ-20

Общий вид
Все размеры в плане
кратны 300

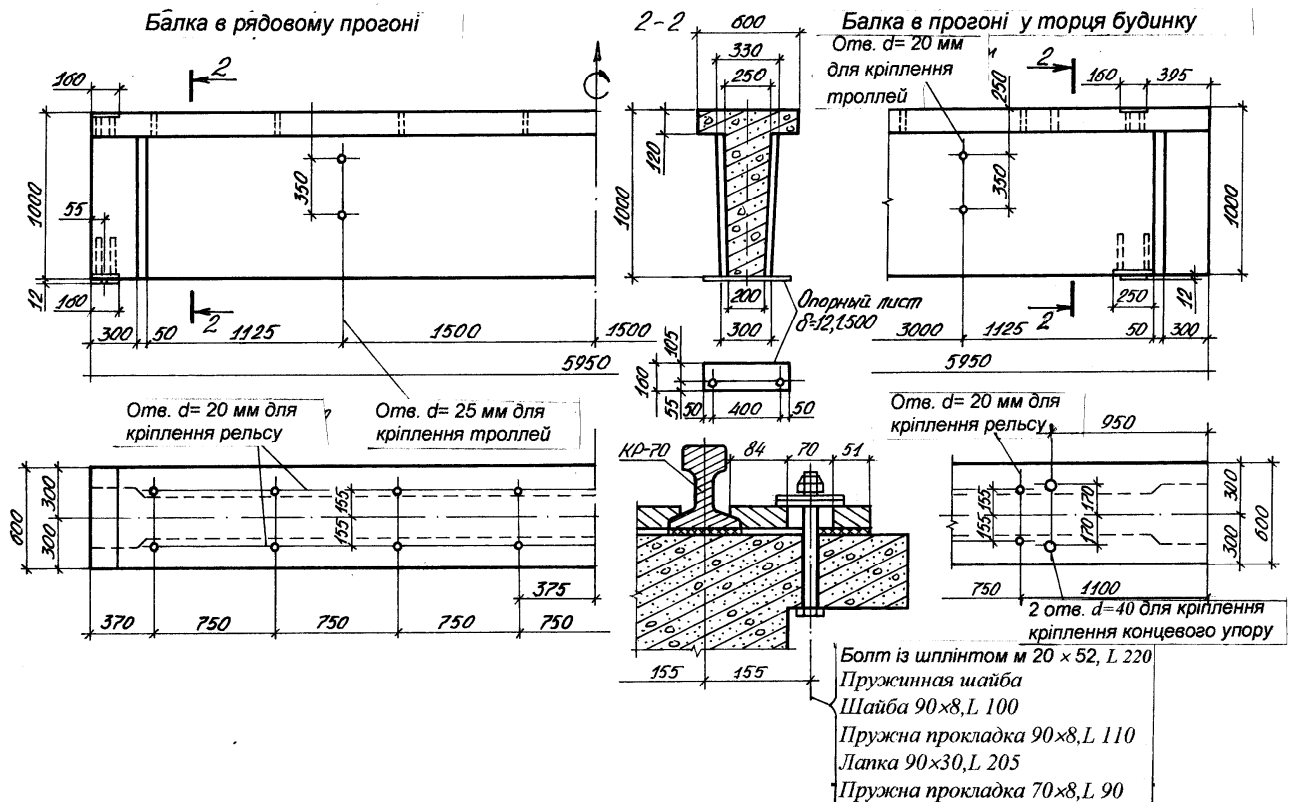


Размер ступеней плиты (а, б, в), м			В							Высота и номер марша
Первая ступень	Вторая	Третья	1,5	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2		
			Объем бетона, м ³							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Колонна площадью сеч. 0,4x0,4 м; подоконник площадью сеч. 0,3x0,9 м; глубина стакана 0,8 м										ФА
1,5x1,5x0,3			1,43	1,47	2,16	2,64	3,13	3,61	1-6	
1,8x1,5x0,3			1,56	1,80	2,29	2,78	3,26	3,75	7-12	
1,8x1,5x0,45			1,84	2,03	2,57	3,08	3,64	4,03	13-18	
2,1x1,5x0,45			2,05	2,29	2,78	3,26	3,75	4,23	19-24	
2,4x1,5x0,3	1,8x1,5x0,3		2,44	2,64	3,13	3,61	4,10	4,58	25-30	
2,4x1,8x0,3	1,8x1,8x0,3		2,76	3,02	3,50	3,99	4,48	4,96	31-36	
2,7x1,8x0,3	1,8x1,8x0,3		2,94	3,18	3,67	4,15	4,64	5,12	37-42	
3,0x1,8x0,3	2,1x1,8x0,3		3,26	3,50	3,99	4,48	4,96	5,45	43-48	
3,0x2,1x0,3	2,1x1,5x0,3		3,34	3,59	4,07	4,56	5,04	5,53	49-54	
3,0x2,4x0,3	2,1x1,5x0,3		3,61	3,86	4,34	4,83	5,31	5,80	55-60	
3,3x2,4x0,3	2,1x1,5x0,3		3,83	4,07	4,56	5,04	5,53	6,02	61-66	
3,3x2,4x0,3	2,4x1,8x0,3	1,5x1,8x0,3	4,75	4,99	5,48	5,96	6,45	6,93	67-72	
3,6x2,4x0,3	2,7x1,8x0,3	1,8x1,8x0,3	5,29	5,53	6,02	6,50	6,99	7,47	73-78	
3,6x2,7x0,3	2,7x2,1x0,3	1,8x1,5x0,3	5,63	5,94	6,42	6,91	7,39	7,88	79-84	
4,2x2,7x0,3	3,0x2,1x0,3	2,1x1,5x0,3	6,50	6,74	7,23	7,72	8,20	8,69	85-90	
4,2x3,0x0,3	3,0x2,1x0,3	2,1x1,5x0,3	6,88	7,12	7,61	8,10	8,58	9,07	91-96	
4,8x3,0x0,3	3,6x2,1x0,3	2,4x1,5x0,45	8,35	8,59	9,08	9,57	10,05	10,54	97-102	
Колонна площадью сеч. 0,6x0,4 и 0,5 м; 0,5x0,5 м; подоконник площадью сеч. 1,2x1,2 м; глубина стакана 0,8 и 0,9 м										ФБ
2,1x1,5x0,45			2,57	3,00	3,86	4,73	5,59	6,45	1-6	
2,4x1,5x0,45			2,77	3,20	4,06	4,93	5,79	6,66	7-12	
2,4x1,8x0,45			3,09	3,52	4,39	5,25	6,12	6,98	13-18	
2,7x1,8x0,3	2,1x1,8x0,3		3,52	3,96	4,82	5,68	6,55	7,41	19-24	
3,0x1,8x0,3	2,4x1,8x0,3		3,85	4,28	5,14	6,01	6,87	7,74	25-30	
3,0x2,1x0,3	2,4x2,1x0,3		4,34	4,77	5,63	6,49	7,36	8,22	31-36	
3,0x2,4x0,3	2,4x1,8x0,3		4,39	4,82	5,68	6,55	7,41	8,28	37-42	
3,3x2,4x0,3	2,4x1,8x0,3		4,60	5,04	5,90	6,76	7,63	8,49	43-48	
3,6x2,4x0,3	2,7x1,8x0,3		4,98	5,42	6,28	7,14	8,01	8,87	49-54	
3,6x2,7x0,3	2,7x2,1x0,3		5,65	5,98	6,85	7,71	8,57	9,44	55-60	
3,3x2,9x0,3	2,7x1,8x0,3	1,8x1,8x0,3	5,31	5,74	6,60	7,47	8,33	9,20	61-66	
3,3x2,4x0,3	2,7x1,8x0,3	1,8x1,8x0,3	5,52	5,96	6,82	7,68	8,55	9,41	67-72	
3,6x2,7x0,3	2,7x2,1x0,3	1,8x2,1x0,3	6,25	6,68	7,55	8,41	9,28	10,14	73-78	
4,2x2,7x0,3	3,3x2,1x0,3	2,4x2,1x0,3	7,49	7,93	8,79	9,65	10,52	11,38	79-	

Кран вантажопідіймальністю 10-30 т, прогони до 30 м, крок колон 12 м, висота будинку 9. 6-18 м.

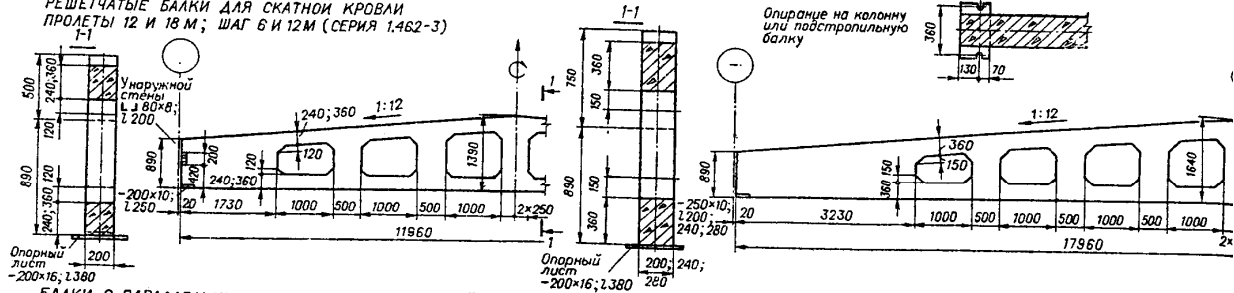


Кран вантажопідіймальністю 10-30 т, прогони до 30 м, крок колон 6 м, висота будинку 9. 6-18 м.

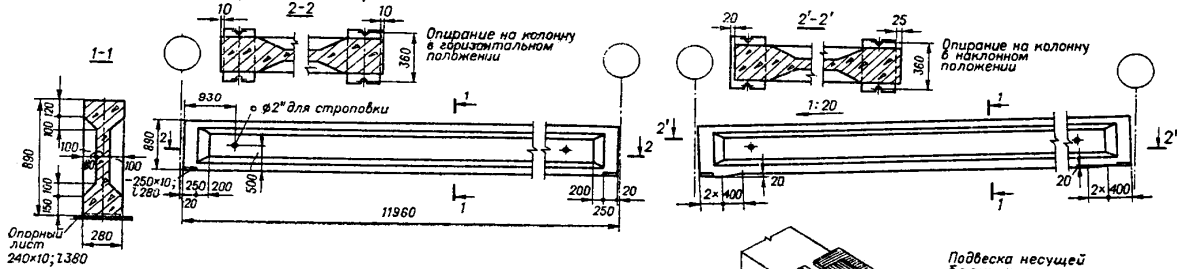


ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ И ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

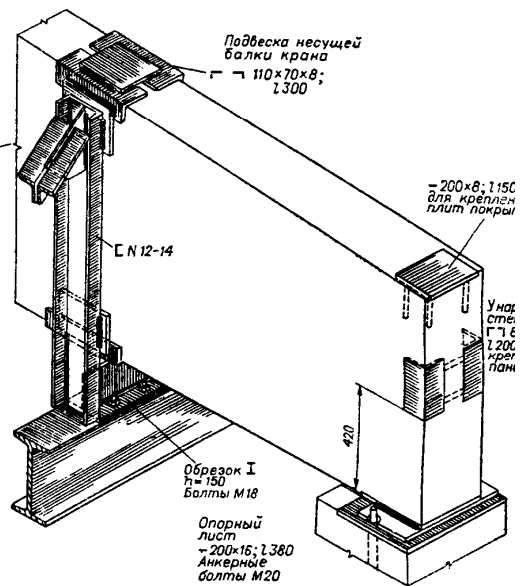
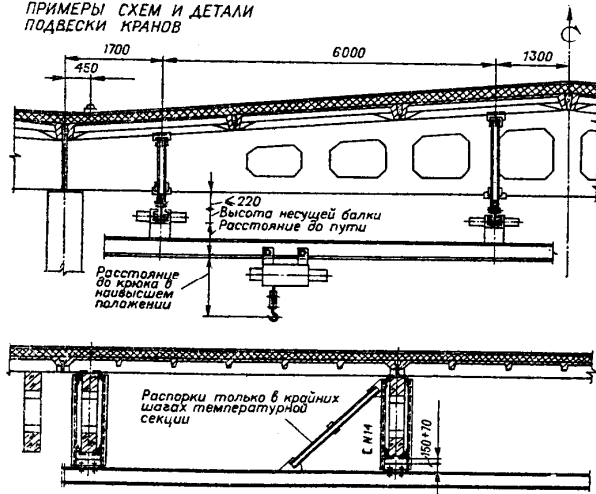
РЕШЕТЧАТЫЕ БАЛКИ ДЛЯ СКАТНОЙ КРОВЛИ
ПРОЛЕТЫ 12 И 18 М; ШАГ 6 И 12 М (СЕРИЯ 1.462-3)



БАЛКИ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ПОЛСАМИ ДЛЯ ПЛОСКОЙ И СКАТНОЙ КРОВЛИ
ПРОЛЕТ 12 М; ШАГ 6 М (СЕРИЯ 1.462-1)



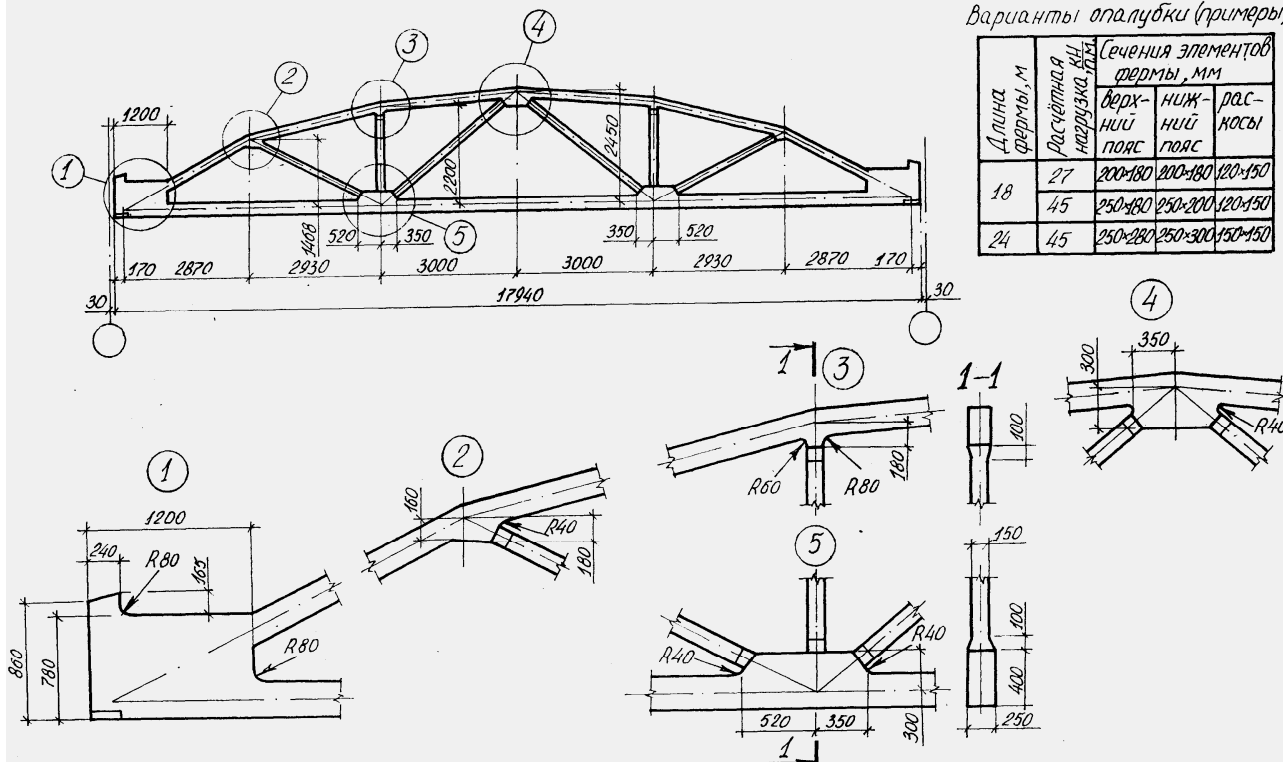
ПРИМЕРЫ СХЕМ И ДЕТАЛИ
ПОДВЕСКИ КРАНОВ



ДОДАТОК 5

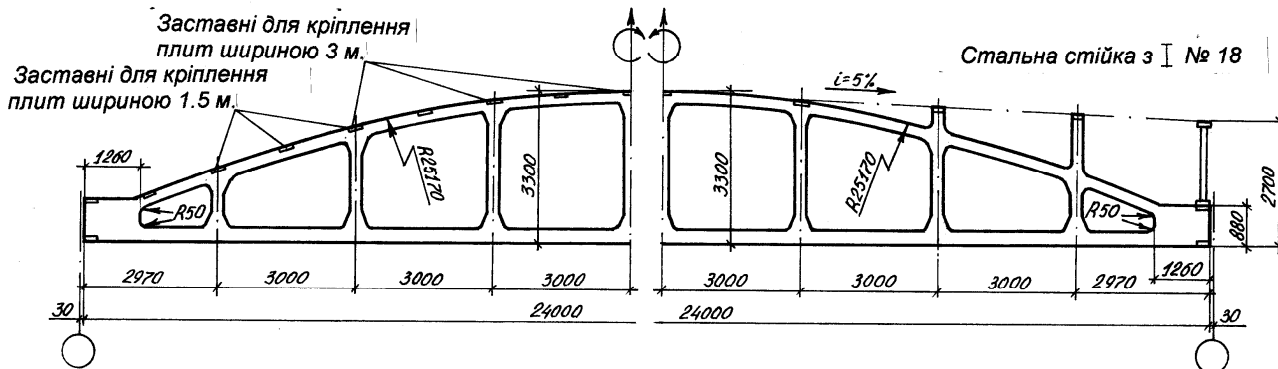
Железобетонные сегментные раскосные фермы для скатных кровель пролетом 10 и 24 м.

Варианты опалубки (примеры)



Варіант при скатних крівлях.

Варіант при крівлях з малим уклоном

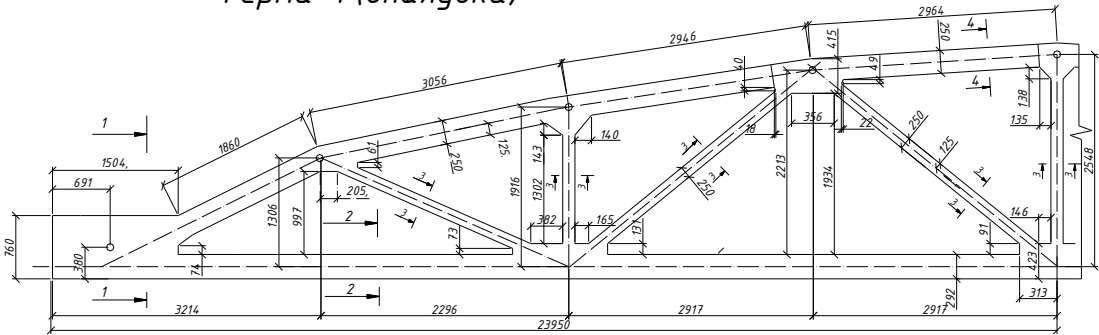


Варианты опалубки

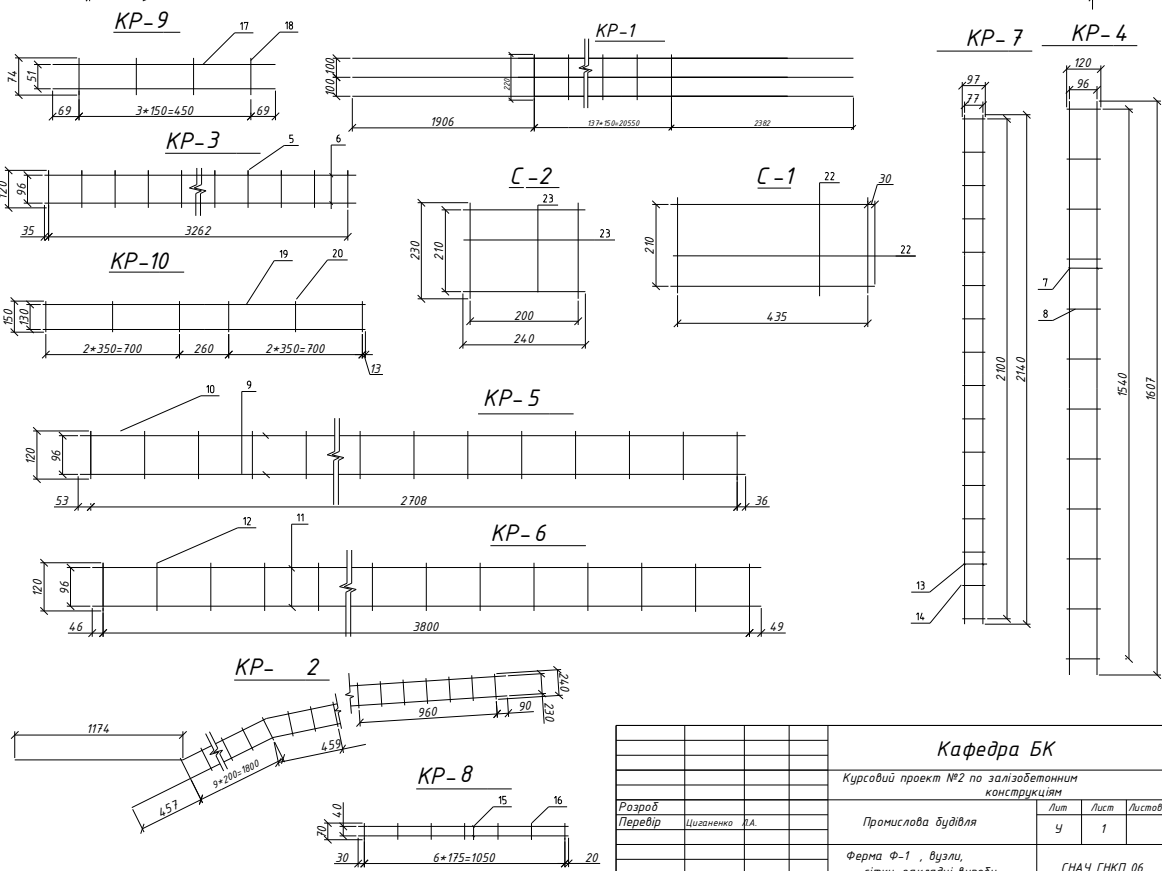
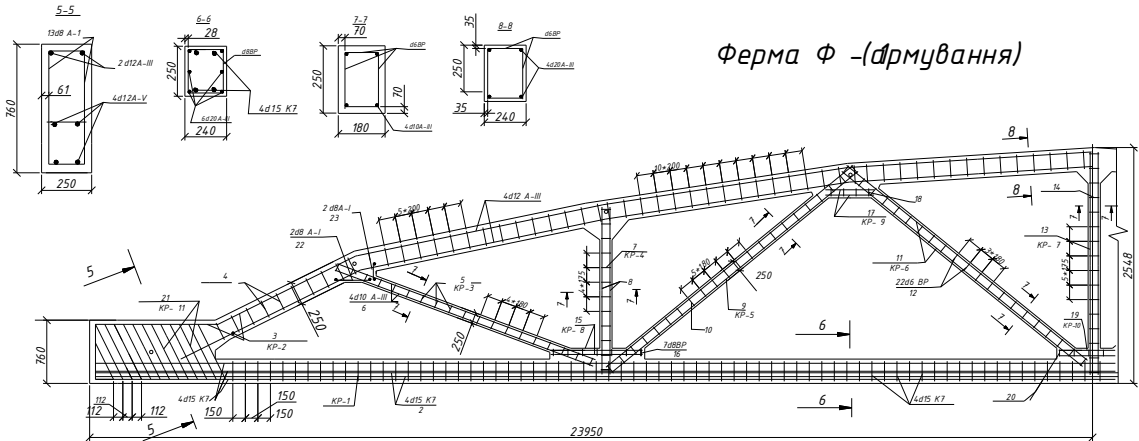
Розрахункове навантаження		Ширина ферми, мм			
		Висота перетину верхнього пояса, нижнього, стійки, мм			
Корисна д. Н./м ²	Підвісні крани	Сітка опор (прогін × крок, м)			
		18×6	18×12	24×6	24×12
3000	-	240	280	240	280
		200;220;200	250;280;250	200;220;250	300;340;300
4000	3	240	280	240	280
		250;280;250	300;340;300	250;280;250	420;460;350
5500	5	280	280	280	280
при		250;280;250	300;340;300	300;340;300	420;460;350

Для даного прогону розміри зовнішнього контуру ферми будуть постійними. Сійки для кріплення плит продовжуються над верхнім поясом ферми тільки для варіанта плоских стріх.

Ферма Ф(опілюдка)



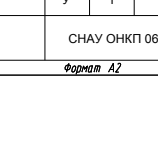
Ферма Ф -(фрмування)



Складено
Визн. авт.
Підп. і дата

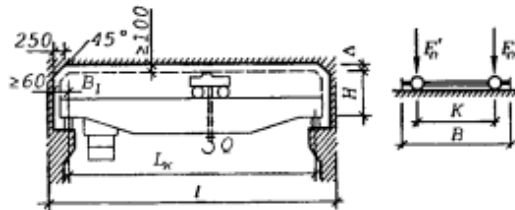
Кафедра БК			
Курсовий проект №2 по залізобетонним конструкціям			
Розроб	Щигленко	І.А.	
Перевір			
Промислова будівля		Лист	Листов
Ферма Ф-1, вузли, сітки, закладні вироби		у	1
Н. контр.		СНАУ ГНВП 06	
Копіювала		Формат А2	

вісь симетрії



				Кафедра БК		
				Курсовий проект по залізобетонним конструкціям		
Розроб				Промислова будівля	Лит	Лист
Перевір	Циганенко Л.А.				У	1
				Ферма Ф-1 армування	СНАУ ОНKP 06	
Н. контр.						

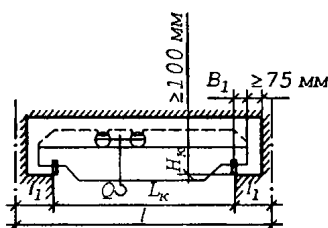
Навантаження і габарити мостових кранів середнього режиму роботи
(за ТУ 24.09.455-83; ТУ-24.09.344-84; ТУ 24.09.610-85 та ін.)



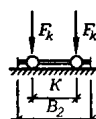
КРАНИ З ОДНИМ ГАКОМ

Ван- тажність крана Q, т	Проліт крана l _к , м	Основні габарити, мм				Тиск колеса на підкранову рейку F _к , кН	Маса, т		Тип підкранової рейки
		ширина B	база k	висота H	B ₁		карок	крана з кареткою	
5	10,5			1650	230	70	2,2	13,6	КР 70
	16,5	5000	3500			82		18,1	
	22,5	6500				101		25	
	28,5	5000				115		31,2	
10	10,5	6300		1900	260	115	4	17,5	КР 70
	16,5		4400			125		21	
	22,5					145		27	
	28,5		5000			170		34,8	
15	10,5	6300		2300	260	145	5,3	20	КР 70
	16,5		4400			165		25	
	22,5					185		31	
	28,5		5000			210		41	

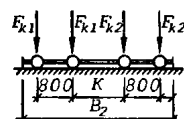
Q, т		Проліт будинку	Розміри, мм				Максимальний тиск колеса		Маса карок G _к , кН	Маса крана з кареткою G _к , кН	Тип кранової рейки	Висота рейки h _р , мм	Висота підкранової балки h _б , мм, при кроці колон, м	
			H _к	B ₁	B ₂	K	F _{к1max} , кН	F _{к2max} , кН					6	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30	5	24	2750	300	6300	5100	315(326)		120	520(560)	КР-70	120	1000	1500
		30	2750		6300	5100	345(355)		(125)	620(680)				
		36	3000		6860	5600	380(390)			740(800)				
50	10	24	3150	300	6760	5250	470(470)		180	665(690)	КР-80	130	1000	1500
		30					500(510)		(185)	780(795)				
		36					540(550)			900(920)				
80	20	24	3700	400	9100	4350	350	370	380	1100	КР-100	150	1000	1600
		30	4000				380	400		1300				
		36	4000				410	430		1500				
100	20	24	3700	400	9350	4600	410	450	410	1250	КР-120	170	1000	1600
		30	4000				450	480		1450				
		36	4000				490	510		1650				



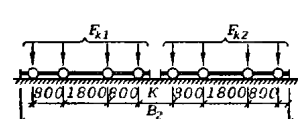
Для кранів
Q = 30,5,
50/10



Для кранів
Q = 80/20,
100/20, 125/20



Для кранів
Q = 160/32, 200/32



Q — вантажність крана, т; F_{к1max}, F_{к2max} — максимальні вертикальні тиски коліс крана (нормативні)

Таблиця варіантів для виконання курсового проекту

1	6	24	2	7,5	20/5	B30	B20	ФПП/ФС	6
2	6	24	2	9,35	20/5	B30	B20	ФПП/ФС	6
3	6	24	2	9,45	20/5	B30	B25	ФПП/ФС	6
4	6	24	2	10,35	20/5	B35	B25	ФПП/ФС	6
5	6	24	2	11,45	20/5	B35	B20	ФПП/ФС	6
6	6	24	2	12,45	20/5	B40	B20	ФПП/ФС	6
7	6	24	2	14,45	20/5	B40	B25	ФПП/ФС	6
8	6	30	2	9,15	20/5	B30	B20	ФПП/ФС	6
9	6	30	2	10,45	10/5	B30	B25	ФПП/ФС	6
10	12	24	2	9,15	20/5	B30	B25	ФПП/ФС	6
11	12	24	2	9.3	20/5	B30	B20	ФПП/ФС	6
12	12	24	2	9.45	20/5	B35	B30	ФПП/ФС	6
13	12	24	2	10.3	30/5	B35	B25	ФПП/ФС	6
14	12	24	2	10.45	30/5	B35	B20	ФПП/ФС	6
15	12	24	2	11.45	20/5	B40	B20	ФПП/ФС	6
16	12	24	2	12.35	20/5	B40	B25	ФПП/ФС	6
17	12	24	2	12.45	20/5	B40	B30	ФПП/ФС	6
18	12	30	2	12.45	20/5	B35	B30	ФПП	6
19	12	30	2	12.35	20/5	B35	B30	ФПП	5
20	6	30	2	10.8	20/5	B30	B25	ФПП	5
21	6	30	2	11.65	20/5	B35	B30	ФПП	4
22	6	18	2	7.75	10	B40	B30	Балка	4
23	6	18	2	9.35	10	B35	B20	Балка	6
24	12	18	2	15.65	10	B30	B30	Балка	5
25	12	18	2	8.2	20/5	B30	B30	Балка	6
26	6	30	2	9.15	20/5	B35	B20	ФПП	6
27	6	30	2	10.45	30/5	B35	B30	ФПП	5
28	6	30	2	11.45	30/5	B35	B30	ФПП	5
29	6	36	2	10,35	20/5	B30	B20	ФПП	4
30	6	36	2	11,25	20/5	B30	B25	ФПП	4
31	6	36	2	12,45	20/5	B35	B25	ФПП	6
32	12	36	2	9,15	20/5	B35	B25	ФПП	5
33	12	36	2	9,35	20/5	B35	B30	ФПП	6
34	12	36	2	10,45	20/5	B40	B25	ФПП	6
35	12	36	2	14,45	20/5	B40	B25	ФПП	6
36	6	30	2	10,8	20/5	B25	B25	ФПП	6
37	6	30	2	11.65	20/5	B25	B25	ФПП	6
38	12	36	2	11,25	20/5	B30	B30	ФермаПП	5
39	12	36	2	12,65	20/5	B30	B30	ФермаПП	5
40	12	30	2	8,15	20/5	B40	B30	ФермаПП	4

41	12	30	2	9,15	20/5	B30	B30	ФермаПП	4
42	18	12	2	7,75	20/5	B25	B40	Балка	6
43	36	12	2	11,25	20/5	B25	B40	ФермаПП	5

ФПП - ферма з паралельними поясами

ФС - ферма сегментна розкісна

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра будівельних конструкцій

Студента _____ групи _____
Керівник проекту доцент кафедри БК Циганенко Л.А.

ЗАВДАННЯ НА КУРСОВИЙ ПРОЕКТ

З дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції»

“Опалювана одноповерхова промислова будівля”

СКЛАД ПРОЕКТУ

1. Компонування конструктивної схеми будинку.
2. Статичний розрахунок поперечної рами на ЕОМ.
3. Проектування колони та позацентрово навантаженого фундаменту.
4. Проектування кроквяних конструкцій покриття.
5. Виконання графічної частини обсягом 5-8 листів формату А3 (чи 1-1,5 формату А1).

На листи виносяться: поперечна рама будівлі – план, переріз, збірна залізобетонна колона –суцільна чи двогілкова (опалубне креслення, креслення розташування арматури, вузли опирання на колону), креслення збірного залізобетонного фундаменту під розраховану колону, ригель покриття згідно завданню (опалубне креслення з необхідними видами та розрізами, армування).

ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ.

1. Крок колон ,м _____
2. Проліт поперечної рами, м _____
3. Кількість прольотів _____
4. Вантажопідйомність крана, т _____
5. Відмітка голівки кранової рейки _____
6. Клас бетону колон _____ В _____
7. Клас бетону кроквяних конструкцій _____ В _____
8. Вид кроквяних конструкцій:
ферма з паралельним поясами, сегментна розкісна ферма, гратчаста балка
9. Місце будівництва.(кліматичний район) _____

Рекомендована література

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции (Госстрой СССР).-М.,1989
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс:Учеб. для вузов. 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. - 761с.: ил.
3. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. Москва, 1995г.
4. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование/ Под редакцией А.Я.Барашикова.-К.: Вища шк. Головное изд-во,1987.- 416с.
5. Шишкин Р.Г. Сборные железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий: Стройиздат, 1965г, 525с.

Циганенко Людмила Анатоліївна

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

«Одноповерхова промислова опалювана будівля з мостовими кранами»

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

для студентів 4 курсу денної та заочної форми навчання
спеціальності 6.060101 “Промислове та цивільне будівництво”

**Суми, РВВ, Сумський національний аграрний університет, вул.. Кірова
160**

Підписано до друку_____2009р. Формат А5: Гарнітура Times New Roman		
Тираж 100 примірників	Замовлення	Ум.друк.арк 1,0