

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

В. Я. ЖИЛЯКОВ

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
З КУРСУ**

ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

*(для студентів 4 курсу заочної форми навчання напрямку
6.060101 - «Будівництво» спеціальності «Промислове та
цивільне будівництво» та слухачів другої вищої освіти
центру післядипломної освіти спеціальності
«Промислове та цивільне будівництво»)*

ХАРКІВ – ХНУМГ – 2013

Жиляков В. Я. Конспект лекцій з курсу «Проектування металевих конструкцій» (для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму: 6.060101 - «Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» та слухачів другої вищої освіти центру післядипломної освіти спеціальності «Промислове та цивільне будівництво») / В. Я. Жиляков; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. - Х.: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2013. – 66 с.

Автор: В.Я. Жиляков

Рецензент: доц., к.т.н. Мазур В.А.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол №5 від 29 грудня 2011 р.

© Жиляков В.Я., ХНУМГ, 2013

ЗМІСТ

| | стор. |
|--|-------|
| 1. ЛЕКЦІЯ №1 Призначення й типи покриттів промислових будівель. Конструктивні особливості покриттів. Класифікація будівель, каркаси одноповерхових промислових будівель..... | 4 |
| 2. ЛЕКЦІЯ № 2. Визначення навантажень на елементи кроквяних ферм. Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми..... | 8 |
| 3. ЛЕКЦІЯ №3 Добір перетинів елементів ферми. Конструкція й розрахунки вузлів кроквяних ферм..... | 10 |
| 4. ЛЕКЦІЯ №4 Основні питання проектування каркасу виробничих будівель, зв'язки. Класифікація ферм і галузь їх застосування..... | 21 |
| 5. ЛЕКЦІЯ №5 Особливості розрахунку поперечних рам, підкранові конструкції..... | 34 |
| 6. ЛЕКЦІЯ №6 Велико-прольотні конструкції. Каркаси багатоповерхових будівель. Просторові системи покриттів. Листові конструкції. Конструкції башт та веж..... | 43 |
| Список джерел..... | 65 |

ЛЕКЦІЯ №1

Призначення й типи покриттів промислових будівель. Конструктивні особливості покриттів. Класифікація будівель, каркаси одноповерхових промислових будівель

Для задоволення матеріальних і культурних потреб суспільства значну групу становлять будівлі. Будівлі, як правило, характеризуються наявністю приміщень, необхідних для діяльності людини. Споруди, в яких такі приміщення відсутні (мости, греблі, радіощогли) або не належать до основного призначення споруджень, називають інженерними. Промисловими або виробничими називають будівлі, в яких розміщують знаряддя виробництва й виконують трудові процеси, результатом яких є випуск промислової або іншої продукції. За геометричною ознакою відносяться об'ємні споруди (будівлі всіх видів і призначень), майданчикові споруди (спортивні майданчики, поля фільтрації), лінійні споруди (різні дороги, лінії електропередач, зовнішні трубопроводи). Споруди, розташовані вище планувальної відмітки території, називають надземними (до них й висотні споруди у вигляді веж); на планувальній відмітці – наземними (дороги, трубопроводи); розташовані нижче планувальної відмітки – підземними (підвали, сховища), до них відносяться й глибинні споруди (шпари, колодязі). Деякі категорії споруд, наприклад, лінійні споруди можуть бути надземними, наземними й підземними (метрополітени, трубопроводи).

У будівельних нормах (СНиП, ДБН і т.д.) передбачений наступний поділ будівель і споруджень на групи залежно від їхнього призначення:

1) житлові будинки; 2) суспільні будинки (дитячі садки, навчальні заклади, магазини, лікарні й поліклініки, санаторії, спортивні спорудження, пожарні депо, лазні, пральні, кінотеатри, готелі, театри). До цієї ж групи належать не передбачені будівельними нормами (БН), запроектовані за спеціальними нормами підприємства громадського харчування й побутового обслуговування, будинки адміністративних установ і проектних організацій; 3) виробничі будинки й допоміжні будівлі та приміщення промислових підприємств, а також запроектовані по БН підприємства, будівлі й спорудження різних галузей промисловості; 4) сільськогосподарські будівлі й споруди (тваринницькі та птахівницькі будівлі і спорудження, теплиці та парники, склади мінеральних добрив, силососховища, будівлі й споруди для зберігання картоплі і овочів); 5) складські будівлі й спорудження, резервуари для зберігання нафти й нафтопродуктів, зерносклади та елеватори, підземні сховища різного призначення.

Надалі прийнята умовна класифікація будівель і споруд: а) цивільні будинки й споруди, що включають житлові, суспільні будинки й спорудження; б) промислові будівлі й споруди, що включають промислові та допоміжні будівлі промислових підприємств, будівлі й спорудження сільхозпризначення.

По вогнестійкості всі будинки й спорудження, згідно з главою ДБН "Протипожежні норми проектування будівель і споруд", підрозділені на п'ять груп (ступенів).

Ступінь вогнестійкості будинків і споруджень характеризується групою займистості та межею вогнестійкості основних будівельних конструкцій. Будівель-

льні матеріали й конструкції по займистості розділені на три групи: неспалені, трудно спаленні й спаленні. Неспаленими називають конструкції, які виконані з неспалених матеріалів (цегли, бетону та ін.). Трудно спаленими називають конструкції, виконані із трудно спалених матеріалів, а також конструкції зі спалених матеріалів, захищені зовні облицюваннями з неспалених матеріалів (наприклад, штукатуркою). Спаленими називають конструкції, виконані зі спалених матеріалів, незахищених від вогню або високих температур.

Під довговічністю будівлі або споруди мається на увазі тривалість опору конструкцій і матеріалів різним механічним або фізико-хімічним впливам без втрати міцності й стійкості. За довговічністю зовнішніх конструкцій, що обгороджують, будівлі підрозділяють (з терміну служби) на три категорії:

1) більш 100 років; 2) від 50 до 100 років і 3) більш 20 років. Будівлі зі строком передбачуваної експлуатації до 20 років відносять до розряду тимчасових споруджень.

Усі будівлі й спорудження діляться на чотири класи (I-IV). До кожного класу пред'являються певні експлуатаційні вимоги - состав приміщень, площі, обсяги, зовнішня й внутрішня обробки, технічне встаткування, а також вимоги до довговічності й вогнестійкості основних елементів. При визначенні класу будинку або спорудження необхідно враховувати народногосподарське значення об'єкта, містобудівні вимоги, концентрацію в об'єкті матеріальних цінностей, устаткування, запасів сировинних ресурсів і моральну амортизацію. За кількістю поверхів цивільні будівлі ділять на одноповерхові, малоповерхові (2-3 поверху), багатоповерхові (до 10 поверхів) і висотні (більш 10 поверхів); промислові будівлі – на одноповерхові й багатоповерхові.

За родом матеріалів зовнішніх стін розрізняють кам'яні будівлі (із природного або штучного каменю), дерев'яні й змішані. Зовнішні конструкції, що обгороджують, будівлі (стіни, перекриття) у теплотехнічному відношенні повинні мати достатні теплозахисні властивості, що забезпечують необхідний тепловий режим у приміщеннях за всіх часів року. При експлуатації не можна допускати появи конденсату на стінах і у верхніх покриттях у наслідок різкого температурного перепаду і не перевищувати меж, що допускаються, повітропроникності стін при мінімальній вологості в огороженнях. Конструкції, що обгороджують будівлі, повинні забезпечувати необхідну звукоізоляцію приміщень від шумів і звуків, створювати нормальні умови для здоров'я людей і виконання виробничих процесів.

Форми, розміри й розташування світлових прорізів (вікон, ліхтарів) і освітлювальних приладів повинні забезпечувати нормальне природне й штучне висвітлення приміщень.

Каркаси одноповерхових промислових будівель

У цей час нашою промисловістю освоєні економічні види прокату, широко використовувані при будівництві промислових будинків. Застосування сталевих прокату сприяє зниженню маси будівель і забезпечує індустріалізацію будівництва.

Сталеві підкранові балки. Підкранові балки, виконані зі сталі, можуть бути звареними, суцільними й наскрізними. Для кранів вантажопідйомністю більш 50 т підкранові балки роблять звареними із прокатного двотавра з посиленою верхньою полицею або двотаврового профілю, звареного з листової сталі з розширеною верхньою полицею.

Гратчасті підкранові балки в порівнянні із суцільними більш економічні за витратою сталі й застосовуються при прольотах 12м і більш. Однак їх можна використовувати тільки для кранів легкого й середнього режимів роботи з вантажопідйомністю до 50 т. Тип кранових рейок і їхнє кріплення до верхнього поясу підкранової балки залежить від вантажопідйомності крану. Для кранів вантажопідйомністю більш 50 т застосовують кранові рейки спеціального профілю, які закріплюють сталевими планками й притискними болтами.

Залізничні рейки широкої колії підкранових колій для кранів вантажопідйомністю 10-15 т кріплять до верхніх поясів балок гаками й гайками із пружинними шайбами.

Важливим конструктивним елементом при пристрої підкранових колій служать кінцеві упори, що представляють собою фіксуючі границі руху крану.

Горизонтальні гальмові зусилля сприймаються гальмовими фермами (балками), розташованими в площині верхнього поясу підкранових балок. У рівні кранових шляхів часто передбачають проходи, для чого по гальмовних фермах укладають настил, а уздовж проходів улаштовують огороження.

Фахверк і зв'язки між сталевими колонами. Фахверк являє собою додатковий каркас, розташований у площині поздовжніх і торцевих стін, і призначений для сприйняття ваги стінового заповнення і вітрових зусиль для передачі на основний каркас. Фахверк застосовують у тих випадках, коли огороження виконуються з азбестоцементних або металевих листів у будівлях висотою більш 30м, а також для тимчасових переносних торцевих стін. Досить часто при кроці колон 6 м фахверк складається з ригелів, розташованих над віконними прорізами. Для ригелів фахверка застосовують швелери або двотаври.

Вертикальні зв'язки, що забезпечують незмінюваність каркаса в поздовжньому напрямку, розташовують по висоті підкранової частини колон. Зв'язки можуть бути хрестовими, порталними і у вигляді підкосів. Виконують зв'язки з кутків, труб, або швелерів. Кріплення зв'язків здійснюється болтами, а іноді заклепками. Забезпечення жорсткості – незмінюваності сталевих каркасів найчастіше досягається постановою горизонтальних і вертикальних зв'язків у наметі, тобто в несучих конструкціях покриття.

До складу каркасів входять несучі елементи покриттів. У залізобетонних каркасах балки та ферми виконують із залізобетону або сталі, у сталевих каркасах відповідно – зі сталевих прокатів. У змішаних каркасах несучі елементи покриттів можуть бути виконані також у вигляді просторових систем - зводів, куполів, оболонок, складок та інших елементів.

ЛЕКЦІЯ № 2

Визначення навантажень на елементи кроквяних ферм.

Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми

2.1 Визначення розрахункового навантаження

Усе навантаження, що діє на ферму прикладається звичайно у вузлах ферми, до яких прикріплюються елементи поперечної конструкції (прогони покрівлі або підвісні стелі), що передають навантаження на ферму. Якщо навантаження прикладене безпосередньо в панелі, то в основній розрахунковій схемі вона також розподіляється між найближчими вузлами, але додатково враховується місцевий вигин пояса від розташованої на ньому навантаження. Пояс ферми при цьому розглядається як нерозрізна балка з опорами у вузлах.

Рекомендується визначати зусилля в стрижнях ферм окремо для кожного виду навантаження, тобто для постійної й тимчасової;

постійної, в яку входить власна вага ферми й усієї підтримуваної конструкції (покрівлі з утепленням, ліхтарів тощо);

тимчасової – навантаження від підвісного підземно-транспортного встаткування, корисного навантаження, що діє на підвішене до ферми горищне перекриття тощо.

короткочасної, наприклад, **атмосферної** – сніг, вітер.

Розрахункове постійне навантаження, що діє на будь-який вузол кроквяної ферми залежить від вантажної площі, з якої вона збирається (рис. 2.1) і визначається за формулою

$$F_{gi} = (g_{\phi} + g_{кр} / \cos \alpha) b [(d_{i-1} + d_i) / 2] \gamma_g, \quad (2.1)$$

де g_{ϕ} - власна вага ферми й зв'язків (кН/м²)

горизонтальної проекції покрівлі; $g_{кр}$ - вага покрівлі (кН/м²); α - кут нахилу верхнього пояса до обр'ю; b - відстань між фермами; d_{i-1} і d_i - панелі, що примикають до вузла; γ_g - коефіцієнт надійності для постійного навантаження.

В окремих вузлах до навантаження, одержуваного за формулою (2.1), додається навантаження від ваги ліхтаря.

Сніг – навантаження тимчасове й може завантажувати ферму лише частково;

завантаження снігом однієї половини ферми, може виявитися не вигідним для середніх розкосів – у цих розкосах знак зусилля може мінятися з «+» на «-» і навпаки.

Рис. 2.1 – Розрахункова схема ферми

Розрахункове вузлове навантаження від снігу визначають за формулою:

$$F_{si} = S \cdot b [(d_{i-1} + d_i) / 2] \gamma_s, \quad (2.2)$$

де S - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної проекції покрівлі; γ_s - коефіцієнт надійності для снігового навантаження.

Значення “ S ” повинне визначатися з обліком можливого нерівномірного розподілу снігового покриву близько ліхтаря або перепадів висот.

Тиск вітру враховується тільки на вертикальні поверхні, а також на поверхні з кутом нахилу до обрію більш 30° , що буває у вежах, щоглах, естакадах, а також у крутих трикутних кроквяних фермах і ліхтарях. Вітрове навантаження приводиться до вузлової. Горизонтальне навантаження від вітру на ліхтар при розрахунках кроквяної ферми не враховується, тому що її вплив на роботу ферми не значний.

2.2 Визначення зусиль у стрижнях ферм

При розрахунках ферм зі стрижнями з кутків або таврів передбачається, що у вузлах системи – ідеальні шарніри, осі всіх стрижнів прямолінійні, розташовані в одній площині й перетинаються в центрах вузлів (див. рис.10.1). Стрижні такої системи працюють тільки на осьові зусилля: напруги, знайдені на цих зусиллях, є основними.

У фермах зі стрижнями, що мають підвищену жорсткість, вплив жорсткості з'єднань у вузлах більш значний. Моменти, що виникають у вузлах, приводять до більш раннього виникнення пластичних деформацій і знижують тендітну міцність сталі. Тому для двотаврових, трубчастих і Н-образних перетинів розрахунки ферм за шарнірною системою допускаються при відношенні висоти перетину до довжини не більш $\frac{1}{10}$ для конструкцій, експлуатованих при розрахунковій температурі не нижче -40°C . При підвищенні цих відносин слід урахувувати додаткові згинальні моменти в стрижнях від твердості вузлів.

У верхніх поясах ферм при безперервним обпиранні на них настилів (рівномірний розподіл навантаження на пояси ферми) допускається обчислювати моменти за наступними формулами:

пролітний момент у крайній панелі

$$M_1 = qd_1^2/10; \quad (2.3)$$

пролітний момент проміжних панелей

$$M_i = qd_i^2/12; \quad (2.4)$$

момент у вузлі (опорний)

$$M_{on} = qd_i^2/18, \quad (2.5)$$

де q - розподілене навантаження по фермі; d - довжина панелі.

Крім того, у стрижнях виникають напруги від моментів у результаті неповного центрування стрижнів у вузлах. Ці напруги, які не є основними розрахунками не враховуються, тому що, допускаються малі ексцентриситети у фермах.

Розрахунки ферм слід виконувати на ЕОМ, що дозволяє розрахувати будь-яку схему ферми на статичні й динамічні навантаження.

Використання сучасних програмних комплексів для ЕОМ дозволяє одержувати розрахункові зусилля в стрижнях з урахуванням необхідних комбінацій навантажень, оптимізувати конструкцію, тобто знайти оптимальну схему ферми, матеріал стрижнів, тип перетинів тощо, одержати найбільш економічне проектне рішення.

Зусилля в стрижнях ферм можуть бути визначені графічним методом, тобто побудовою діаграм Максвелла-Кремони, або аналітичними методами (методом вирізання вузлів, методом наскрізних перетинів, методом моментної точки). Причому для кожного виду навантажень (навантаження від покриття, підвісного транспорту тощо) визначають «свої» зусилля в елементах ферми. Для ферм із нескладними схемами (наприклад, з паралельними поясами) і невеликим числом стрижнів більш простим є аналітичне визначення зусиль.

Якщо ферма працює на рухоме навантаження, то максимальне зусилля в стрижнях ферми визначають з лінії впливу.

Відповідно до класифікації комбінацій навантажень (основні й особливі) зусилля визначають окремо для кожного виду комбінацій і несучу здатність стрижнів визначають за розрахунковим найбільшим зусиллям.

Рекомендується результати статичного розрахунків записувати в таблицю, у якій повинні бути наведені значення зусиль від постійного навантаження, від можливих комбінацій тимчасових навантажень (наприклад, від однобічного завантаження снігом), а також розрахункові зусилля як результат підсумовування зусиль при найневигіднішому навантаженні для всіх можливих комбінацій навантажень.

У сучасних розрахункових комплексах (наприклад, SCAD, LIRA) результати розрахунків на комбінації навантажень компонуються автоматично.

ЛЕКЦІЯ №3

Підбір перетинів елементів ферми.

Конструкція й розрахунки вузлів кроквяних ферм

3.1 Визначення розрахункової довжини стрижнів

У час втрати стійкості стислий стрижень повертається навколо центрів відповідних вузлів і унаслідок жорсткості фасонки змушує повертатися й звиватися в площині ферми інші стрижні, стрижні, що примикають і перешкоджають вигину й повороту вузла, а також перешкоджають вільному вигину стрижня, який втрачає стійкість.

Найбільший опір повороту вузла виявляють розтягнуті стрижні. Стислі стрижні слабо опираються вигину.

Таким чином, чим більше розтягнутих стрижнів примикає до стислого стрижня і чим вони могутніше (більше їх погонна жорсткість), тим вище ступінь защемлення стрижня й менше його розрахункова довжина; впливом стислих стрижнів на защемлення можна зневажити.

Стислий пояс виявляється слабо затисненим у вузлах, тому що з кожної сторони до нього примикає тільки по одному розтягнутому розкосу, погонна жорсткість яких значно менше погонної жорсткості поясу. Тому защемленням стисло-

го поясу, в запас стійкості, можна зневажити й ухвалювати його розрахункову довжину рівної відстані між суміжними вузлами.

Таким чином, при більшому ступені защемлення розрахункова довжина стрижня ферми менше ніж геометрична:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (3.1)$$

де μ - коефіцієнт приведення довжини, що залежить від ступеня защемлення; l - відстань між центрами вузлів.

Згідно з нормами, коефіцієнт приведення довжини “ μ ” елементів розкосів з кутків у площині ферми рівний 0,8. Тоді розрахункова довжина $l_x = 0,8l$ в площині ферми визначається з деяким запасом, особливо для середніх розкосів, жорсткість яких у порівнянні з жорсткістю стрижнів що примикають, невелика.

Виключення становить опорний висхідний розкіс, умови роботи якого в площині ферми такі ж, як і у верхнього пояса, тому розрахункова довжина опорного розкосу в площині ферми ухвалюється рівною відстані між центрами вузлів.

Розрахункова довжина пояса в площині, перпендикулярній площині ферми, ухвалюється рівною відстані між вузлами, закріпленими зв'язками від зсуву з площини ферми.

У без прогінних покриттях верхній пояс кроквяних ферм, закріплений у площині покрівлі плитами або панелями настилу, прикріпленими до поясів ферм в кожному вузлі. У цьому випадку за розрахункову довжину пояса із площини ферми ухвалюють ширину однієї плити.

Розрахункова довжина стрижнів грати при вигині їх із площини ферми приймається рівною відстані між геометричними центрами вузлів, тому що фасонки дуже гнучкі й розглядаються як листові шарніри.

У трубчастих фермах з фасонними вузлами розрахункова довжина розкосу, як у площині ферми, так і з неї, з обліком підвищеної крутильної жорсткості замкнених перетинів, застосуються рівною 0,9.

В інших випадках розрахункова довжина елементів ферм приймається за нормалі.

3.2. Граничні гнучкості стрижнів

Елементи конструкцій повинні проектувати із твердих стрижнів. Особливо істотне значення має гнучкість “ λ ” для стислих стрижнів, що втрачають стійкість при поздовжньому вигині.

Навіть при незначних стискальних зусиллях гнучкість стислих стрижнів не повинна бути занадто великою, тому що гнучкі стрижні легко скривлюються від випадкових впливів, провисають, вібрують при динамічних навантаженнях. Тому для стислих стрижнів встановлюється гранична гнучкість, що залежить від призначення стрижня й ступені його навантаження $\alpha = N(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$, де N - розрахункове зусилля, $\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c$ - несуча здатність стрижня:

[λ]

| | |
|---|-----------------|
| стислі пояси, а також опорні стійки й розкоси, передавальні опорні реакції..... | 180-60 α |
| інші стислі стрижні ферми..... | 210-60 α |
| стислі стрижні зв'язків..... | 200 |

При цьому α приймається не менш 0,5.

Розтягнуті стрижні конструкції так само не повинні бути занадто гнучкими, тому що можуть прогнутися при транспортуванні й монтажі.

Стрижні повинні мати достатню жорсткість особливо в конструкціях, підданих динамічним впливам.

Для розтягнутих стрижнів ферм, що зазнають дії динамічного навантаження, установлені наступні значення граничної гнучкості:

| | |
|--|---------------|
| | [λ] |
| розтягнуті пояси й опорні розкоси..... | 250 |
| інші розтягнуті стрижні ферм..... | 350 |
| розтягнуті стрижні зв'язків..... | 400 |

У конструкціях, що не зазнають динамічних впливів, гнучкість розтягнутих стрижнів обмежують тільки у вертикальній площині (щоб запобігти надмірному провисанню), установивши для всіх розтягнутих стрижнів граничну гнучкість [λ] = 400.

3.3 Підбір перетинів елементів ферм

У фермах із прокатних і гнутих профілів для зручності комплектування металу ухвалюють не більш 5-6 калібрів профілів.

З умови забезпечення якості зварювання й підвищення корозійної стійкості товщину профілів (труб, гнутих перетинів) не слід приймати менш 3 мм, а для кутків – менш 4 мм. Для запобігання ушкодження стрижнів при транспортуванні й монтажі не слід застосовувати профілі розміром менш 50 мм.

Профільний прокат поставляється довжиною до 12 м, тому при виготовленні ферм прольотом 24 м (включно) елементи пояса приймають постійного перетину.

Для зниження витрат сталі, доцільно, особливо при великих зусиллях і навантаженнях, елементи ферм (пояси, опорні розкоси) проектувати зі сталі підвищеною міцності, а інші елементи – зі звичайної сталі.

Вибір стали для ферм проводиться відповідно до норм. Тому що стрижні ферм працюють у відносно сприятливих умовах (одноосьовий напружений стан, незначна концентрація напруг, тощо) то для них застосовують сталі напівспокійною виплавки. Фасонки ферм працюють у складних умовах (плоске поле розтягвальних напруг, наявність зварювальних напруг, концентрація напруг поблизу швів), що підвищує небезпеку тендітного руйнування, тому потрібна більш якісна сталь – спокійна.

Підбір перетинів елементів ферм зручно оформляти в табличній формі (табл. 3.1).

3.4 Підбір перетинів стислих елементів

Граничний стан стислих елементів ферм визначається їхньою стійкістю, тому перевірка несучої здатності елементів виконується за формулою

$$N/\varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (3.2)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи (по додатку 14 СНиП II-23-81*).

Таблиця 3.1 – Підбір перетинів стрижнів легких ферм

| Елемент | Расчетное усилие, кН | Сечение | Площадь сечения А, см ² | Расчетные длины l_x/l_y , см | Радиусы инерции, i_x/i_y , см | Гибкости β_x/β_y | Предельная гибкость [β] | φ | γ_c | Проверка несущей способности |
|--------------|----------------------|---------------|------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------------|-----------|------------|---|
| Верхний пояс | -535 | 160x100x9 | 45,8 | 258/516 | 2,85/7,75 | 90,5/66,6 | 124 | 0,546 | 0,95 | $21,4 < R_y \gamma_c = 22,8$ кН/см ² |
| Раскос | +535 | L 90x7 | 24,5 | — | — | — | 400 | — | 0,95 | $21,7 < R_y \gamma_c = 22,8$ кН/см ² |

Примечание. Для сжатого пояса [β] = $180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 124$; $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c) = 535/(0,546 \cdot 45,8 \cdot 22,8) = 0,94$.

Коефіцієнт “ φ ”, є функцією гнучкості $\lambda = l_{ef}/i$ й розрахункового опору стали по границі текучості R_y . (Значення коефіцієнта “ φ ” наведено в додатку 8 СНиП II-23-81*; проміжні значення “ φ ” визначаються методом лінійної інтерполяції).

Для підбору перетину необхідно намітити тип перетину, задатися гнучкістю стрижня, визначити коефіцієнт “ φ ” і знайти необхідну площу перетину

$$A_{mp} = N/\varphi R_y \gamma_c \quad (3.3)$$

При попередньому підборі можна прийняти для поясів легких ферм $\lambda = 60 - 80$, а для розкосів - $\lambda = 100 - 120$. Більші значення гнучкості застосовуються при менших зусиллях. По необхідній площі підбирається по сортаменту придатний профіль, визначаються його фактичні геометричні характеристики A, i_x, i_y , визначають $\lambda_x = l_x/i_x$; $\lambda_y = l_y/i_y$. При більшій гнучкості уточнюється коефіцієнт “ φ ” і проводиться перевірка стійкості по формулі (3.2). Якщо гнучкість стрижня попередньо була задана неправильно й перевірка показала перенапругу або значне (більше 5-10%) недонапруга, то проводять коректування перетину, приймаючи проміжне значення між попередньо заданим і фактичним значеннями гнучкості. Друге-третє наближення, звичайно, досягають мети.

Місцеву стійкість стислих елементів можна вважати забезпеченою, якщо товщина полиць і стінок профілів більше, чим потрібно з умови стійкості.

Для складених перетинів граничні гнучкості полиць і стінок визначаються відповідно до норм (див. гл. 2 СНиП II-23-81*).

3.5 Підбір перетину розтягнутих елементів

Граничний стан розтягнутих елементів визначається їхнім розривом $\sigma > \sigma_u$, де σ_u - тимчасовий опір стали, або розвитком надмірних пластичних деформацій $\sigma > \sigma_y$, де σ_y - границя текучості стали.

Сталі з нормативною границею текучості $R_{ym} \leq 44 \text{ кН/см}^2$ мають розвинений майданчик плинності, тому несуча здатність елементів з таких сталей перевіряється за формулою

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (3.4)$$

де A_n - площа перетину нетто.

Для елементів, виконаних зі сталей, що не мають майданчик плинності (умовна границя текучості $\sigma_{02} > 44 \text{ кН/см}^2$), а також, якщо експлуатація конструкції можлива й після розвитку пластичних деформацій, несуча здатність перевіряється за формулою:

$$\sigma = N/A_n \leq (R_u/\gamma_w) \gamma_c, \quad (3.5)$$

де R_u - розрахунковий опір, визначений по тимчасовому опору;

$\gamma_u = 1,3$ - коефіцієнт надійності при розрахунках по тимчасовому опору.

У практиці проектування розрахунки розтягнутих елементів проводиться за формулою (3.4).

При перевірці розтягнутого елемента, коли несуча здатність визначається напругами, що виникають у найбільш ослабленому перетині (наприклад, отворами для болтів), необхідно враховувати можливі ослаблення й приймати площу нетто.

Необхідна площа нетто розтягнутого елемента визначається за формулою:

$$A_{mp} = N/(R_y \gamma_c). \quad (3.6)$$

Потім за сортаментом вибирають профіль, що має найближче більш значення, ніж необхідна площа перетину елемента A_{mp} .

3.6 Підбір перетину елементів ферм, що працюють на спільну дію поздовжньої сили й згинального моменту (позацентрове розтягання й стиск)

Граничний стан *позацентрово розтягнутих елементів* визначається надмірним розвитком пластичних деформацій у найбільш навантаженому стані. Їхня несуча здатність визначається за формулою:

$$\left[N/(A_n R_y \gamma_c) \right] + M_x / c W_n R_y \gamma_c \leq 1. \quad (3.7)$$

3.7 Підбір перетину стрижнів по граничній гнучкості

Ряд стрижнів легких ферм має незначні зусилля, а також невеликі напруги. Перетини цих стрижнів підбирають по граничній гнучкості. До таких стрижнів звичайно відносяться додаткові стійки в трикутних ґратах, розкоси в середніх панелях ферм, елементи зв'язків тощо.

Знаючи розрахункову довжину стрижня l_{ef} і значення граничної гнучкості $[\lambda]$, визначають необхідний радіус інерції $i_{mp} = l_{ef}/[\lambda]$, а потім за сортаментом вибирають перетин (профіль), для якого фактичний радіус інерції $i_{факт} \geq i_{mp}$ і перевіряють несучу здатність підбраного перетину.

3.8 Конструкція легких ферм

Загальні вимоги до конструювання. Щоб уникнути додаткових напруг від розцентровки вісей стрижнів у вузлах, їх необхідно центрувати у вузлах по вісях, що проходять через центр ваги (з округленням до 5 мм).

Вузлові моменти, визначаються як добуток нормальних зусиль стрижнів і зовнішніх вузлових сил на їхні плечі до дочки перетинання двох розкосів (рис. 3.1).

Момент $M = (N_2 - N_1) \cdot e_2 - F \cdot e_1$, розподіляється між елементами ферми, що сходяться у вузлі пропорційно їх погонним жорсткостям. Якщо жорсткість елементів грати в порівнянні з поясом мала, то момент сприймається в основному поясом ферми. При постійному перетині пояса й однакових панелях момент у поясі $M_n = M/2$. Різання стрижнів грати роблять нормально до осі стрижня, для великих стрижнів допускають косо різання з метою зменшення розмірів фасонки.

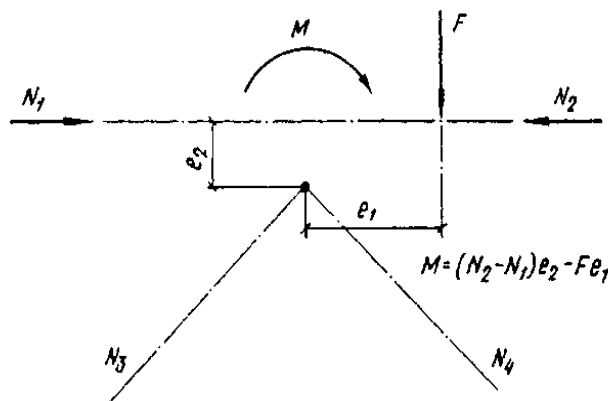


Рис. 3.1 До визначення додаткових вузлових моментів при розцентровці

Щоб зменшити зварювальні напруги у фасонках, стрижні розкосів не доводять до поясів на відстань $a = 6t - 20$ мм, але не більш 80 мм (тут t - товщина фасонки в мм). Між торцями стикуємих елементів поясів ферм, що перекриваються накладками, залишають зазор не менш 50 мм.

Товщину фасонок вибирають залежно від діючих зусиль (табл. 3.1) і прийнятої товщини зварених швів. При значній різниці зусиль у стрижнях розкосів можна приймати дві товщини в межах відправного елемента. Різниця товщин фасонок у суміжних вузлах не повинна перевищувати 2 мм.

Розміри фасонок визначаються необхідною довжиною швів кріплення елементів. Фасонки повинні бути простого обрису, щоб спростити їхнє виготовлення і зменшити кількість обрізків. Доцільно уніфікувати розміри фасонок і мати на

ферму один – два типорозміри. Кроквяні ферми прольотом 18-24 м розбивають на дві відправні марки зі стиками в середніх вузлах. Стики слід проектувати так, щоб права й ліва напівферми були взаємозамінними.

При проектуванні ферм зі стрижнями із широкополочних двотаврів і таврів, із замкнених гнугтезварених профілів, або із круглих труб, треба користуватися спеціальними керівництвами.

Таблиця 3.1 рекомендовані товщини фасонки

| | | | | | | | | |
|---|--------|---------|---------|---------|----------|-----------|-----------|------------|
| Максимальне зусилля у стрижнях опорних розкосів, кН | До 150 | 160-250 | 260-400 | 410-600 | 610-1000 | 1010-1400 | 1410-1800 | Більш 1800 |
| Товщина фасонки, мм | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |

3.9 Ферми з одиночних кутків

У легких зварених фермах з одиночних кутків вузли можна проектувати без фасонки, приварюючи стрижні безпосередньо до полиці поясного кутка кутовими швами (рис. 3.2). Кутки слід прикріплювати обваркою по контуру. Допускається приварку кутка одним фланговим швом (з обушка) і лобовими швами, а також центрування вісей стрижнів розкосів на обушок поясу (рис. 3.2,а). Якщо для кріплення стрижнів розкосів до полиці поясів не вистачає місця, то до полиці пояса приварюють планку (рис.3.2,б), що створює у вузлі необхідне розширення.

3.10 Ферми з парних кутків

У фермах з парних кутків, складених тавром, вузли проектують на фасонках, які заводять між кутками. Стрижні розкосів прикріплюють до фасонки фланговими швами (рис.3.2). Зусилля в елементі розподіляється між швами по обушкові й перу кутка зворотно пропорційно їх відстаням до осі стрижня. Різниця площ швів регулюється товщиною й довжиною швів. Кінці флангових швів виводять на торці стрижня на 20 мм для зниження концентрації напруги. Фасонки прикріплюють до поясу суцільними швами й випускають їх за обушок поясних кутків на 10-15 мм.

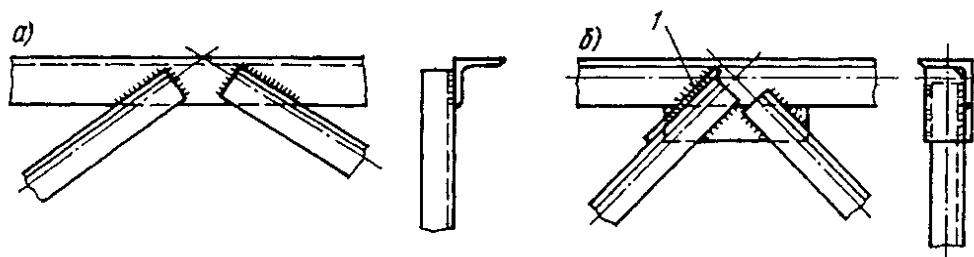


Рис. 3.2 Вузли ферм із одиночних кутків

Шви, що прикріплюють фасонку до поясу, при відсутності вузлових навантажень, розраховують на різницю зусиль у суміжних панелях поясу (рис.3.3,в)

$$N = N_2 - N_1. \quad (3.8)$$

У місці обпирання на верхній пояс прогонів або покрівельних плит (мал.3.3,в,г) фасонки не доводять до обушків поясих кутків на 10-15мм.

Щоб прикріпити прогони, до верхнього пояса ферми приварюють куток з отворами під болти (рис.3.3,в). У місцях обпирання великопанельних плит верхній пояс кроквяної ферми підсилюють накладками $t = 12$ мм, якщо товщина поясих кутків менш 10 мм при кроці ферм 6 м і менш 14 мм при кроці ферм 12 м.

Щоб уникнути ослаблення перетину верхнього пояса не слід приварювати накладки поперечними швами (напрямок розташування швів повинен співпадати з напрямком дії зусилля в елементі).

При розрахунках вузлів звичайно задаються значенням “ k_f ” і визначають необхідну довжину шва.

Фасонки ферм із трикутною решіткою конструюють прямокутного перетину, а з розкісною решіткою – у вигляді прямокутної трапеції.

Для забезпечення плавної передачі зусилля й зниження концентрації напруг кут між краєм фасонки й елементом решітки повинен бути не менш 15° (рис.3.3,в).

Стики поясів необхідно перекивати накладками, виконаними з листів (рис. 3.4) або кутка. Для того, щоб прикріпити куткову накладку необхідно зрізати обушок і полицю кутка. Зменшення його площі перетину компенсується фасонкою.

При установці листових накладок у роботу включається фасонка. Центр ваги перетину в місці стику не збігається із центром ваги перетину поясу, і воно працює на позацентрове розтягання (або стиск), тому стик поясу виносять за межі вузла, щоб полегшити роботу фасонок.

Для забезпечення спільної роботи кутків їх з'єднують прокладками. Відстань між прокладками повинна бути не більш $40i$ для стислих і $80i$ для розтягнутих елементів, де i - радіус інерції одного кутка щодо осі, паралельної прокладці. При цьому в стислих елементах ставиться не менш двох прокладок.

Стик вузла ферми при їхній поставці з окремих відправних елементів показані на рис. 3.5.

Конструкції опорних вузлів залежить від вигляду опор (металеві або залізо-бетонні колони, цегельні стіни і т.д.) і способу сполучення (тверде або шарнірне).

При вільному обпиранні ферм на нижні конструкції будівлі можлива конструкція опорного вузла надана на рис. 3.6. Тиск ферми F_R через плиту передається на опору. Площа плити визначається з несучій здатності матеріалу опори.

$$A_{пл} \geq F_R / R_{оп} \quad (3.9)$$

де $R_{оп}$ - розрахунковий опір матеріалу опори на стиск.

Плита працює на вигин від відсічі матеріалу опори аналогічно плиті бази колони.

Тиск ферми на опорну плиту передається через фасонку й опорну стійку, що утворюють тверду опору хрестового перетину. Осі пояса і опорного розкосу центруються на вісь опорної стійки.

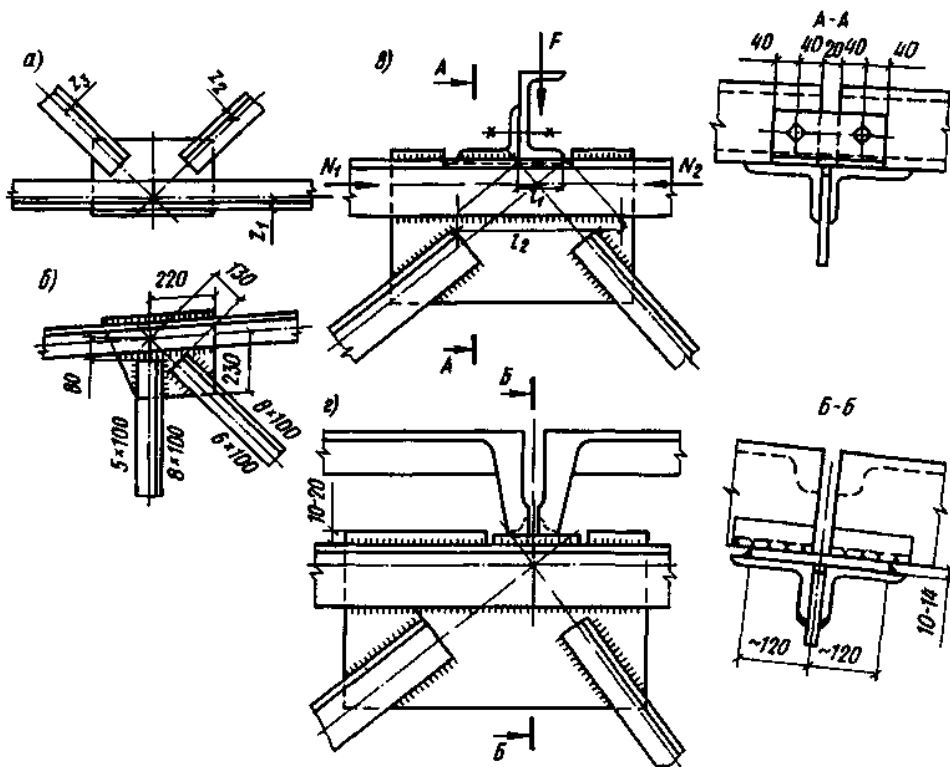


Рис. 3.3. Вузли ферм з парних кутків

а – центрування стрижнів; б – вузол при розкідній решітці;
в – прикріплення прогонів; г – прикріплення великопанельних плит

Шви, що приварюють фасонку й опорну стійку до плити, розраховують на опорну реакцію:

$$F_R / (k_f \sum l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c. \quad (3.10)$$

В опорній плиті влаштовують отвори для анкерів. Діаметр отворів роблять в 2-2, 5 рази більше діаметра анкерів, а шайби анкерних болтів приварюють монтажним зварюванням до плити.

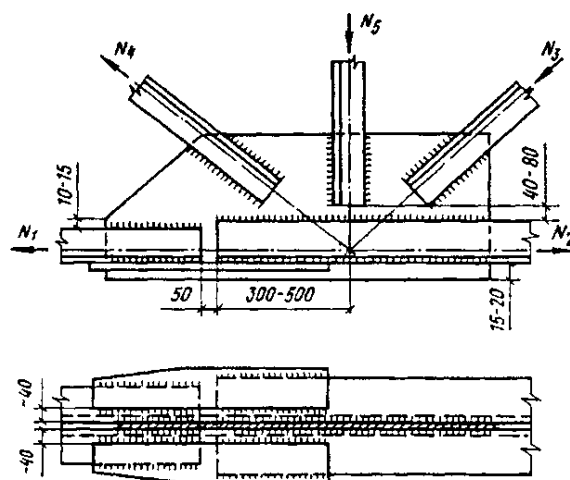


Рис. 3.4. Заводський стик поясу зі зміною перетину

Для зручності зварювання й монтажу вузла відстань між нижнім поясом і опорною плитою приймають більше 150мм.

Аналогічно конструюємо опорний вузол при обпиранні ферми в рівні верхнього поясу (рис. 3.6,б).

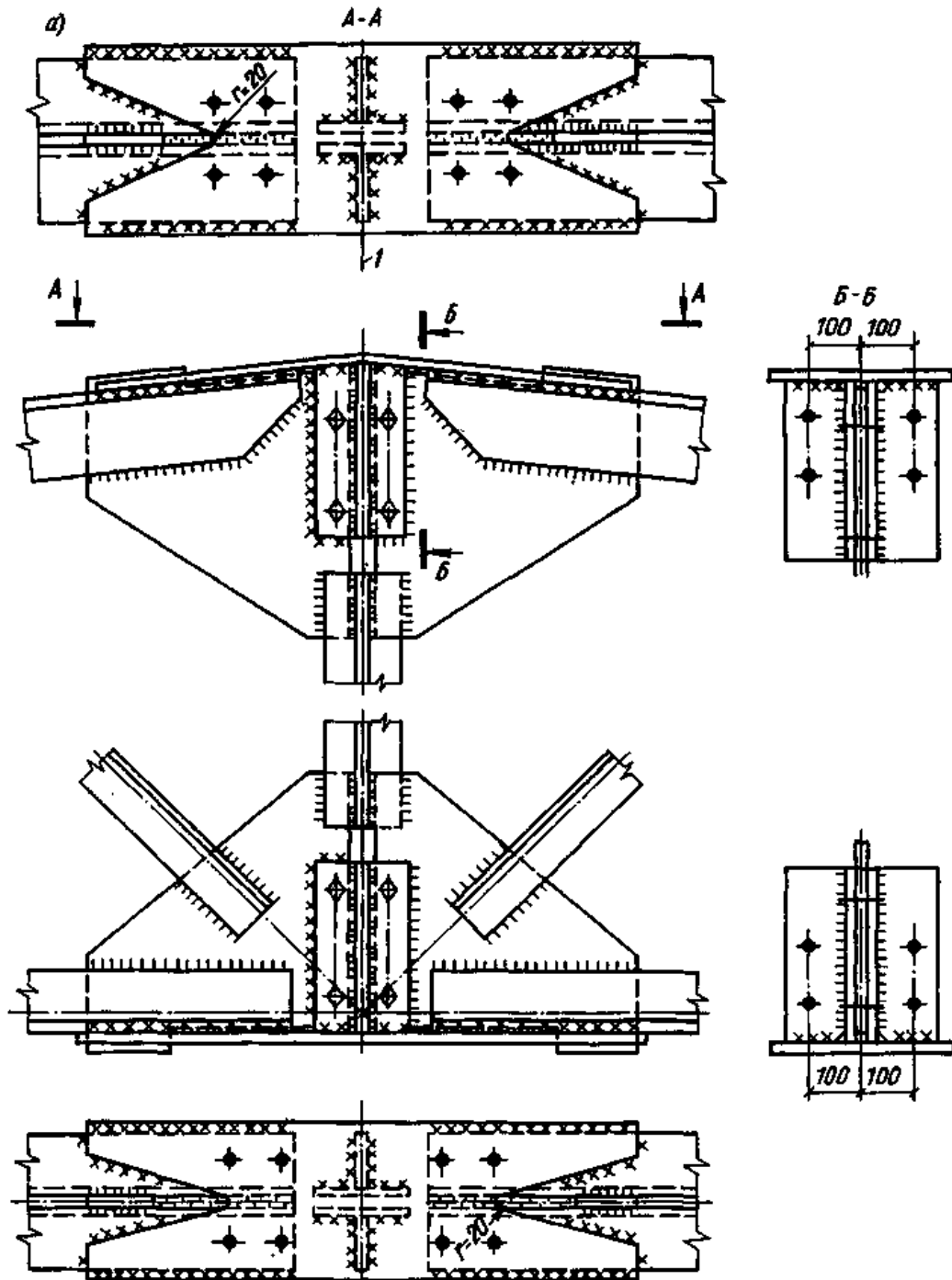


Рис. 3.5. Стик кровляної ферми з парних кутків
а – на зварюванні; 1 – лінія згину стикової горизонтальної накладки

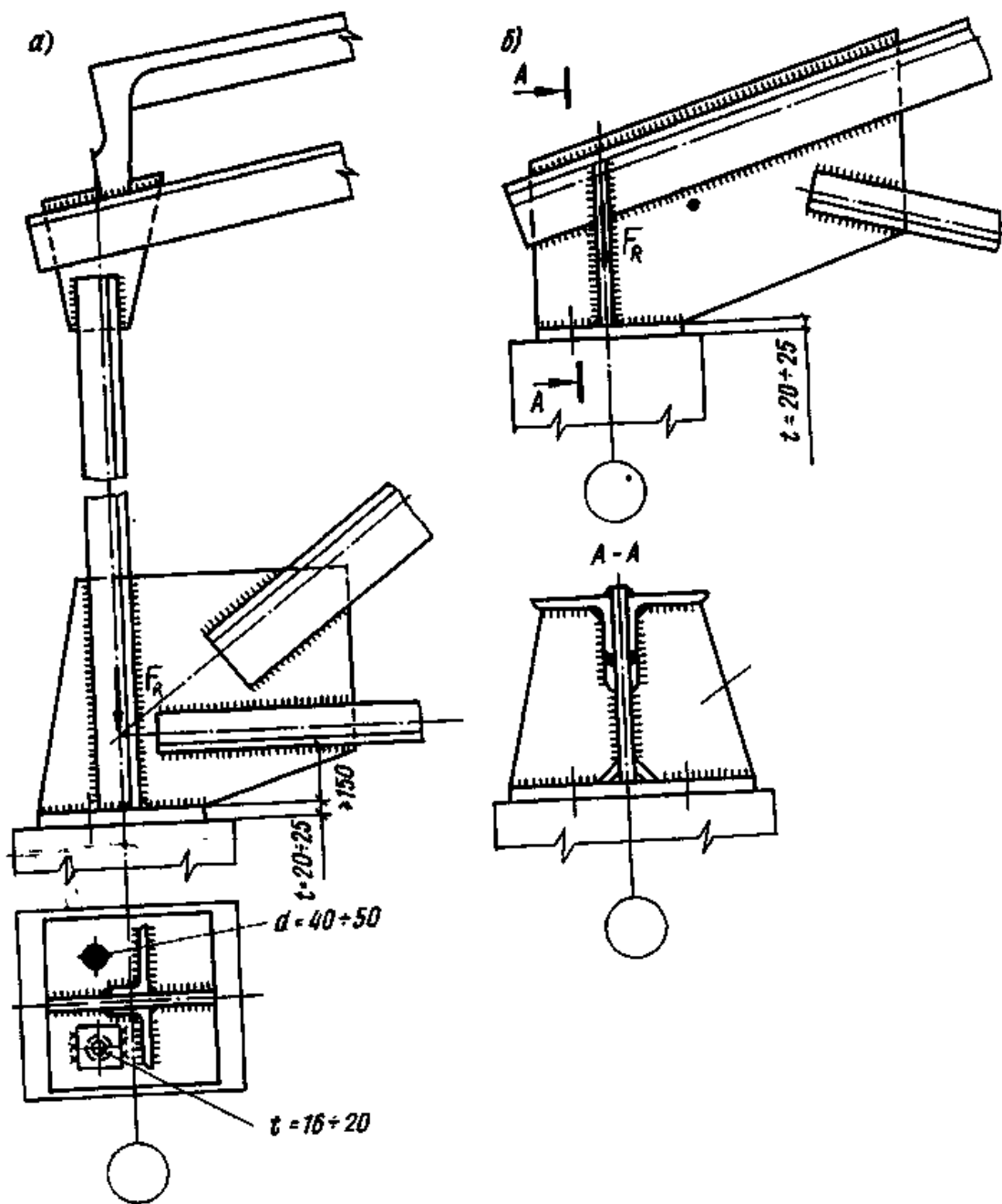


Рис. 3.6 Опорний вузол ферм із парених кутків
 а - обтирання у рівні нижнього поясу; б - теж, верхнього поясу

ЛЕКЦІЯ №4

Основні питання проектування каркасу виробничих будівель, зв'язки.

Класифікація ферм і галузь їх застосування

Каркаси одноповерхових промислових будівель

Зараз нашою промисловістю освоєні економічні види прокату, широко використовувані при будівництві промислових будинків. Застосування сталевих прокату сприяє зниженню маси будівель і забезпечує індустріалізацію будівництва.

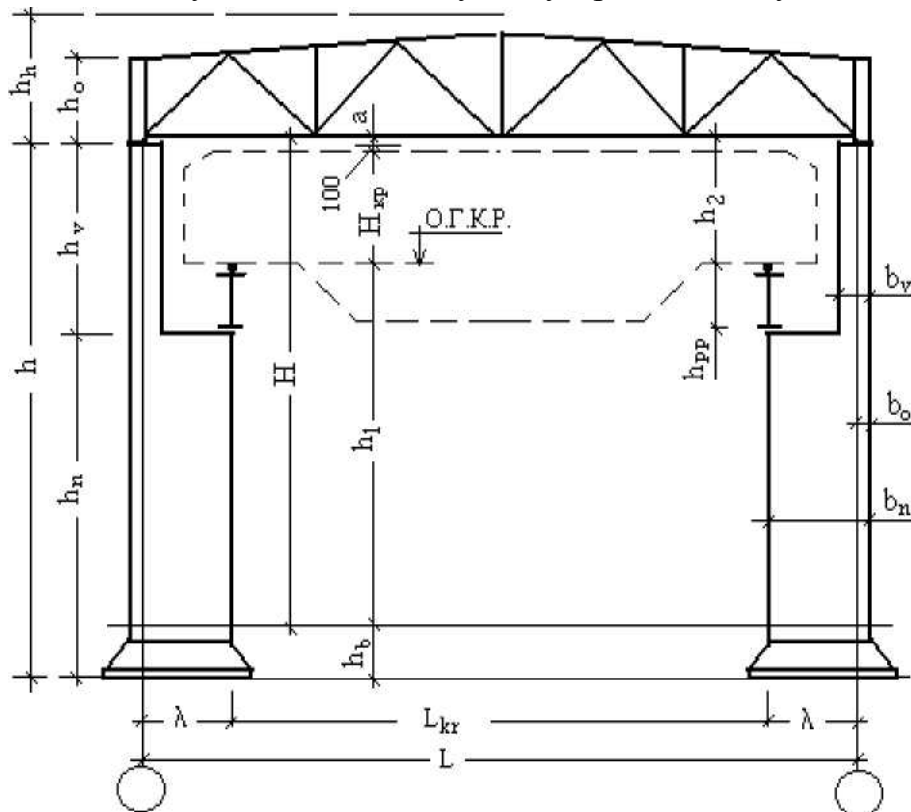


Рис. 1. Конструктивна схема промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами легкого й середнього режимів роботи

Сталеві каркаси влаштовують у тих випадках, коли промислові будівлі мають укрупнену сітку колон, більшу висоту й мостові крани великої вантажопідйомності. Застосування сталевих каркасів економічно доцільно для цехів важкого машинобудування, мартенівських цехів, цехів прокатного виробництва тощо. Елементи сталевих каркасів по своєму призначенню ті ж, що й при збірних залізобетонних конструкціях. Сталеві колони по конструкції бувають суцільні й наскрізні. Поперечний переріз суцільних колон складається із прокатних профілів або листів, зварених між собою по всій висоті. Наскрізні складаються з декількох окремих прокатних профілів, з'єднаних планками або ґратами.

Колони постійного перетину застосовують у будівлях з невеликими крановими навантаженнями. При вантажопідйомності кранів більш 20 т влаштовують східчасті колони. Такі колони найпоширеніші. Надколоники її складається з одного прокатного профілю, підкранова частина — із двох прокатних профілів, з'єднаних

гратами. У колонах середніх рядів обидві вітки мають двотавровий перетин, колони крайнього ряду для зручності з'єднання зі стіною складаються із двох великих кутків, з'єднаних сталевими листами.

Основна частина кожної бази — сталева стругана плита (опорний лист) товщиною 45-75 мм, на яку фрезерованим торцем спираються прокатні профілі колони. Бази кріплять до фундаменту анкерними болтами. Для збільшення площі обпирання колон застосовують траверси, на які впирають анкерні плити.

Бази не повинні виступати вище рівня підлоги. Щоб уникнути корозії нижні частини колон покривають бетоном. Для обпирання стін (цегельні, великоблочні) між фундаментами крайніх колон установлюють збірні залізобетонні фундаментні балки.

Сталеві підкранові балки. Підкранові балки, виконані зі сталі, можуть бути звареними, суцільними й наскрізними. Для кранів вантажопідйомністю більш 50 т підкранові балки роблять звареними із прокатного двотавра з посиленою верхньою полицею або двотаврового профілю, звареного з листової сталі з розширеною верхньою полицею.

Гратчасті підкранові балки в порівнянні із суцільними більш економічні по витраті сталі й застосовуються при прольотах 12м і більш. Однак їх можна використовувати тільки для кранів легенького й середнього режимів роботи з вантажопідйомністю до 50 т. Тип кранових рейок і їхнє кріплення до верхнього пояса підкранової балки залежить від вантажопідйомності крану. Для кранів вантажопідйомністю більш 50 т застосовують кранові рейки спеціального профілю, які закріплюють сталевими планками і притискними болтами.

Залізничні рейки широкої колії підкранових колій для кранів вантажопідйомністю 10-15 т кріплять до верхніх поясів балок гаками та гайками із пружинними шайбами.

Важливим конструктивним елементом при пристрої підкранових колій служать кінцеві упори, що представляють собою фіксуючі границі руху крана.

Горизонтальні гальмові зусилля сприймаються гальмовими фермами (балками), розташованими в площині верхнього поясу підкранових балок. У рівні кранових шляхів часто передбачають проходи, для чого на гальмовні ферми укладають настил, а уздовж проходів улаштовують огороження.

Фахверк і зв'язок між сталевими колонами. Фахверк являє собою додатковий каркас, що розташований у площині поздовжніх і торцевих стін і призначений для сприйняття ваги стінового заповнення й вітрових зусиль для передачі на основний каркас. Фахверк застосовують у тих випадках, коли огороження виконуються з азбестоцементних або металевих листів у будівлях висотою більш 30м, а також для тимчасових переносних торцевих стін. Досить часто при кроці колон 6 м фахверк складається з ригелів, розташованих над віконними прорізами. Для ригелів фахверка застосовують швелери або двотаври.

Вертикальні зв'язки, що забезпечують незмінюваність каркасу в поздовжньому напрямку, розташовують по висоті підкранової частини колон. Зв'язки можуть бути хрестовими, порталними й у вигляді підкосів. Виконують зв'язки з кутків, труб, або швелерів. Кріплення зв'язків здійснюється болтами, а іноді заклеп-

ками. Забезпечення жорсткості - незмінюваності сталевих каркасів найчастіше досягається постановою горизонтальних і вертикальних зв'язків у наметі, тобто в несучих конструкціях покриття.

До складу каркасів входять несучі елементи покриттів. У залізобетонних каркасах балки і ферми виконують із залізобетону або сталі, у сталевих каркасах, відповідно – зі сталевих прокату. У змішаних каркасах несучі елементи покриттів можуть бути виконані також у вигляді просторових систем – зводів, куполів, оболонок, складок та інших елементів.

Фермою називається система стрижнів, з'єднаних між собою у вузлах й утворюючих геометрично незмінну конструкцію. При вузловому навантаженні жорсткість вузлів несуттєво впливає на роботу конструкції, і в більшості випадків їх можна розглядати як шарнірні. У цьому випадку всі стрижні ферм зазнають тільки розтягувальні або стискаючі осьові зусилля.

Ферми більш економічні ніж балки за витратою сталі, але більш трудомісткі у виготовленні. Ефективність ферм у порівнянні зі суцільними балками тим більше, чим більше проліт і менше навантаження.

Ферми бувають плоскими (всі стрижні лежать в одній площині) і просторовими.

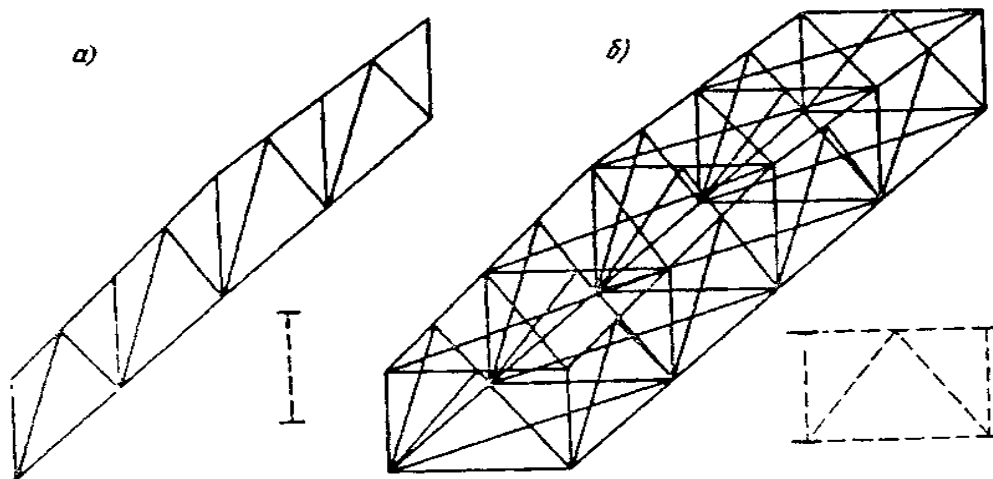


Рис. 4.1 Плоска (а) і просторова (б) ферми

Плоскі ферми сприймають навантаження, прикладене тільки в їхній площині, і потребують закріплення їх зв'язками. Просторові ферми утворюють твердий просторовий брус, що сприймає навантаження в будь-якому напрямку (рис.4.1).

Основними елементами ферм є пояси, що утворюють контур ферми, і грати, що виготовлені з розкосів і стійок (рис. 4.2). З'єднання елементів у вузлах здійснюється шляхом безпосереднього примикання одних елементів до інших (рис. 4.3,а) або за допомогою вузлових фасонки (рис. 4.3,б). Елементи ферм центруються по осях центру ваги для зниження вузлових моментів і забезпечення роботи стрижнів на осьові зусилля.

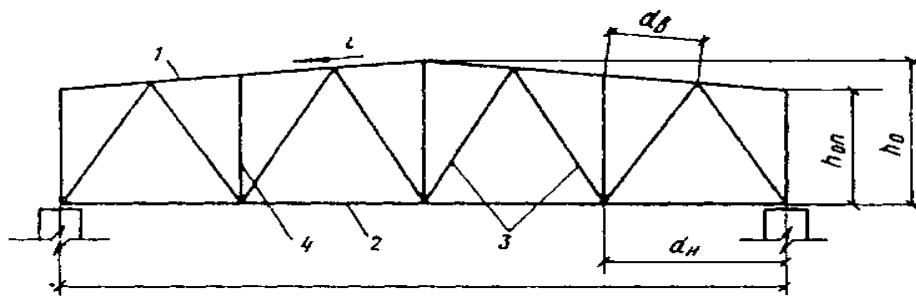


Рис. 4.2 Елементи ферм

1 – верхній пояс; 2 – нижній пояс; 3 – розкоси; 4 – стійки

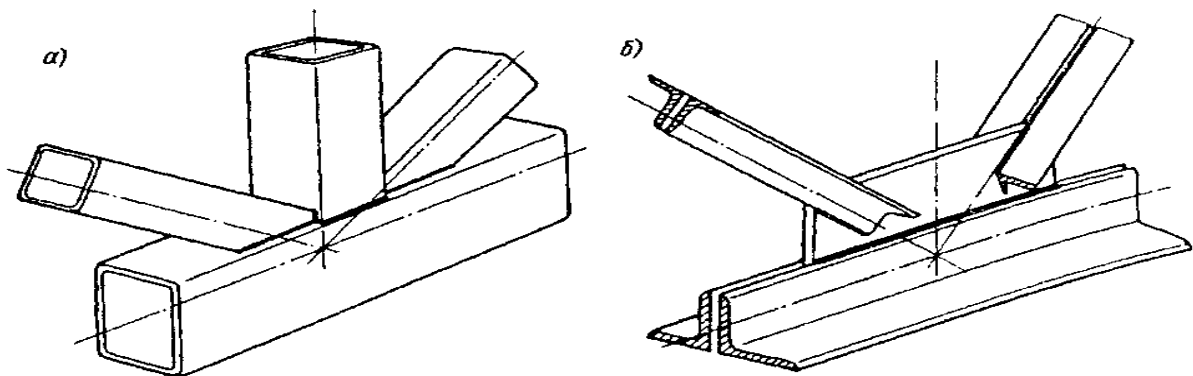


Рис. 4.3 Вузли ферм

а – з безпосереднім примиканням елементів; б – на фасонках

Відстань між сусідніми вузлами поясів називається панеллю (d_v – панель верхнього поясу, d_n – нижнього), а відстань між опорами – прольотом (l).

Пояса ферм сприймають поздовжні зусилля й момент (аналогічно поясам суцільних балок); елементи ґрат ферм сприймають, в основному, поперечну силу, виконуючи функції стінки балки.

Знак зусилля (мінус – стиск, плюс – розтягання) в елементах ґрат ферм із паралельними поясами можна визначити, якщо скористатися “балковою аналогією”.

Сталеві ферми широко застосовуються в багатьох областях будівництва; у покриттях і перекриттях промислових і цивільних будинків, мостах, опорах ліній електропередачі, об'єктах зв'язку, телебачення й радіомовлення (вежі, щогли), транспортних естакадах, гідротехнічних затворах, вантажопідйомних кранах, тощо.

Ферми мають різну конструкцію залежно від призначення, навантажень і класифікуються за різними ознаками:

за статичною схемою – балкові (розрізні, нерозрізні, консольні); аркові, рамні, комбіновані (рис. 4.4);

за обрисом поясів – з паралельними поясами, трапецієподібні, трикутні, полігональні, сегментні (рис. 4.5 а);

за системою ґрат – трикутна, розкісна, хрестова, ромбічна і ін. (рис.4.6);

за способом з'єднання елементів у вузлах – зварені, клепані, болтові;

за величиною максимального зусилля – легкі – з перетинами із прокатних профілів (зусилля $N \leq 300 \text{ кН}$) і важкі – двоступінчасті з елементами складеного перетину ($N > 300 \text{ кН}$).

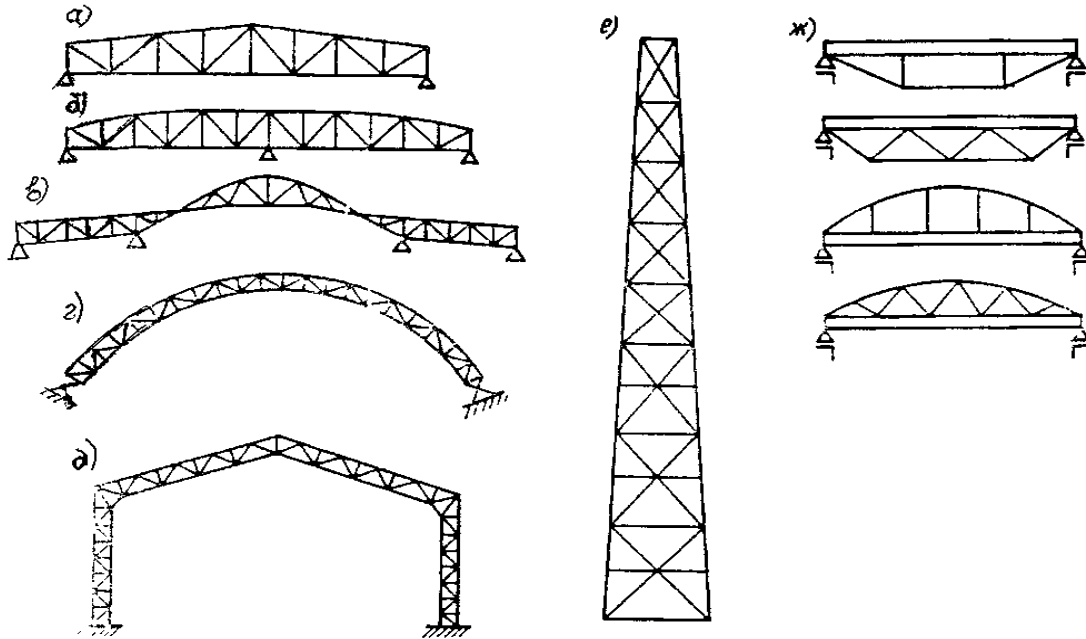


Рис. 4.4 Системи ферм

а – балкова розрізна; б – нерозрізна; в,е – консольна; г – аркова;
 д – рамна; ж - комбінована

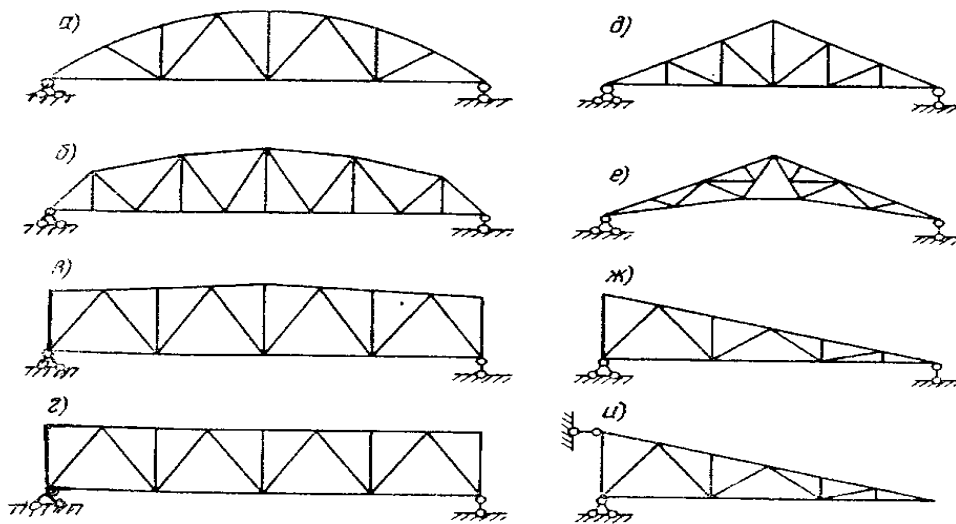


Рис. 4.5 Обриси поясів ферм

а – сегментне; б – полігональне; в – трапецієвидне;
 г – з паралельними поясами; д-і - трикутне

Проміжними між фермою й балкою є комбіновані системи, що складаються з балки, підкріпленої знизу шпренгелем або розкосами або аркою (зверху). Підкріплювальні елементи зменшують згинальний момент у балці й підвищують жорс-

ткість системи (рис. 4.4,*жс*). Комбіновані системи прості у виготовленні (з рухомими навантаженнями).

Ефективність ферм м комбінованих систем можна підвищити, створивши в них попередню напругу.

У фермах рухливих кранових конструкцій і покриттів більших прольотів, де зменшення ваги конструкції дає великий економічний ефект, застосовують алюмінієві сплави.

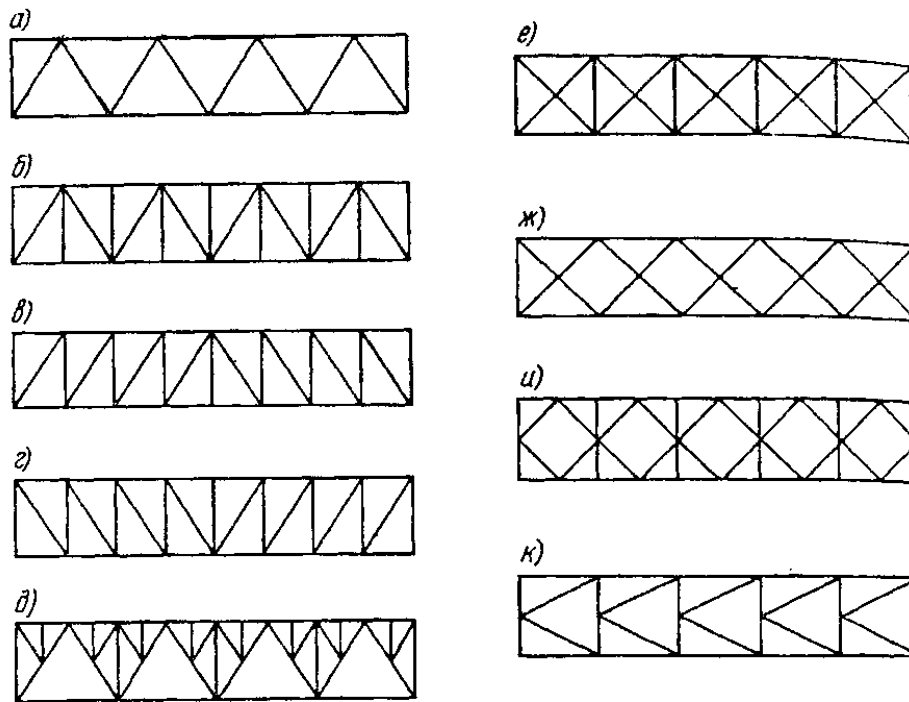


Рис. 4.6 Системи грат ферм

*а – трикутна; б – трикутна з додатковими стійками;
в – розкісна з висхідними розкосами; г – розкісна зі спадними розкосами; д – шпренгельна; е – хрестова; ж – перехресна; і – ромбічна;
к- напіврозкісна*

4.2 Компонування конструкцій ферм

Вибір статичної схеми й обрису ферми – перший етап проектування конструкцій, що залежить від призначення й архітектурно – конструктивного розв'язку спорудження і проводиться на підставі порівняння можливих варіантів.

У покриттях будинків, мостах, транспортних галереях і інших спорудженнях знайшли застосування балкові розрізні системи. Вони прості у виготовленні й монтажі, не вимагають пристрою складних вузлів, але досить металоємкі. При прольотах 40 м та більш того розрізні ферми виходять негабаритними і їх збирають при монтажі.

Для двох і більш прольотів застосовують нерозрізні ферми. Вони виявляються економічнішими за витратою металу і мають більшу жорсткість, що до-

зволяє зменшити їхню висоту. Застосування нерозрізних ферм при слабких ґрунтах не рекомендується, тому що при осаді опор виникають додаткові зусилля. Крім того, неразрізність ускладнює монтаж.

Рамні ферми економічніші за витратою сталі, мають менші габарити, але більш складні в монтажі. Їх раціонально застосовувати для великопролітних будівель. Аркові системи, безумовно, дають економію сталі, але приводять до збільшення об'єму приміщення і поверхні конструкцій, що обгороджують. Застосування їх диктується архітектурними вимогами. Консольні ферми використовують для навісів, веж, опор ЛЕП.

Обрису ферм повинні відповідати їхній статичній схемі та виду навантажень, що визначають епюру моментів, що звиваються. Для ферм покриттів необхідно враховувати матеріал покрівлі й необхідний ухил для забезпечення водовідводу, тип вузла сполучення з колонами (жорсткий або шарнірний) та інші технологічні вимоги.

Обрис поясів ферм визначає їхню економічність. Найбільше економічною по витраті сталі є ферма, обкреслена по епюрі моментів. Для однопрогонової балкової системи з рівномірно розподіленою навантаженням буде **сегментна ферма** з параболічним поясом (див. рис. 4.5,а). Однак криволінійні пояси дуже трудомісткі у виготовленні, тому такі ферми застосовують дуже рідко. Більш застосовуваними є полігональні ферми (див. рис. 4.5,б). Для легких ферм полігональний обрис нераціональний, оскільки ускладнення вузлів не окупається економією сталі.

Ферми **трапеціодальні** (див. рис. 4.5,в), хоч і не зовсім відповідають епюрі моментів, мають конструктивні переваги, за рахунок спрощення вузлів. Крім того, застосування таких ферм у покритті дозволяє влаштувати жорсткий рамний вузол, що підвищує жорсткість будівлі в цілому.

Ферми з **паралельними** поясами (рис. 4.5,г) по своєму обрису далекі від епюри моментів і неекономічні за витратою сталі. Однак рівні довжини елементів решітки, однакова схема вузлів, повторюваність елементів і деталей, можливість їх уніфікації сприяють індустріалізації їх виготовлення. Тому ферми з паралельними поясами стали основними для покриття виробничих будівель.

Ферми **трикутного** обрису (див. рис. 4.5, д-ж, і) раціональні для консольних систем і для балкових при зосередженім навантаженні в середині прольоту (підкроквяні ферми). Недоліком цих ферм є підвищена витрата металу при розподіленому навантаженні; гострий опорний вузол складний і допускає тільки шарнірне сполучення з колонами, середні розкоси дуже довгі і їх доводиться підбирати по граничній гнучкості, що веде до перевитрати металу. Однак іноді їх використовують для кроквяних конструкцій, коли необхідно забезпечити великий ухил покрівлі (понад 20%) або для створення однобічного рівномірного висвітлення (шедові покриття).

Проліт або довжина ферм визначається експлуатаційними та технологічними вимогами й рекомендується конструктором.

Там де проліт не диктується технологічними вимогами (наприклад, естакади, підтримуючі трубопроводи і т.п.), його призначають на основі економічних міркувань, по найменшій сумарній вартості ферм і опор.

Висота трикутних ферм (див. рис. 4.5,д) є функцією прольоту й ухилу ферми ($25-45^0$), що дає висоту ферм $h \approx (1,4 - 1/2)l$. Висота звичайно буває вище необхідної, тому трикутні ферми не економічні. Висоту ферми можна зменшити, додавши нижньому поясу піднятий обрис (див. рис. 4.5,з), але опорний вузол не повинен бути дуже гострим.

Для висоти трапеційдальних ферм і ферм із паралельними поясами немає конструктивних обмежень, висоту ферми ухвалюють із умови найменшої ваги ферми. Вага ферми складається з ваги поясів і елементів решітки. Вага поясів зменшується зі збільшенням висоти ферми, тому що зусилля в поясах обернено пропорційні висоті h .

Вага ґрат, навпаки, зі збільшенням висоти ферми зростає, тому що збільшується довжина розкосів та стійок і оптимальна висота ферм становить $1/4 - 1/5$ прольоту. Це приводить до того, що при прольоті 20м висота ферми більше гранично (3,85м) припустимої за умовою транспортування. Тому з урахуванням вимог транспортування, монтажу, уніфікації висоту ферм приймають у межах $1/7 - 1/12$ прольоту (для легких ферм ще менше).

Найменша можлива висота ферми визначається припустимим прогином.

У звичайних покрівельних покриттях жорсткість ферм перевершує необхідну. У конструкціях, працюючих на рухоме навантаження (ферми підкранових естакад, мостових кранів і т.п.), вимоги жорсткості настільки високі ($f/l = 1/750 - 1/1000$), що вони диктують висоту ферми.

Прогин ферми визначають аналітично за формулою Мору

$$F = \sum \frac{N_i \bar{N}_i}{EA_i} l_i, \quad (4.1)$$

де N_i – зусилля в стрижні ферми від заданого навантаження; \bar{N}_i - зусилля в тому ж стрижні від сили, рівній одиниці, прикладеної в місці визначення прогину по напрямку прогину.

Розміри панелі повинні відповідати відстаням між елементами, що передають навантаження на ферму, і відповідати оптимальному куту нахилу розкосів, який у трикутних розкосах становить приблизно 45^0 , а в розкісних ґратах – 35^0 . З конструктивних міркувань – раціонального обрису фасонки у вузлі й зручності прикріплення розкосів – бажаний кут нахилу, близький до 45^0 .

У кроквяних фермах розміри панелей визначаються залежно від системи покрівельного покриття.

Бажане для виключення роботи поясу на вигин забезпечити передачу навантаження від покрівлі на вузли ферми. Тому в покриттях із великорозмірних залізобетонних або металевих плит відстань між вузлами приймається рівною ширині плити (1,5м або 3м), а в покриттях по прогонах – кроку прогонів (від 1,5м до 4м). Іноді для зменшення розмірів панелі поясу приймаються решітки (див. рис. 4.6,д).

Уніфікація й модулювання геометричних розмірів ферм дозволяє стандартизувати як самі ферми, так і елементи, що примикають до них (прогони, зв'язки і т.п.). Це приводить до скорочення числа типорозмірів деталей і дає можливість при масовому виготовленні конструкцій застосовувати спеціалізоване встаткування й перейти на потокове виробництво.

У цей час уніфіковані геометричні схеми кроквяних ферм виробничих будівель, мостів, радіощогл, радіо веж, опор ліній електропередачі.

Будівельний підйом. У фермах більших прольотів (більш 36м), а також у фермах з алюмінієвих сплавів або високоміцних сталей виникають більші прогини, які погіршують зовнішній вигляд конструкції і неприпустимі за умовами експлуатації.

Провисання ферм запобігає пристроєм кроквяного підйому, тобто виготовлення ферм зі зворотним підйомом, який під дією навантаження погашається, і ферма приймає проектне положення. Будівельний підйом призначають рівним прогину від постійної плюс половину тимчасових навантажень. При плоских покриттях і прольотах більше 36м будівельний підйом слід приймати незалежно від величини прольоту рівним прогину від сумарного нормативного навантаження плюс $1/200$ прольоту.

Будівельний підйом забезпечується шляхом забезпечення перегину в монтажних вузлах (рис. 4.7).

Системи решіток ферм і їх характеристика. Решітка ферм працює (сприймає) на поперечну силу, виконуючи функції стінки суцільної балки.

Від системи решітки залежить вага ферми, трудомісткість її виготовлення, зовнішній вигляд.

Трикутна система решітки. У фермах трапецієдального обрису або з паралельними поясами раціональною є трикутна система грат (див. рис. 4.6,а), що дає найменшу сумарну довжину грат і найменше число вузлів при найкоротшому шляху зусилля від місця прикладання навантаження до опори. У фермах прогони, що підтримують, покрівлі або балки настилу, до трикутних грат часто додають додаткові стійки (рис. 4.6,б), а іноді й підвіски, що дозволяють зменшити відстань між вузлами ферми. Додаткові стійки зменшують також розрахункову довжину стислого поясу. Працюють додаткові стійки тільки на місцеве навантаження й не беруть участь у передачі на опору поперечної сили.

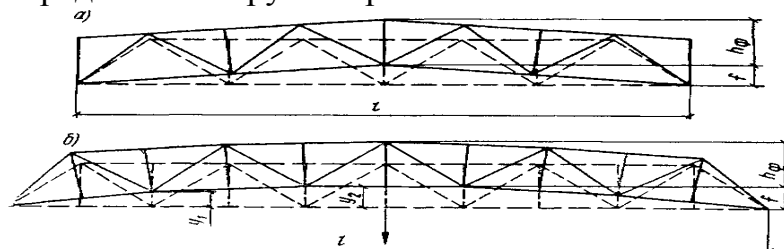


Рис. 4.7 Схеми будівельного підйому при одному (а) і декількох (б) стиках

Недоліком трикутної системи є наявність довгих стислих розкосів (висхідних у фермах з паралельними поясами й спадних у трикутних фермах).

Розкісна система решітки застосовується при малій висоті ферм, а також тоді, коли по стійках передаються більші зусилля (при великому вузловому навантаженні).

Розкісна решітка більш трудомістка, ніж трикутна, вимагає великої витрати металу, тому що при рівному числі панелей у фермі загальна довжина розкісних грат більше, і в ній більше вузлів. Шлях зусилля від вузла до опори в розкісних гратах довше; він іде через усі стрижні грат і вузли.

Спеціальні системи решіток застосовують при великій висоті ферм (приблизно 4 – 5 м). Щоб зменшити розмір панелі, зберігши нормальний кут нахилу розкосів, застосовують шпренгельні решітки (див. рис. 4.6, *д*). Застосування шпренгельних решіток більш трудомістке й вимагає додаткових витрат металу, однак такі ферми дозволяють одержати раціональну відстань між елементами поперечної конструкції при раціональному куті нахилу розкосів і зменшити розрахункову довжину стислих стрижнів.

Шпренгельні решітки застосовуються при крутих покрівлях і порівняно більших прольотах ($l = 20 - 24$ м) для трикутної ферми (див. рис. 4.5, *е*).

У фермах, що працюють на двостороннє навантаження влаштовують **хрестову** решітку (див. мал. 4.6, *е*). До таких ферм відносяться горизонтальні ферми зв'язків покриттів виробничих будівель, мостів та інших конструкцій, вертикальні ферми веж, щогл і висотних будинків.

Ромбічна й розкісна решітка (див. рис. 4.6, *і, к*) завдяки двом системам розкосів мають велику жорсткість: ці системи застосовуються в мостах, вежах, щоглах, зв'язках для зменшення розрахункової довжини стрижнів і особливо раціональні при роботі конструкцій на більші поперечні сили.

Забезпечення стійкості ферм. Плоска ферма нестійка зі своєї площини, тому її необхідно приєднати до більш жорсткої конструкції або з'єднати зв'язками з іншою фермою, у результаті чого утворюється стійкий просторовий брус (рис. 4.8, *а*). Оскільки цей просторовий брус у поперечному перерізі є замкнутим, він має велику жорсткість при крутінні й вигині в поперечному напрямку, тому втрата його загальної стійкості неможлива. Конструкції мостів, кранів, веж, щогл, тощо, являють собою також просторові бруси, що виконані із ферм (рис. 4.8, *б*).

У покриттях будівель через велике число поставлених поруч плоских кроквяних ферм розв'язок ускладнюється, тому ферми, зв'язані між собою тільки прогонами можуть, втратити стійкість.

Їхня стійкість забезпечується тим, що дві сусідні ферми скріплюються зв'язками в площині верхнього й нижнього поясів й вертикальними поперечними зв'язками (рис. 4.9, *б*). До цих жорстких блоків інші ферми прикріплюються горизонтальними елементами, що перешкоджають горизонтальному переміщенню поясів ферм, чим й забезпечується їхня стійкість (прогонами й розпірками, розташованими у вузлах ферм). Щоб прогін міг закріпити вузол ферми в горизонтальному напрямку, він сам повинен бути прикріплений до нерухливої точки – вузлу горизонтальних зв'язків.

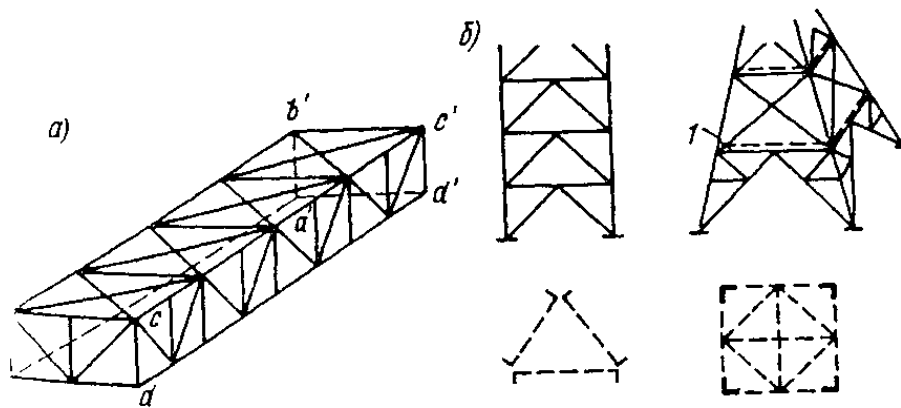


Рис. 4.8 Зв'язка ферм у просторові системи; 1 – діафрагма

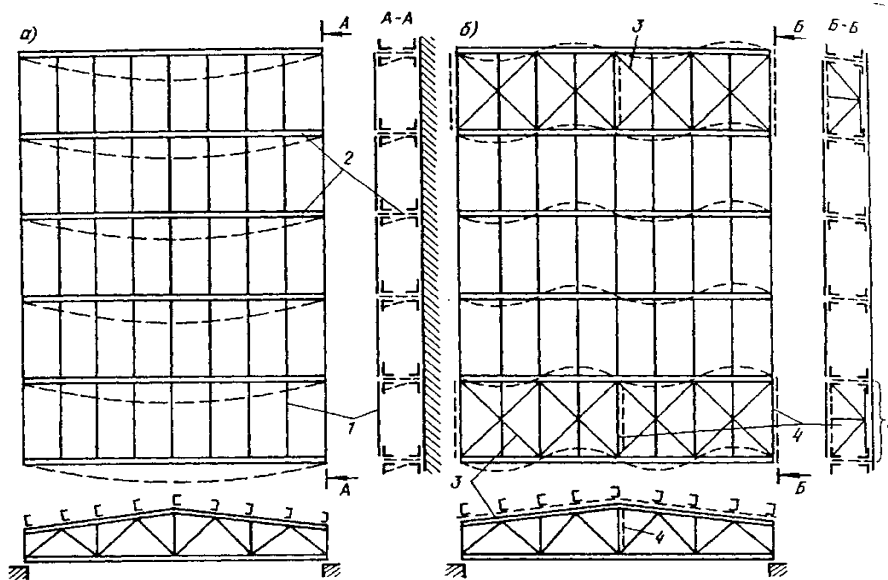


Рис. 4.9 Зв'язки, що забезпечують стійкість кроквяних ферм
 1 – прогони; 2 – ферми; 3 – горизонтальні зв'язки;
 4 – вертикальні зв'язки; 5 – просторовий блок.

4.3 Типи перетинів стрижнів ферм

Найпоширеніші типи перетинів елементів легких ферм, показані на рис.4.10.

По витраті матеріалу (сталі) найбільш ефективним є трубчастий перетин (рис. 4.10,а). Труба має гарну обтічність, тому вітровий тиск менше, що важливо для високих споруджень (веж, щогл, кранів). На трубах мало затримується іній і волога, тому вони стійкі до корозії; їх легко очищати і фарбувати. Це підвищує довговічність трубчастих конструкцій.

Для запобігання корозії внутрішніх площин трубчасті елементи потрібно обов'язково герметизувати. Однак певні конструктивні труднощі сполучення трубчастих елементів і висока вартість труб обмежують їхнє застосування.

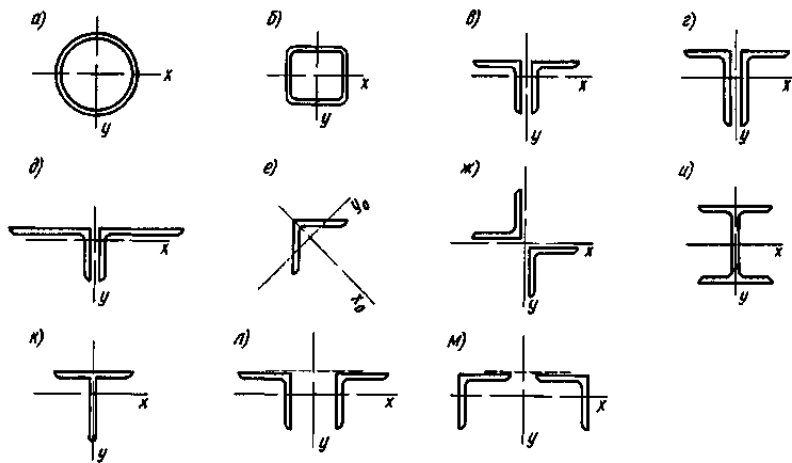


Рис. 4.10 Типи перетинів стрижнів легких ферм

Прямокутні гнуті замкнені перетини (рис. 4.10,б) мають майже ті ж переваги, що й трубчасті, дозволяють спростити вузли спряження елементів і знайти широке застосування. Однак ферми із гнутозамкнених профілів з бесфасоночними вузлами вимагають високої точності виготовлення.

Технологічні труднощі не дозволяють виготовляти гнуті профілі товщиною більш 10-12 мм. Це обмежує можливість їх використання.

Крім того, більші пластичні деформації в кутах згину знижують тендітну міцність сталі.

У просторових фермах (вежах, щоглах, стрілах кранів і т.п.), де пояс є загальним для двох ферм, його перетин повинний забезпечувати зручне спряження елементів у різних площинах. Цій вимозі найкраще відповідає трубчастий перетин.

У чотиригранних фермах при невеликих зусиллях, найпростішим типом перетину поясу є одиночний куточок або хрестовий перетин із двох кутків. При більших зусиллях застосовуються також двотаври.

У кожному конкретному випадку вибір типу перетину елементів ферм визначається умовами роботи конструкції (ступінь агресивності середовища, характер і місце прикладання навантажень тощо) можливістю виготовлення, наявністю сортаменту й економічними міркуваннями.

Стрижні важких ферм відрізняються від легких могутнішими й розвиненими перетинами, складеними з декількох елементів. Перетини таких стрижнів звичайно проектують з двох профілів (рис. 4.11), а вузлові сполучення виконуються за допомогою фасонки, розташованих у двох площинах. Стрижні важких ферм (розкоси, стійки й пояси) мають різні перетини, але для зручності сполучення у вузлах ширина елементів “в” повинна бути однаковою.

Для поясів ферм бажане застосовувати перетинів, які мають дві осі симетрії, що полегшує стик у вузлі двох перетинів сусідніх панелей різної площі й не створює додаткового моменту внаслідок розбіжності центрів ваги цих перетинів.

Важкі ферми, що працюють на динамічні навантаження (залізничні мости, крани тощо) іноді ще проектують клепаються, але в основному, як правило, проектують зі зварених стрижнів з монтажними вузлами на високоміцних болтах.

Застосовуються наступні типи перетинів стрижнів важких сталевих ферм:

Н-образне (рис. 4.11,б) – два вертикальні листи, зв'язані горизонтальним листом, а також клепаються із чотирьох нерівнобічних кутків, зв'язаних горизонтальним листом (рис. 4.11,в). Розвиток таких перетинів у суміжних панелях роблять кріпленням додаткових вертикальних аркушів (мал. 4.11,г). Такі перетини малотрудомісткі. Якщо конструкція не захищена від влучення атмосферних опадів, то в горизонтальних елементах необхідно залишати отвори для стоку води діаметром 50 мм.

Н-образні перетини застосовують для поясів і розкосів.

Швелерний перетин складається із двох швелерів, поставлених полками усередину (мал. 4.11,д); використовуються як прокатні, так і складові швелери. Такий перетин доцільний для стислих елементів, особливо при великій їхній довжині.

Коробчатий перетин складається із двох вертикальних елементів, з'єднаних горизонтальним листом зверху (рис. 4.11,е,ж). Застосовується, в основному, для верхніх поясів важких мостових ферм. Жорсткість перетину підвищується, якщо знизу вертикальні листи з'єднати ґратами (рис. 4.11,ж) або перфорованим сталевим листом.

Трубчасті стрижні застосовуються у важких зварених фермах, мають ті ж переваги, що й у легких фермах.

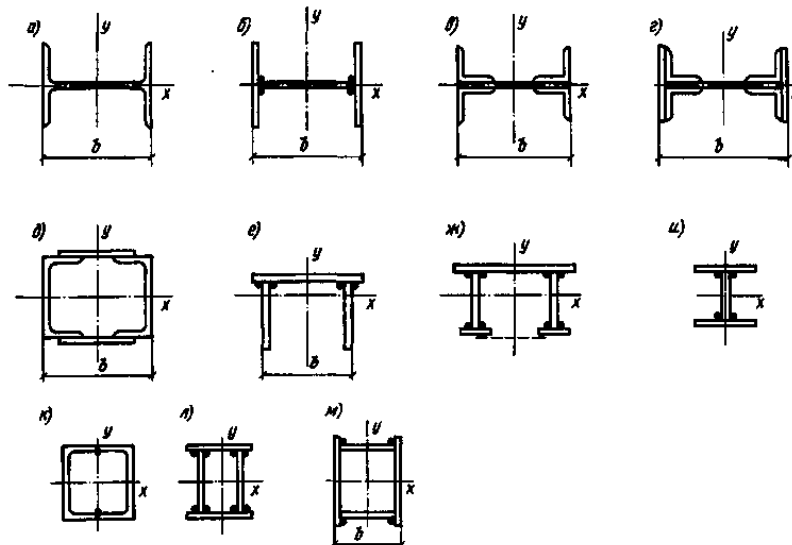


Рис. 4.11. Типи перетинів стрижнів важких ферм

Замкнений коробчатий перетин (мал. 9.11, к, л, м) має підвищену жорсткість, тому застосовують його для довгих стислих елементів важких ферм. Перетин може бути виконаний як із гнутих елементів, так і зі зварених, складених із чотирьох листів.

ЛЕКЦІЯ № 5 ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНИХ РАМ. ПІДКРАНОВІ КОНСТРУКЦІЇ.

Компонування каркасу

Каркас одноповерхового виробничого будинку являє собою несучі конструкції, зв'язані в незмінну просторову систему.

На стадії загального компонування каркаса по заданій довжині будівлі, оцінкам чистої підлоги й головки кранової рейки, вантажопідйомності мостових кранів і району будівництва визначаються конструктивні схеми елементів каркаса і їх основні розміри.

При проектуванні каркас будівлі звичайно розчленовують на дві системи – поперечну, умовно названу рамою, що й включає в себе колони й ригель (ферму) покриття, і поздовжню, що включає в себе колони (вхідні одночасно й у поперечну раму), підкранові та підкровоквяні конструкції, вертикальні і горизонтальні зв'язки, прогони покриття.

5.1 Сітка колон

При довжині будівлі, менше зазначеної в СНиП II-23-81*, у сталевому каркасі не потрібен пристрій поперечного температурного шва, тому сітка колон визначається заданими прольотом будівлі й кроком рам (або колон) уздовж будівлі.

При цьому слід пам'ятати, що для зручності пристрою сполучення торцевої стіни з покриттям і поздовжніми зовнішніми стінами, поперечні рами, що розташовані з торців будівлі (або температурного блоку) зрушуються від внутрішньої грані торцевої стіни (або від першої й останньої поперечних вісей) усередину будинку (або блоку) на 500 мм. Інші поперечні рами будівлі розташовуються на поперечних розбивочних вісях. Прив'язку колон до поздовжніх вісей див. у п. 5.2.2.

5.2 Компонування поперечної рами

У поперечній рамі каркаса колони пропонується проектувати одноступінчастими, жорстко пов'язаними (у площині рами) з фундаментами, що забезпечує незмінюваність рам при шарнірному прикріпленні ригелів. При компонуванні поперечної рами визначаються її габаритні вертикальні й горизонтальні розміри і призначаються типи перетинів колон та елементів ригеля.

5.2.1. Визначення вертикальних розмірів

Вертикальний габарит будівлі, H , задається відстанню від рівня підлоги до головки кранової рейки, h_1 , і відстанню від головки кранової рейки до проектного рівня осі нижнього поясу ферми покриття, h_2 , (рис. 5.1):

$$h_2 = H_{кр} + 100 + a,$$

де $H_{кр}$ – габаритний розмір висоти мостового крана над головою кранової рейки, 100 мм – нормований умовами техніки безпеки зазор між верхньою точкою візка крана й нижньою точкою ферми, що прогнулася, a – величина, що враховує розмір і прогин вузлів нижнього поясу ферми, прийнята рівної 200...400 мм

залежно від прольоту ферми (більшому прольоту відповідає більша величина). Остаточний розмір h_2 ухвалюється, звичайно, кратним 200 мм.

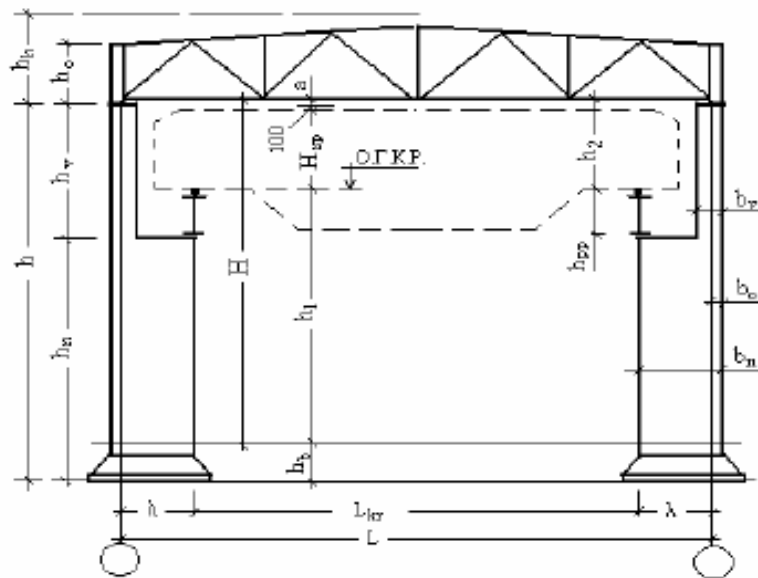


Рис. 5.1 Схема поперечної рами однопрогонової будівлі

Для дотримання умов уніфікації корисна висота цеху від підлоги до низу ферми, рівна $H = h_1 + h_2$, ухвалюється кратної 600 мм. Висота верхньої (надкранової) частини колони визначається за формулою

$$h_v = h_2 + h_{pp},$$

де h_{pp} - висота підкранової колії (підкранової балки із крановою рейкою), прийнята в попередніх розрахунках рівної 1000 мм при кроці поперечних рам 6 м і 1500 мм при кроці рам 12 м.

Висота нижньої (підкранової) частини колони рівна:

$$h_n = h_1 - h_{pp} + h_b,$$

де h_b – висота бази колони або величина заглиблення колони нижче підлоги. Звичайно вона ухвалюється в межах 600...800 мм.

Повна розрахункова висота колони рівна $h = h_n + h_v$.

Висоту надколонника, h_o , (або надопорної стійки) при ухилі верхнього поясу ферми 1,5 % можна прийняти рівної 2500 мм при прольоті рами до 24 м, 3000 мм – при прольоті рами 30 м і 3500 мм – при прольоті рами 36 м і більш.

Висота намету, h_h , визначається з урахуванням прийнятого ухилу і конструкції покрівлі. При цьому необхідність наявності ліхтаря в будинку визначається проектувальником-архітектором.

5.2.2 Визначення горизонтальних розмірів

Горизонтальні розміри рами і її елементів визначаються висотою будівлі, вантажопідйомністю, режимом роботи мостових кранів, а також прийнятою прив'язкою колон до модульних розбивочних поздовжніх осей будівлі.

У будинках висотою до 30 м, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю до 50 т з полегшеним і нормальним типами (режимами роботи), продо-

льна розбивочна вісь крайнього ряду східчастих колон (у нашому випадку обидві колони поперечної рами є крайніми, тому що будинок однопрогоновий) розташовується на відстані b_0 , рівному 250 мм від зовнішньої грані колони (при кранах важкого типу – $b_0=250$ або 500 мм).

Відстань від поздовжньої розбивочної вісі до вісі підкранової балки, λ , ухвалюється рівною 750 мм (при $b_0=250$) і важкого типу кранів $\lambda=1000$ мм. Ширину верхньої частини колони при кранах полегшеного й нормального режимів роботи пропонується прийняти рівної $b_v=500$ мм, хоча може бути й меншою (до 400 мм), але не менш $h_v/12$. При кранах важкого типу - $b_v=800$ або 1000 мм.

Ширина нижньої частини колони крайнього ряду приймається рівною:

$$b_n = b_0 + \lambda \text{ і не менш } h/20.$$

При заданому прольоті будівлі, L , і прийнятій величині λ проліт крана визначається виразом:

$$L_{kr} = L - 2 \cdot \lambda.$$

При компонуванні колони необхідно забезпечити зазор між верхньою частиною колони й торцем крана не менш 60 мм.

5.3 Компонування ригеля

Найпоширенішим типом ригеля рам одноповерхового виробничої будівлі є двохсхила ферма з ухилом верхнього поясу від коньку 1,5 %.

Для ферми із прольотом, кратним 6 м, крок вузлів по верхньому поясу приймається рівним 3 м. При прольотах ферми, кратних 3 м, крайні панелі її верхнього поясу ухвалюються рівними 1,5 м, інші – 3 м.

5.4 Компонування зв'язків між колонами

Для забезпечення незмінюваності каркаса й стійкості його елементів у поздовжньому напрямку, а також для сприйняття поздовжніх горизонтальних вітрових і кранових впливів на каркас у поздовжньому напрямку по всіх рядах колон улаштовуються вертикальні зв'язки.

По довжині будинку зв'язки розташовуються через 40...50 м у середини температурного блоку (рис. 2) і не більш 50...90 м від його торців.

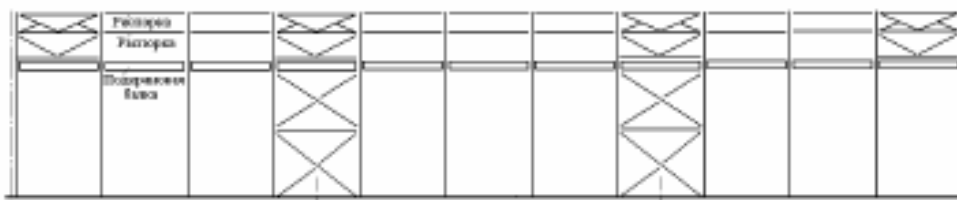


Рис. 5.2. Схема розташування вертикальних зв'язків колон по довжині температурного блоку опалювального й неопалюваної (у дужках) будівлі

По висоті будинку вертикальні зв'язки колон розташовуються в трьох ярусах:

- у межах підкранової частини колон (перший ярус);
- у межах надкранової частини колон (другий ярус);
- у межах висоти ферми в колони (третій ярус). Зв'язки цього ярусу одночасно є вертикальними зв'язками ферм.

Зв'язки першого ярусу проектують, як правило, із хрестовими ґратами й розкладаються в площині двох поясів (або галузей) колони.

Зв'язки другого ярусу проектують із підкісними ґратами й розташовують звичайно в площині розбивочної вісі.

Зв'язки третього ярусу проектують у вигляді ферм (рис. 3) і розташовують в одній площині зі зв'язками другого ярусу.

Перетини елементів зв'язків призначаються за діючими серіями.

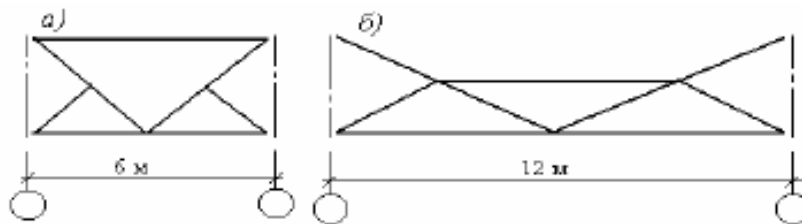


Рис. 5.3 Схема вертикальних зв'язкових ферм покриття будівлі при відсутності (а) і наявності в ньому (б) наскрізних прогонів

5.5 Компонування зв'язків по покриттю

Зв'язки в конструкціях покриття (намету) будинку встановлюються для забезпечення просторової жорсткості каркасу, стійкості покриття загалом, стійкості стислих елементів покриття й передачі вітрових навантажень із торців будівлі на зв'язки колон. Зв'язки по покриттю розташовують:

- горизонтально у площині нижніх поясів ферм;
- вертикально між фермами;
- горизонтально у площині верхніх поясів ферм;
- по ліхтарю (у разі його наявності).

Система горизонтальних зв'язків по нижніх поясах ферм складається із поздовжніх зв'язкових ферм, установлюваних уздовж рядів колон, і поперечних зв'язкових ферм, установлюваних у торців температурного блоку й між тими фермами, які опираються на колони, зв'язані вертикальними зв'язками (рис. 5.4).

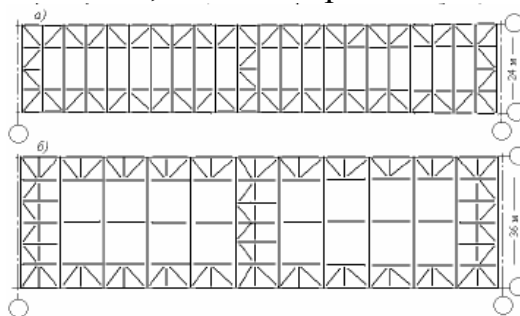


Рис. 5.4 Приклади компонування горизонтальних зв'язків у площині нижніх поясів ферм при кроці ферм 6 м (а) і 12 м (б)

Для перетворення вертикальних ферм, з'єднаних у площині нижніх поясів поперечними горизонтальними зв'язковими фермами, у незмінний жорсткий просторовий блок між ними в площині всіх стійок ставляться вертикальні зв'язкові ферми (рис. 5.3).

Роль горизонтальних зв'язків по верхніх поясах ферм покриття (при розташуванні вертикальних зв'язкових ферм у площині кожної стійки) виконують прогони із прикріпленням до нього настилом. Перетини елементів цих зв'язків також призначаються за діючими серіями.

5.6 Компонування торцевого фахверка

Фахверк (стіновий каркас) призначений для сприйняття діючих на стіни навантажень і передачі їх на основний каркас і фундаменти. Складається він зі стійок (1), ригелів (2) і елементів зв'язків (3), що забезпечують його стійкість (рис. 5.5).

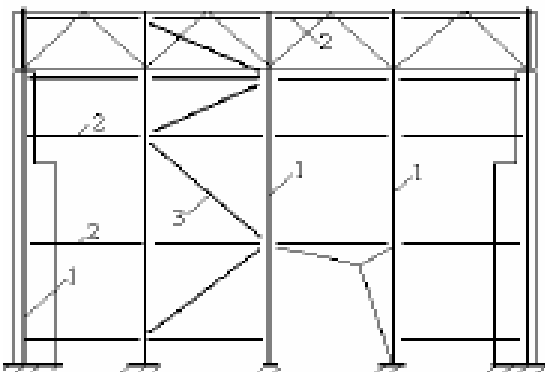


Рис. 5.5 Варіант схеми торцевого фахверка

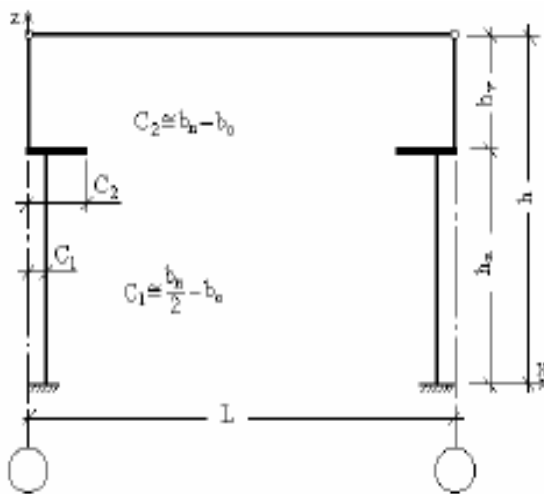


Рис. 5.6 Розрахункова схема рами

приймається рівномірно розподіленою фундаментом і підставою, верхні їхні кінці – шарнірно з'єднані з ригелем; по довжині ригеля, постійне навантаження від ваги стін і колон мала і до уваги не приймається;

– просторовий стрижень колони зображується ламаним лінійним стрижнем із жорсткою вставкою в рівні уступу колони (рис. 5.6);

– абсолютні жорсткості елементів рами призначаються приблизно.

5.7 Визначення розрахункових зусиль у стійці рами

Розрахункові зусилля (поздовжні зусилля, згинальні моменти, що й перерізують зусилля) у характерних перетинах стійок рами визначаються зі статичних розрахунків на всі навантаження, які прикладені до рами.

5.7.1 Розрахункова схема рами

З метою спрощення статичного розрахунку допускається із просторового каркаса будівлі виділити плоску поперечну раму й розраховувати її як окрему варту, тобто не враховувати вплив, що розвантажує, сусідніх рам при навантаженні першої крановими навантаженнями.

Для полегшення статичного розрахунку плоскої рами вводяться такі додаткові спрощення:

– наскрізний ригель рами замінюється еквівалентним по лінійній твердості суцільним з віссю, що збігається з віссю нижнього пояса ферми;

– нижні кінці стійок рами у площині рами жорстко пов'язані з фундаментами;

– снігове навантаження на покрівлю

5.7.2 Навантаження на поперечну раму

На поперечну раму каркаса промислової будівлі діють такі основні навантаження:

- навантаження від власної ваги конструкцій намету й ваги підкранової конструкції (постійні навантаження);
- снігове навантаження на покрівлю (короткочасне навантаження);
- вертикальні кранові навантаження (короткочасні навантаження);
- горизонтальні кранові навантаження від гальмування візка крана (короткочасні навантаження);
- вітрові навантаження (короткочасні навантаження).

5.7.3 Постійні навантаження

Навантаження від маси конструкцій намету звичайно приймаються рівномірно розподіленими по довжині ригеля (рис. 5.7). Її розрахунковий розмір (кН/м) визначається виразом:

$$g_{ш} = \Sigma(g_{ш} \cdot \gamma_{fi}) \cdot \gamma_n \cdot B,$$

де $g_{ш}$ - складові нормативного навантаження від елементів намету, кПа (табл. 1); γ_{fi} - коефіцієнт надійності з навантаження, що відповідає складового навантаженню; $\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності проєктованої будівлі за призначенням; B - крок поперечних рам у каркасі будівлі, м. (Цьому навантаженню привласнимо порядковий номер 1).

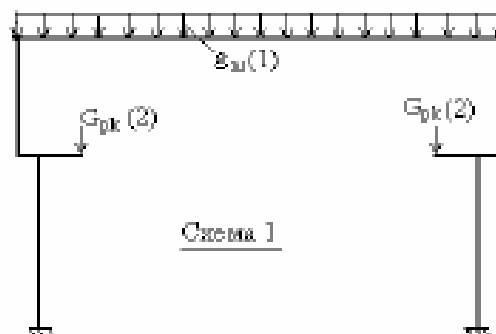


Рис. 5.7 Схема прикладання до рами постійних навантажень

Таблиця 1. Вес некоторых элементов покрытия и шатра

| Наименование элементов покрытия и шатра | g_i^* , кПа | γ_n |
|---|---------------|------------|
| Защитный слой гравия в битумной мастике | 0,21 | 1,3 |
| Гидроизоляционный ковер 4-х слойный | 0,16 | 1,3 |
| Утеплитель из минераловатных плит | 0,2...0,3 | 1,3 |
| Пароизоляция (один слой рубероида) | 0,04 | 1,3 |
| Стальной профилированный настил | 0,11...0,15 | 1,05 |
| Прогоны | 0,1...0,15 | 1,05 |
| Ферма | 0,2...0,4 | 1,05 |
| Связи шатра | 0,03...0,15 | 1,05 |

(Цьому навантаженню привласнюємо порядковий номер 2).

5.7.4 Снігове навантаження

При розрахунках рами навантаження від ваги снігу, як ми вже відзначали, приймається рівномірно розподіленою по довжині ригеля. Її розрахункова величина на 1 м ригеля при малому ухилі верхнього пояса визначається за формулою:

$$p_s = s_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B, \text{ кН/м}^2,$$

де s_0 – характеристична вага снігового покриву, кПа, для району будівництва проектованої будівлі, прийнятий за ДБН В.1.2-2:2006; γ_f – коефіцієнт надійності за сніговому навантаженню. (Цьому навантаженню привласнюємо порядковий номер 3). Схема прикладання снігового навантаження до рами наведена на рис. 5.8.

Таблиця 3. Вес снігового покрива,

| кПа, на горизонтальній поверхності землі | | | | | | |
|--|-----|-----|---|-----|---|-----|
| Сніговий район по [2] | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| s_0 , кПа | 0,5 | 0,7 | 1 | 1,5 | 2 | 2,5 |

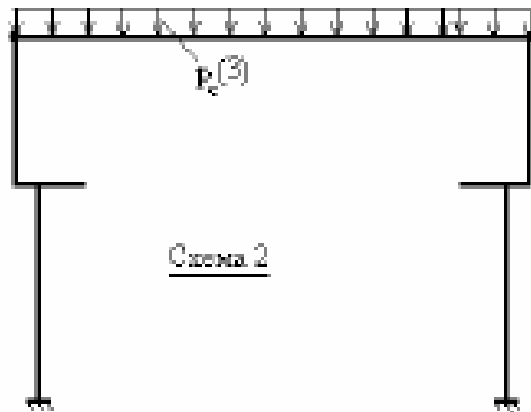


Рис. 5.8 Схема прикладання снігового навантаження до рами

5.7.5 Кранові навантаження

Невигідним для поперечної рами є таке положення кранів, при якому вони з'єднуються для спільної роботи, а їх візки перебувають в одному з крайніх положень. При цьому з боку крана, до якого наблизився візок, через кожне колесо крана на кранову рейку буде передаватися максимальний тиск $P_{kn, \max}$, а на кожне колесо протилежної сторони крана – мінімальний тиск $P_{kn, \min}$. Максимальний тиск колеса крана на рейку, кН, ухвалюється за ДСТ або ТУ на мостові крани залежно від вантажопідйомності, прольоту й режиму роботи крана. Мінімальний тиск колеса крана на рейку, кН, визначаються за формулою:

$P_{kn, \min} = 5 \cdot (Q_n + G_{kkr}) - P_{kn, \max}$, де Q_n и G_{kkr} - відповідно, грузопід'ємність кран (т) та його повна нормативна маса (т).

Розрахунковий максимальний вертикальний тиск на колону, до якої наблизилися візки кранів, дорівнює:

$$D_{\max} = P_{kn, \max} \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \gamma_n \cdot \sum y_i ;$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності з кранового навантаження; ψ - коефіцієнт комбінації кранових навантажень. При спільній роботі двох кранів легкого й середнього режимів роботи (1 ДО...6 ДО) він рівний 0,85, при важкому, іншому ре-

жимі роботи – 0,95; Σy_i - сума ординат лінії впливу опорних реакцій двох підкранових балок на уступ колони, до якої наблизилися крани. (Цьому навантаженню привласнюємо номер 4).

На іншу колону розрахунковий (мінімальний) тиск кранів, кН, буде рівно:

$$D_{\min} = P_{kn, \min} \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \gamma_n \cdot \Sigma y_i.$$

(Цьому навантаженню привласнимо номер 5).

Розрахункове горизонтальне зусилля від поперечного гальмування кранів, кН, викликуване гальмуванням завантажених візків, визначається виразом:

$$T = T_{kn} \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \gamma_n \cdot \Sigma y_i,$$

де $T_{kn} = 0,25 \cdot (Q_n + G_{nt})$ - нормативний горизонтальний (поперечний) тиск на на одно колесо крана, кН; G_{nt} - нормативна маса тележки крана (т).

Горизонтальне зусилля T може передаватися на будь-яку колону, прикладається на рівні верху підкранової балки (на відстані h_{pp} від підкранового уступу) і може бути спрямоване в будь-яку сторону в площині рами. (Цьому навантаженню привласнимо номер 6).

Схеми прикладання кранових навантажень наведені на рис. 5.9.

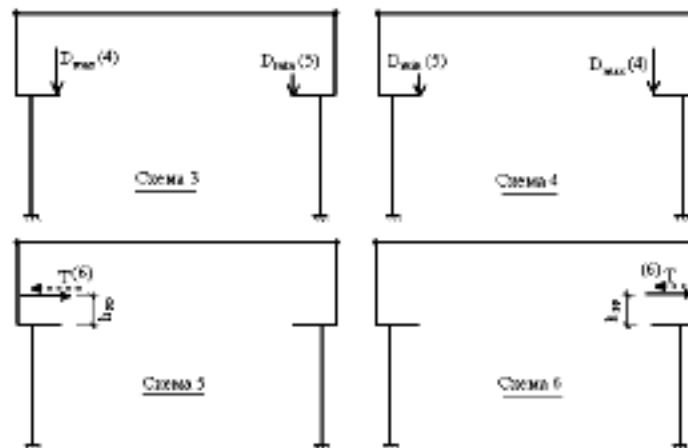


Рис. 5.9 Схеми прикладання кранових навантажень на поперечну раму

5.7.6 Вітрові навантаження

Дія вітру на будівлю викликає тиск із навітряної сторони й відсмоктування з протилежної сторони (відсмоктування спрямоване з напрямку дії вітру). Вітрове навантаження по висоті будинку змінне і залежить від типу місцевості. Розрахунковий усереднений погонний активний тиск і відсмоктування на стійки рами, відповідно, рівні, кН/м:

$$q_a = w_o \cdot c_a \cdot k_{st} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B; \quad q_{ot} = w_o \cdot c_{ot} \cdot k_{st} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B;$$

де w_o – нормативне (характеристичне) значення вітрового тиску, кПа (табл. 4); $c_a = 0,8$ і $c_{ot} = 0,6$ – аеродинамічні коефіцієнти, відповідно, для навітряної й підвітряної сторін; k_{st} - коефіцієнт, що враховує висоту будівлі й тип місцевості, на якій вона розташована (табл. 5);

Таблиця 4. Нормативне значення тиску вітру

| Вітрової район | I | II | III | IV | V | VI | VII |
|----------------|------|-----|------|------|-----|------|------|
| w_0 , кПа | 0,23 | 0,3 | 0,38 | 0,48 | 0,6 | 0,73 | 0,85 |

γ_f – коефіцієнт надійності з вітрового навантаження. (При дії вітру ліворуч цим навантаженням привласнимо номера 7 і 8, відповідно, при цьому вони будуть мати знак «мінус», при напрямку вітру праворуч їх номери відповідно рівні 12 і 11).

Таблиця 5. Поправочні коефіцієнти збільшення вітрового напору по висоті будинку для місцевостей типів А (відкрита місцевість), В (міські території й лісові масиви з висотою перешкод більш 10 м) і С (міські райони із забудовою будинками висотою більш 25 м).

| Высота до низа ригеля, м | Тип местности В | | Тип местности А | | Тип местности С | |
|--------------------------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|
| | k_{ex} | k_h | k_{ex} | k_h | k_{ex} | k_h |
| 12 | 0,654 | 0,737 | 1,004 | 1,087 | 0,515 | 0,628 |
| 14 | 0,664 | 0,787 | 1,014 | 1,137 | 0,529 | 0,696 |
| 16 | 0,678 | 0,837 | 1,028 | 1,187 | 0,548 | 0,765 |
| 18 | 0,694 | 0,887 | 1,044 | 1,237 | 0,56 | 0,802 |
| 20 | 0,712 | 0,927 | 1,062 | 1,267 | 0,57 | 0,847 |
| 22 | 0,73 | 0,952 | 1,080 | 1,302 | 0,583 | 0,869 |
| 24 | 0,748 | 0,982 | 1,098 | 1,332 | 0,606 | 0,909 |
| 26 | 0,766 | 1,012 | 1,116 | 1,362 | 0,629 | 0,949 |
| 28 | 0,783 | 1,042 | 1,133 | 1,392 | 0,651 | 0,989 |
| 30 | 0,799 | 1,072 | 1,25 | 1,422 | 0,673 | 1,029 |
| 32 | 0,816 | 1,102 | 1,266 | 1,452 | 0,695 | 1,069 |

Вітрове навантаження (від тиску й відсосу), що діє на намет будівлі (на висоті h_h), замінюється зосередженою силою, прикладається до рами на рівні умовного ригеля (рис. 10) і визначаються за формулами:

$$W_a = w_0 \cdot c_a \cdot \gamma_f \cdot k_h \cdot \gamma_n \cdot B \cdot h_h; \quad W_{ot} = w_0 \cdot c_{ot} \cdot \gamma_f \cdot k_h \cdot \gamma_n \cdot B \cdot h_h,$$

де k_h - коефіцієнт, що враховує висоту розташування намету над рівнем землі, обумовлений за табл. 5. (При напрямку вітру ліворуч цим навантаженням привласнимо номера 9 і 10, відповідно, причому вони будуть мати знак «мінус», а при дії його праворуч, відповідно, 14 і 13).

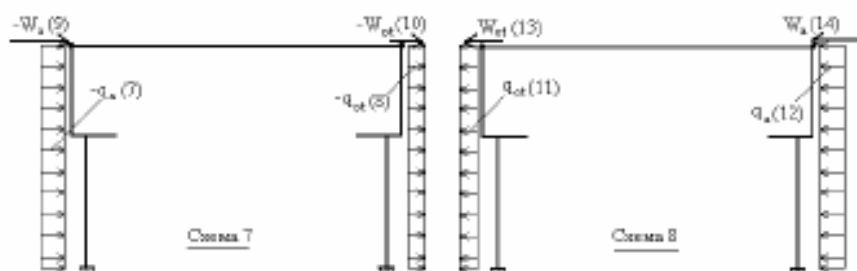


Рис. 5.10 Схеми додатка до рами вітрових навантажень

5.7.7 Статичні розрахунки рами

Статичні розрахунки плоскої рами на всі 8 навантажень (див. схеми 1...8 на рис. 7...10) виконується на ПК по програмах SCAD або LIRA.

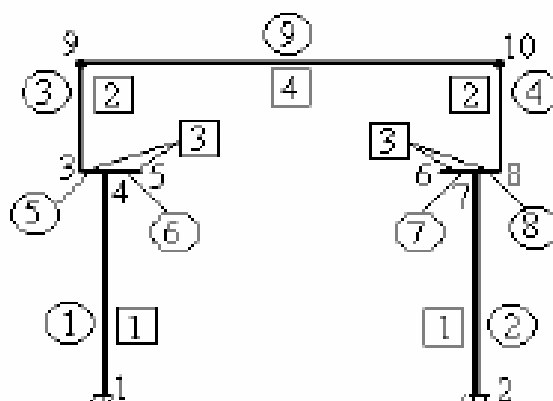


Рис. 5.11 Схема нумерації вузлів, елементів і типів перетинів

У результаті розрахунків на ПК програма визначає й видає у вигляді таблиці розрахункові комбінації зусиль (PCY) у перетинах нижньої частини лівої колони (елемент 1) і в перетинах верхньої її частини (елемент 3). З табл. PCY необхідно вибрати наступні комбінації зусиль:

- для нижньої частини колони (елемент 1): $|N|_{\max}$; M_{\max} і $N_{\text{відп.}}$; M_{\min} і $N_{\text{відп.}}$; $|Q|_{\max}$; $|N|_{\min}$ і $\pm M_{\text{відп. max}}$;

- для верхньої частини колони (елемент 3): $|N|_{\max}$; $|M|_{\max}$ і $N_{\text{відп.}}$.

На дані комбінації зусиль проводиться добір перетинів верхньої й нижньої частин колони.

ЛЕКЦІЯ № 6 (4 години)

Велико-прольотні конструкції. Каркаси багатопверхових будинків.

Просторові системи покриттів. Листові конструкції. Конструкції башт та веж.

До велико-прольотних відносяться різні типи конструкцій перекриттів і покриттів будівель, рам, мостових конструкцій і т.д., проліт яких перевищує 40 м.

Основне застосування велико-прольотні конструкції знаходять в об'єктах культурно-спортивного й сільськогосподарських призначень (виставкові павільйони, ангари, навіси, стадіони і т.д.), промислових будівлях (каркаси), у мостових конструкціях (ферми, арки й балки).

У якості покриттів більших прольотів у сучасному будівництві використовуються куполи різних конструктивів, оболонки різних геометричних видів, мембрани, структурні конструкції тощо.

Нижче наведені деякі конструктивні схеми і даний опис деяких велико-прольотних конструкцій.

Куполи

Конструкція купола являє собою оболонку позитивної гауссової кривизни. Такі покриття найчастіше застосовуються в будівлях, що мають круглий план. Не виключене їхнє застосування в будівлях з більш складним планом — овальним або близьким до нього, багатокутних, нарешті, довільним, що диктується архітектурно-композиційними вимогами.

У більшості випадків обрис купола ухвалюється сферичним, що значно спрощує його виготовлення. За конструктивно-компонувальними ознаками розрізняють ребристі, сітчасті й панельні види куполів.

Ребристі куполи. Властиво *ребристий купол* являє собою радіально-аркову систему (рис. 6.1, а), у якій головними несучими елементами є ребра у вигляді напіварок 1, з'єднані між собою внизу й угорі опорними кільцями 2 і 3. До арок прикріплюються прогони 4, що підтримують покрівлю. Зв'язки б забезпечують просторову жорсткість несучого каркасу купола. Вони влаштовуються між суміжними напіварками, і їх повинне бути не менш двох на все покриття.

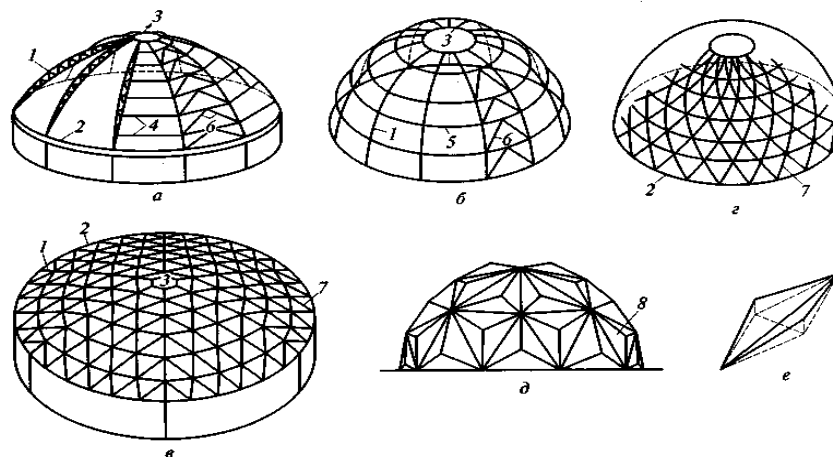


Рис. 6.1 Типи куполів

а–ребристий; б–ребристо-кільцевий; в – ребристо-сітчастий; г–сітчастий;
 д–панельний; е–ромбічна гнута панель; 1–ребра; 2–нижнє опорне кільце;
 3–верхнє кільце; 4–прогони; 5–проміжні кільця; 6–зв'язки; 7–сітка;
 8–гнуті панелі зі сталюого листа

Сітчасті куполи. Формоутворення поверхні сітчастого купола (див. рис. 6.1, г) може бути презентовано як розвиток структурної плити або циліндричної оболонки шляхом додання їм відповідної кривизни у двох напрямках. При цьому основною проблемою залишається вибір типу сітки й конструкції вузлів.

Принципи побудови сіток досить різноманітні — від строго математично обґрунтованих до довільних, що диктується функціональними й естетичними мотивами.

Мережа Чебишева (рис. 6.1) дозволяє утворювати практично будь-яку форму купола, використовуючи стрижні однієї довжини. Однак до вершини сітка занадто згущається, що викликає конструктивні труднощі сполучення стрижнів, що сходяться під малим кутом. Тут у межах кожного ярусу за висотою купола вузлові елементи будуть однаковими, тобто число типорозмірів вузлів дорівнює числу ярусів сітки.

З метою збільшення жорсткості конструкції, а також для більшого дроблення сітки, що полегшує пристрій покрівлі, у кожному ромбі ставлять діагональну розпірку. У сукупності вони утворюють кільцеві елементи в структурі купол (див. рис. 6.1, г).



Фото 1– Сітчаста оболонка Британського музею, архітектор Норман Фостер, 2000 р.

Панельні куполи. Перехід від ребристого купола до сітчастого із включенням у роботу сітки елементів покрівельного огороження несе в собі ідею «розмазування» матеріалу по поверхні покриття, ідею деконцентрації матеріалу.

У металевих куполах при високій міцності конструкційного матеріалу ця тенденція загострює проблему стійкості куполів (місцевої й загальної). Однак вигоди від сполучення несучих конструкцій, що й обгороджують, штовхають інженерів до пошуку компромісних оптимальних розв'язків. Прикладом може служити конструкція панельного купола (рис. мал. 6.1, д).

Купол збирається із гнутих або гнутоштампованих елементів (панелей), виконаних зі сталевих або алюмінієвих листів товщиною від 2 до 4 мм (див. рис. 6.1, е). За контуром панелей робиться відбортовка, за допомогою якої панелі можуть з'єднуватися на монтажі болтами. За рахунок перегину листів панель здобуває гинну

жорсткість, необхідну для забезпечення загальної стійкості купола. Одночасно ребра панелі обмежують розміри плоских тонкостінних сегментів, забезпечуючи їх місцеву стійкість при стиску.

Ребра з'єднаних панелей на поверхні купола утворюють рисунок, аналогічний рисунку сітчастого купола, тому пошук геометричної форми панелі вирішується аналогічними методами.

Для збільшення жорсткості й несучої здатності купола між вершинами його панелей можна поставити стрижні, які в сукупності утворюють додаткову сітку. Такі сітки можна формувати як на зовнішній, так і на внутрішній поверхні купола. Подібну конструктивну форму можна віднести до розряду комбінованих і назвати **панельно-сітчастим куполом**.

У практиці будівництва є приклади таких куполів діаметром понад 100 м. На рис. 6.1 наведений приклад панельно-сітчастого купола діаметром 44 м зі стрілою підйому 15 м. Він має сферичну форму й утворений з алюмінієвих ромбовидних панелей, вигнутих по циліндричній поверхні. Короткі діагоналі ромбів замкнені трубчастими розпірками, які в сукупності утворюють сітку, що полягає із шестикутників. Усього для купола треба було виготовити 575 панелей десяти різних типорозмірів.

Металеві оболонки-мембрани

В останні роки серед всяких систем покриттів широке застосування одержали тонкостінні металеві оболонки-мембрани (мембранами називаються тонкі оболонки, у роботі яких згібальними напруженнями можна зневажити). Головними перевагами цих систем є сполучення несучої й обгороджуючих функцій і індустріальність їх виготовлення. Утеплювач і гідроізоляцію покрівлі в таких системах укладають безпосередньо на несучу оболонку, не застосовуючи покрівельних плит.

Виготовлені на заводі полотнища оболонки доставляють на будівництво у вигляді рулонів, з яких на місці збирають усю оболонку без застосування лісів. Прикладами таких покриттів можуть служити Олімпійський стадіон (рис. 6.2) і велотрек (рис. 6.3) у Москві.

Олімпійський стадіон зводився шляхом послідовного пристрою периферійного опорного кільця й навішення гнучких радіальних ферм, що служили під час монтажу «постіллю» для укладання полотнищ чашовидної оболонки й скріплення полотнищ між собою високоміцними болтами. У готовму покритті ферми працюють разом з оболонкою, збільшуючи її жорсткість при дії нерівномірних навантажень.

Покриття велотреку здійснено двома металевими мембранами негативної гаусової кривизни, внутрішньо стабілізованими (здатними сприймати тиск і відсос вітру, тобто вертикальне навантаження протилежних напрямку, не міняючи своєї форми).

Форма оболонок може бути досить різноманітною. Існують покриття циліндричні, конічні, сферичні, чашовидні, сідлоподібні й шатрові оболонки. Працюють вони, звичайно, по-різному, але просторовість їх роботи, властива всім формам оболонок, робить їхню роботу досить вигідною й дозволяє застосовувати листи товщиною 2 — 5 мм.

Рамні конструкції

Типи рам і компонування каркасів. У перекриттях будівель великих прольотів звичайно застосовують двухшарнірні й безшарнірні рами (рис. 6.4, 6.5). У порівнянні з балковими системами рамні більш економічні за витратою металу й мають більшу жорсткість. Це пояснюється зменшенням згинального моменту в середній частині ригеля через дію, що розвантажує, і опорних моментів. При цьому збільшення моменту в стійках рами не приводить до їхнього істотного обважнення через відносно невелику висоту.

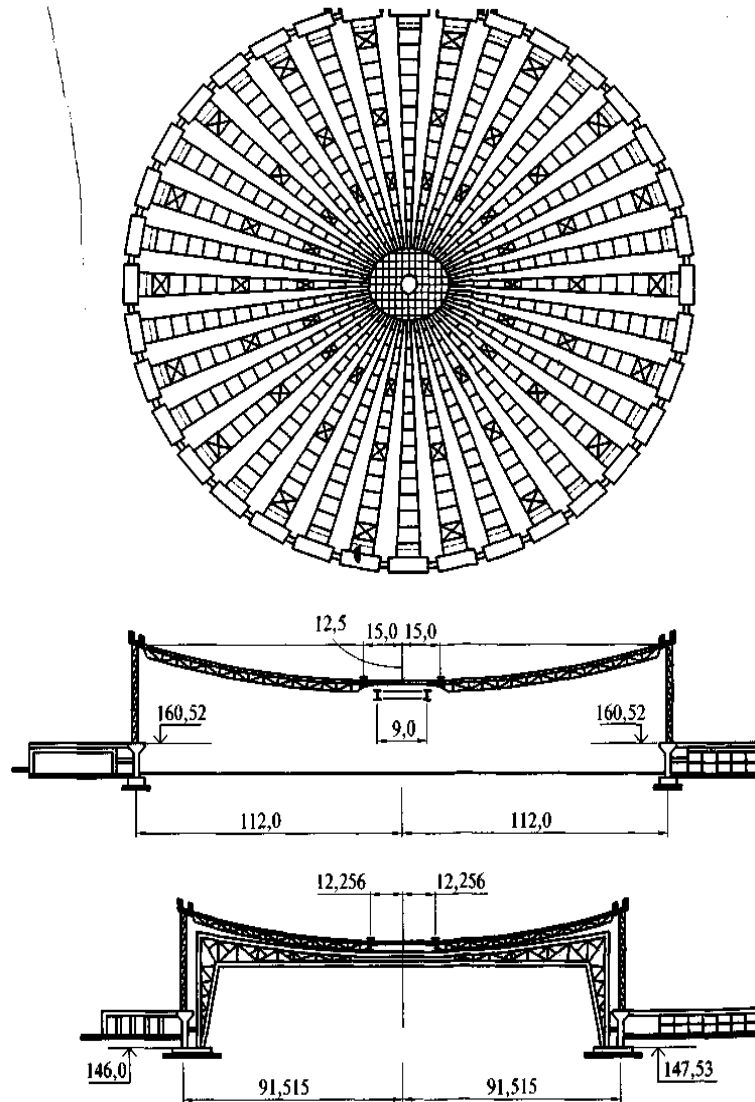


Рис. 6.2 Покриття чашовидною мембраною універсального стадіону в Москві

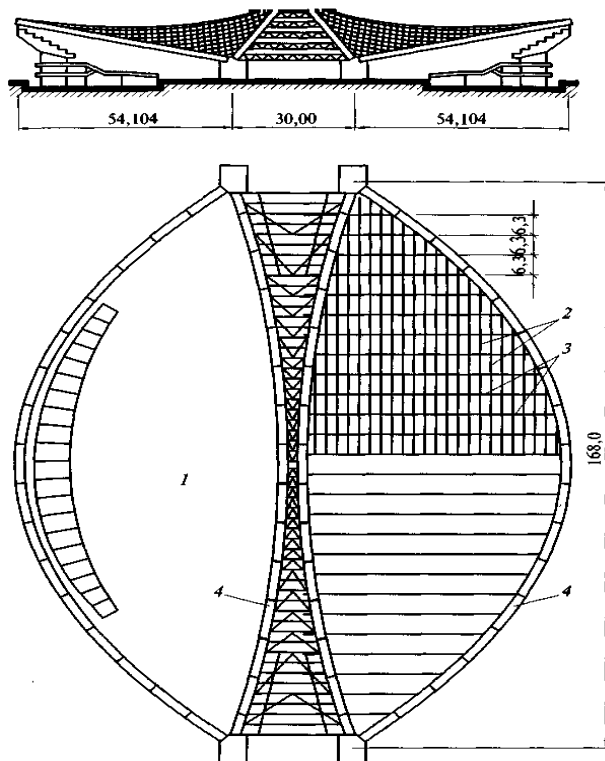


Рис. 6.3. Покриття сідлоподібними мембранами велотреку в Москві:
 1 — металева мембрана; 2, 3 — елементи постелі; 4 — металеві арки

Безшарнірні рами більш економічні й жорсткі, ніж двухшарнірні, однак вимагають масивних і дорогих фундаментів для сприйняття опорних моментів, а також мають більшу чутливість до змін температури й осіданню опор через більш високий ступінь статичної невизначеності. До недоліків суцільностінчатих рам виступає підвищена витрата металу, більша маса конструкцій, що є одним з основних навантажень на раму, а також менша жорсткість у порівнянні з наскрізними рамами. Тому суцільностінчаті рами застосовуються порівняно рідко — при прольотах, що не перевищують 50 — 60 м. Висота ригеля ухвалюється рівною $1/30 - 1/40$ прольоту.

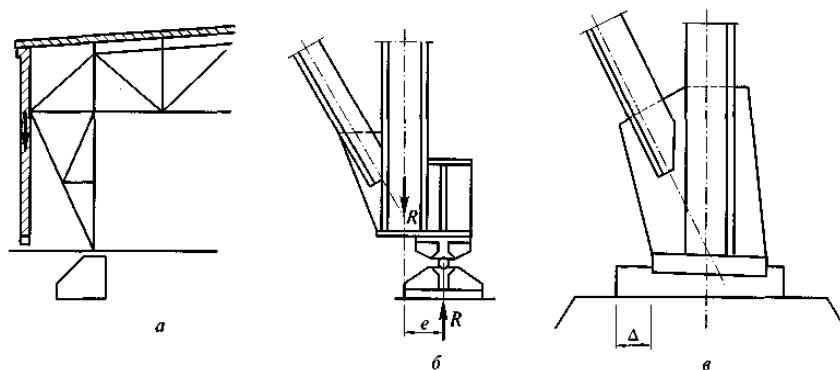


Рис. 6.4 Конструктивні рішення для розвантаження ригеля рами:
 а—привантаженням від зовнішньої стіни; б—створюванням опорного ексцентриситету; зміщенням опори

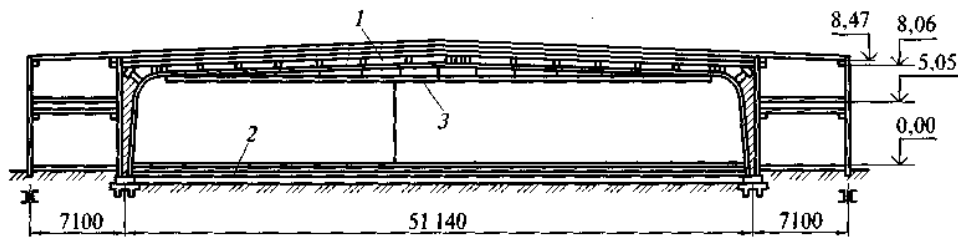


Рис. 6.5 Двухшарнірна арка з затяжкою
1—ригель; 2—затяжка; 3—монорельс

На рис. 6.5. наведено приклад використання суцільностінчатої двухшарнірної рами із затягуванням у будівлі гаража. Ригель і стійки рами мають двотавровий перетин. Ригель — постійної висоти, стійки — змінної, що трохи ускладнює виготовлення конструкції, але краще відповідає епюрі моментів у стійках, збільшує корисний габарит приміщення й робить більш привабливим інтер'єр будівлі.

Часто такі рами зустрічаються в каркасах ангарів і будівлях авіаційно-технічних баз. Ці будівлі мають прямокутний план, причому на широкій стороні розташовуються в'їзні ворота. Тому рами доводиться орієнтувати вздовж більшої сторони прямокутника — так зване поперечне компонування каркасу (рис. 6.6); при більших прольотах рам (80-100 м) їх оптимальний крок збільшується до 12- 18 м.

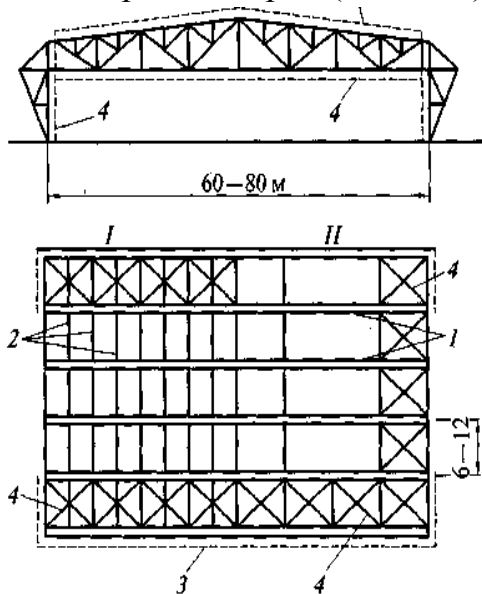


Рис. 6.6 Поперечне компонування каркасу ангара: I, II - план зв'язків відповідно по верхньому й нижньому поясах; 1 — рама; 2 — прогони; 3 — ворота; 4 — зв'язки

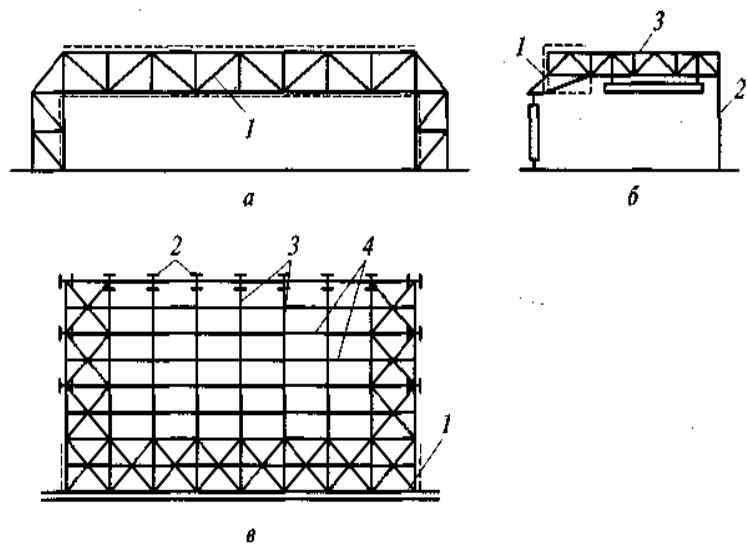


Рис. 6.7 Продольна компоновка каркаса ангара а—фасад; б—поперечний перетин; в—план по верхньому поясу; 1—поперечна надворотня рама; 2—стойка фахверка; 3—прокольні ферми; 4—прогони

При більших прольотах воріт ($B = 100... 120$ м) і щодо невеликій довжині будівлі ($L = 40...50$ м) більш раціональною може виявитися поздовжнє компону-

вання каркасу ангару (рис. 6.7). По фасаді влаштовується потужна надворотня рама, із протиполежної сторони встановлюються стійки фахверкової стіни 2, на них зпираються кроквяні ферми 3, які тепер розташовуються уздовж короткої сторони будівлі. Маса їх зменшується, тому що вона залежить від квадрата прольоту ферми. Перевитрата металу утворюється на порталній надворотній рамі, яка сприймає опорні реакції від усіх кроквяних ферм. Для зм'якшення цього недоліку надворотню раму можна зробити безшарнірною, застосувати високоміцну сталь, розвантажити ригель попередньо напруженим тросом тощо.

Особливості розрахунків і конструювання

У силу унікальності велико-прольотних будівель вибір остаточного архітектурно-конструктивного рішення робиться на основі варіантного проектування. На цьому етапі допускається ухвалювати спрощені розрахункові схеми конструкцій і використовувати наближені методи розрахунків. У спрощених статичних розрахунках наскрізної рами допускається представляти ригель і стійки у вигляді стрижнів з еквівалентною жорсткістю. В уточнених розрахунках наскрізну раму раціонально розраховувати як стрижневу систему з максимально точним обліком умов спряження елементів між собою. При цьому слід використовувати сучасну обчислювальну техніку для реалізації найбільш точних методів будівельної механіки.

При підрахунку навантажень на раму власна маса конструкцій, кранові й інші технологічні навантаження визначаються аналогічно викладеному раніш. Навантаження від вітру й снігу суттєво залежать від конфігурації будівлі і її габаритних розмірів. Для спрощених розрахунків можна використовувати нормативну або наукову літературу по цих навантаженнях, вибираючи найбільше близькі аналоги конфігурації будівель.

Для уточнених розрахунків часто доводиться робити спеціальні експериментальні дослідження з метою визначення цих навантажень.

Через значні розміри велико-прольотних будівель досить істотними будуть зусилля й переміщення в каркасі від температурних впливів. Тому, як правило, потрібно робити температурний розрахунок для забезпечення міцності каркасу будівлі й грамотного проектування пристроїв, що забезпечують температурні переміщення несучих конструкцій, що їх обгороджують (деформаційні шви, рухливі опори тощо).

Розрахунки статично невизначених систем слід супроводжувати підбором перетинів елементів з наступним коректуванням жорсткостей у статичних розрахунках. При цьому додаткові обмеження по переміщеннях конструкцій (другий граничний стан) і граничної гнучкості елементів забезпечать збіжність ітераційного процесу розрахунків.

Види й особливості листових конструкцій

Листові конструкції являють собою ємнісні спорудження, що полягають, в основному, з тонкостінних несучих металевих оболонок, і виконують функції обгороджуючих. До них ставляться резервуари для зберігання нафти й нафтопродуктів, зріджених газів, води, газгольдери для зберігання газів, бункери й силоси для

зберігання різних сипучих матеріалів, трубопроводи великих діаметрів для транспортування рідин, газів і розріджених твердих речовин, спеціальні конструкції металургійної, хімічної й інших галузей промисловості: кожухи доменних печей, повітронагрівачів, пиловловлювачів, димові й вентиляційні труби, градирні.

За положенням в просторі листові конструкції можуть бути надземними, наземними, заглибленими, підземними, підводними. Вони працюють під дією гідростатичного тиску, внутрішнього надлишкового тиску або вакууму, навантаження від засипання збережених матеріалів, від зовнішнього засипання ґрунту, сприймають сейсмічні й ударні впливи, перебувають під дією низьких, середніх і високих температур (до $+400^{\circ}\text{C}$), у нейтральних або агресивних середовищах. Для всіх елементів листових конструкцій застосовуються марки сталей залежно від класу міцності й мінімальної розрахункової температури, при якій гарантується ударна в'язкість.

За розрахункову температуру металу ухвалюється мінімальна температура збереженого продукту, або мінімальна середньодобова температура для даної місцевості.

Усі допоміжні елементи конструкцій (сходи, майданчики, огороження), поряд з перерахованими марками сталей, можуть виготовлятися зі сталей С235.

При проектуванні резервуарів з розрахунковою температурою несучих конструкцій вище 100°C треба враховувати зміну фізико-механічних характеристик застосованих марок сталей. У резервуарах для кислот і інших агресивних рідин доцільне застосування алюмінієвих сплавів або біметалів — сталевих листів, плакованих з боку агресивного середовища нержавіючою сталлю, нікелем або іншими матеріалами.

Усі елементи листових конструкцій виготовляються на спеціалізованих заводах з листового й фасонного прокату. Сталеві листи проходять виправлення, поздовжні і поперечні крайки їх фрезерують або стругають. При виготовленні деяких елементів мають місце фасонний розкрій, вальцювання або штампування листів.

Заводське виготовлення й наступний монтаж листових конструкцій можуть виконуватися з використанням методу рулонування або методу полистового складання.

Матеріали для зварених швів призначаються відповідно до технологічного процесу виготовлення й монтажу конструкцій і з обраними марками сталей. Необхідно, щоб вони забезпечували механічні властивості звареного шва не нижче властивостей відповідних сталей. Зварені шви з'єднань повинні бути не тільки міцними, але й щільними, тобто герметичними.

Найбільш кращими для основних несучих елементів є стикові з'єднання струганих крайок листів, тому що вони практично не викликають концентрацію напруг і створюють сприятливі умови для контролю. Тому всі заводські зварені з'єднання рулонних заготовок, а також монтажні зварені шви при полистовому складанню корпусів виконуються встик.

Нахлестові з'єднання робляться для спрощення робіт з виготовлення й монтажу. Для них не потрібна стружка крайок листів, але виникаюча при цьому нахлестка приводить до перевитрати металу й появи концентрації напруг. Тому нахлесточні з'єднання (зі зварюванням з однієї сторони) допускаються в елементах з

невеликими розрахунковими зусиллями, наприклад, при складанні днищ із рулонних заготовок і дахів з величиною нахлестки не менш 30 мм.

При виготовленні листових рулонних конструкцій у заводських умовах, а також на монтажі використовується автоматизоване зварювання під флюсом, механізоване зварювання у вуглекислому газі або аргоні й механізоване зварювання порошковим дротом. В окремих випадках для приварки допоміжних елементів конструкцій застосовується ручне зварювання.

При зведенні листових конструкцій застосовуються різні види контролю якості зварених з'єднань. Візуальному контролю зазнають усі зварені з'єднання. Контролю на герметичність підлягають усі зварені шви, що забезпечують непроникність листових конструкцій. Він виконується з використанням проб «крейда — гас», вакуумних камер, надлишкового тиску тощо.

Фізичні методи контролю використовуються для виявлення внутрішніх дефектів (радіографія й ультразвукова дефектоскопія) і поверхневих дефектів (магнітографія або кольорова дефектоскопія). Радіографічний контроль (рентгенографіювання або гаммаграфіювання проводяться для всіх резервуарів об'ємом 1000 м³ й більш. Він застосовується для стикових зварених швів стінки резервуара й швів у зоні сполучення її із днищем.

Обсяг контролю зварених з'єднань визначається залежно від ступеня небезпеки спорудження, способу його монтажу, виду й місця розміщення звареного шва, рівня розрахункових напруг у ньому, умов і режиму експлуатації конструкції, включаючи температуру експлуатації, циклічність завантаження, сейсмічність району тощо. Наприклад, монтажні стики полотниць стінок резервуарів повинні контролюватися в обсязі 100 % вертикальних швів і всіх перетинань вертикальних і горизонтальних швів.

Основні положення розрахунків

Основна маса листових конструкцій за розрахунковою схемою відносяться до оболонок і лише невелика частина їх, наприклад, стінки плоских бункерів, відносяться до пластинок. Усі листові конструкції мають ті або інші елементи жорсткості, ребра, які з погляду розрахунків являють собою стрижневі системи.

Види й призначення резервуарів

Вибір типу резервуарів залежить від властивостей збереженої рідини, оборотності продукту й кліматичних умов району будівництва. Більшість резервуарів призначена для зберігання нафти й нафтопродуктів. Деякі їх цих продуктів мають специфічні властивості, зокрема, високою випаровуваністю, що веде до погіршення їх якості й більшим втратам, а також впливає на навколишнє середовище.

Основним способом зниження втрат нафтопродуктів від випару є зменшення газового простору над продуктом до мінімуму. Цього можна досягти, застосовуючи понтони або плаваючі дахи.

Із цією же метою використовується збільшення розрахункового тиску в повітряному, газоповітряному просторі резервуара й зміст продукту при низькій температурі.

Для зберігання світлих нафтопродуктів, наприклад, гасу й мазуту з низькою пружністю пару використовуються звичайні вертикальні циліндричні резервуари низького тиску зі стаціонарним дахом (з надлишковим тиском до 2 кПа й вакуумом до 0,25 кПа).

Сирі нафти й бензини з високою пружністю пару зберігають у вертикальних циліндричних резервуарах з понтонами або плаваючими дахами (рис. 6.7) або в резервуарах підвищеного тиску (до 70 кПа).

Горизонтальні циліндричні резервуари

Конструктивні особливості. Горизонтальні циліндричні резервуари раціонально застосовувати для зберігання невеликих обсягів рідин при порівняно високих надлишкових тисках. Нафтопродукти зберігають під тиском 40-70 кПа, а зріджені гази — під тиском до 2000 кПа. У них можливий вакуум до 100 кПа.

Переваги горизонтальних циліндричних резервуарів перед іншими типами резервуарів полягають у можливості майже повного усунення втрат рідин, що легко випарюються при зберіганні під високим внутрішнім тиском, а також у їхньому потоковому виготовленні на спеціалізованих заводах, доставці в готовому виді на будівельний майданчик і швидкості монтажу. Резервуари звичайно виготовляються цілком або при більших обсягах у вигляді двох відправних елементів з одним монтажним стиком.

Об'єм резервуарів може досягати 300 м³ за умови, що розміри їх не перевершують залізничні габарити: діаметр резервуарів не повинен перевищувати 3,25 м, а довжина відправного елемента — 15-18 м. Товщина стінки t може бути від 5 до 36 мм.

По витраті сталі горизонтальні резервуари уступають вертикальним.

Горизонтальний резервуар складається із циліндричного корпусу й двох днищ (рис. 6.4).

Корпус резервуару виконують з декількох обичайок (кілець), звальцованих із двох аркушів шириною 1,5-2,0 м і довжиною 6-8 м. Поздовжні й кільцеві з'єднання листів роблять встик. При товщинах стінки до 12 мм корпус може бути виготовлений з рулонної заготовки із з'єднанням листів у рулони автоматичним зварюванням по довгій стороні листа встик або нахлистом, а по короткій — встик з виконанням поздовжнього замикаючого шва нахлистом із суцільними швами по обидва боки.

Для сприйняття вакууму, а також для забезпечення жорсткості корпусу резервуару при транспортуванні й монтажі, якщо $r/t > 200$, у кожній обичайці роблять кільця жорсткості з кутків, звальцованих на обушок і приварених пером до стінки.

Горизонтальні циліндричні резервуари мають різну конструктивну форму залежно від внутрішнього тиску і діаметру й показані на рис. 6.5.

Плоскі мембранні днища досить деформативні, тому їх застосовують для резервуарів невеликих діаметрів (до 1,8 м) при надлишковому тиску до 40 кПа. Пологі конічні й сферичні днища використовують при діаметрах резервуара до 3,25 м і тиску до 70 кПа. У резервуарах об'ємом до 150 м³ і надлишковому тиску до 150 кПа можливі циліндричні вальцовані днища з діаметром, рівним діаметру

резервуару. При високих внутрішніх тисках (до 2000 кПа) днища роблять напівсферичними або еліпсоїдальними, одержуваними гарячим штампуванням листів. Їхня перевага перед іншими видами днищ полягає в тому, що вони створюють плавний перехід до стінки й тим самим мінімізують крайовий ефект у цій зоні.

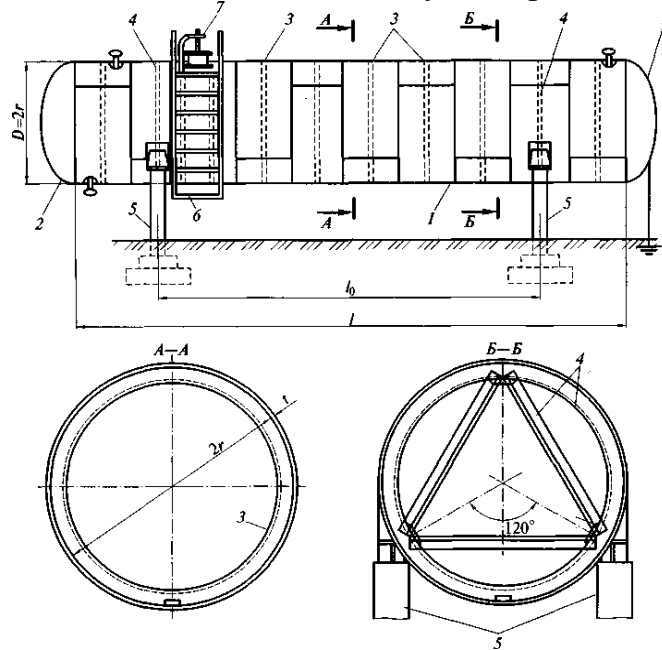


Рис. 6.8 Горизонтальний циліндричний резервуар:

1 — корпус; 2 — днище; 3 — кільця жорсткості;
4 — опорні діафрагми; 5 — опорні стійки; 6 — сходи; 7 — люк-лаз

У площині опор усередині резервуара встановлюються опорні діафрагми, кожна з яких складається з кільця жорсткості, посиленого трикутною стрижневою системою з кутків.

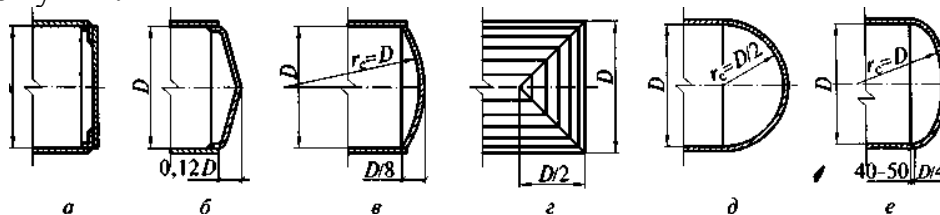


Рис. 6.9 Типи днищ горизонтальних циліндричних резервуарів:
а — плоске; б — конічне; в — полого сферичне; г — циліндричне;
д — напівсферичне; е — еліпсоїдальне

Резервуар обладнується зовнішніми сходами, люком-лазом і необхідною технологічною апаратурою, що дозволяє наповнювати й спорожняти його, а також підтримувати й контролювати розрахунковий тиск.

Вертикальні циліндричні резервуари підвищеного тиску

Резервуари підвищеного тиску застосовують для зберігання нафтопродуктів, що легко випарюються, наприклад, бензину, і розраховуються на надлишковий тиск 10-70 кПа й вакуум 1,5 - 3 кПа. У зв'язку з цим вони мають деякі конструктивні особливості.

Плоске днище й стінку виконують так само, як для резервуарів низького тиску. Для забезпечення стійкості при вакуумі стінка підсилюється кільцевими ребрами жорсткості з нерівнополочних кутків.

При невеликому шарі рідини в резервуарі й внутрішньому надлишковому тиску края днища можуть відриватися від піщаної підстави. Щоб цього не відбувалося, нижній пояс стінки в сполученні з днищем прикріплюють анкерними болтами до залізобетонного фундаменту, що є разом з ущільненим над ним ґрунтом противагою. Анкерні болти розташовують за периметром стінки на відстані 1,5 - 2,5 м один від одного і являють собою сталеві стрижні діаметром не менш 30 мм. До стінки вони кріпляться за допомогою консольних столиків.

За цим зусиллям визначають перетин болта й розраховують анкерний столик.

Мокрі газгольдери змінного об'єму

Газгольдери призначені для зберігання, змішування й регулювання витрат й тиску газів. Їх включають у газову мережу між джерелом одержання газу і його споживачами. Вони застосовуються для зберігання природного й штучного газу на металургійних, коксохімічних і газових заводах, у хімічній і нафтовій промисловості, у міському господарстві.

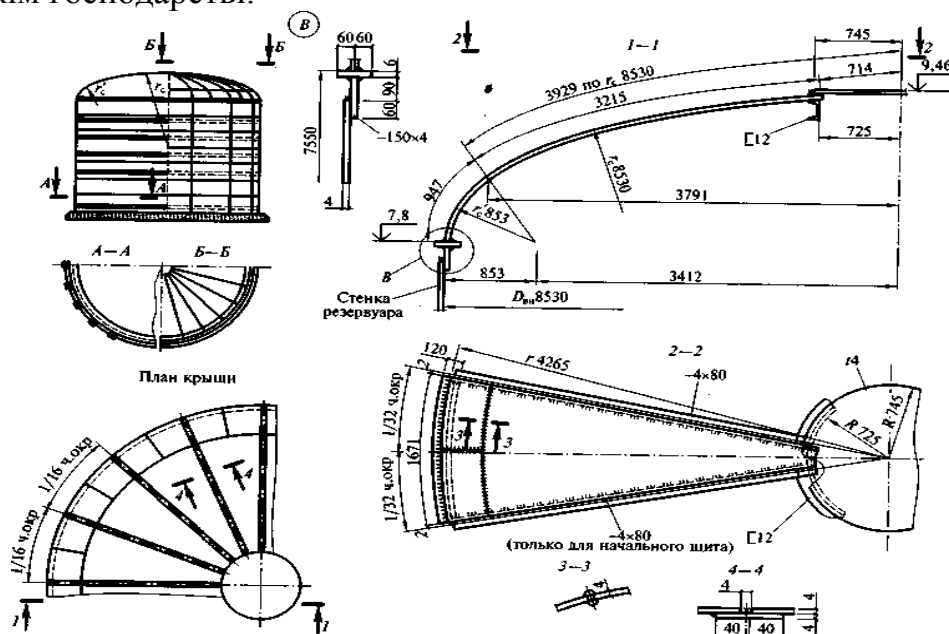


Рис. 6.10 Вертикальний циліндричний резервуар підвищеного тиску з сфероциліндричним дахом

За функціональними ознаками такі газгольдери розділяють на мокрі й сухі. Газгольдери постійного обсягу мають циліндричну або сферичну форми.

Мокрі газгольдери застосовують для зберігання газів, що допускають зволоження через випар води. Вони мають обсяги в основному до 50 000 м³, хоча побудовані газгольдери об'ємом 200 000 м³ (ФРН) і 400 000 м³ (Англія).

Газгольдери складаються з вертикального циліндричного резервуара, заповненого водою, однієї або декількох обичайок (телескопів), дзвону, що представляє

собою відкриту знизу циліндричну оболонку з пологою сферичною покрівлею, що є напрямною (рис. 6.10, 6.11). Через дно резервуару під дзвін підводять трубопроводи для подачі й витрати газу. Як тільки тиск газу на дах дзвона перевищить його масу, дзвін починає підніматися, захоплюючи за собою телескопи. Залежно від числа рухливих частин (дзвона й телескопів) газгольдер буває однозвенним, двухзвенним тощо.

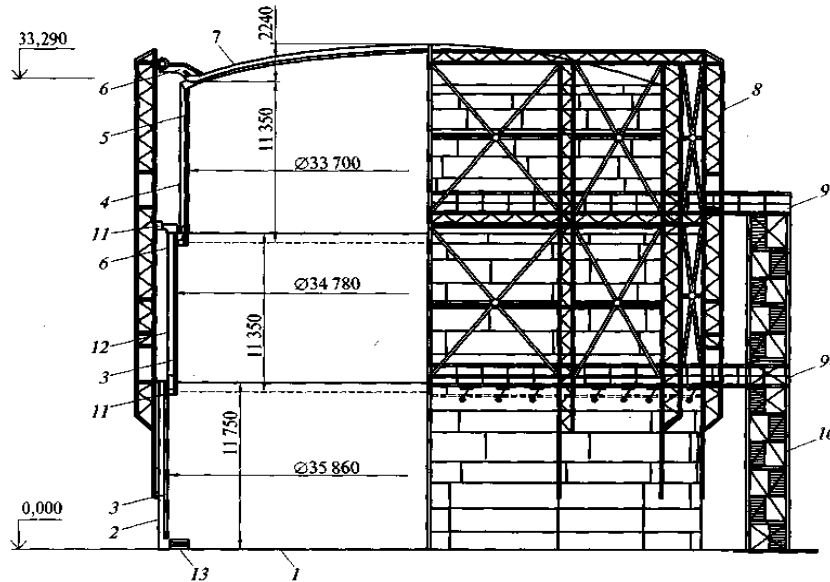


Рис. 6.11 Мокрий газгольдер низького тиску з вертикальними напрямними об'ємом 20 000 м³: 1— днище; 2 — корпус резервуара; 3 — внутрішні напрямні; 4 — корпус дзвону; 5 — стійки дзвону; 6 — нижній і верхній ролики дзвону; 7 — покриття дзвону; 8 — зовнішні напрямні; 9 — обслуговуючі майданчики; 10 — сходи; 11 — нижній і верхній ролики телескопу; 12 — корпус телескопу; 13 — опорні підбивки

Непроникність з'єднання частин газгольдеру, що рухаються, забезпечується гідравлічними затворами, що являють собою дві кільцеві ринви, що входять один в другий (рис. 6.12). При заповненні порожнього газгольдеру газом дзвін піднімається, зачерпує воду нижньою ринвою й захоплює їм верхню ринву телескопа. У такий спосіб дзвін разом з телескопами піднімається до верхнього положення.

Плавність руху дзвону й телескопів забезпечується вертикальними напрямними й роликами (див. рис. 6.11). Верхні ролики кожної ланки кріпляться до консолей і рухаються по зовнішніх напрямних стійках каркасу, а нижні скочають по внутрішніх напрямних стійках, приварених до оболонки нижче-розташованої ланки. Зовнішні напрямні кріплять до стінки резервуару й з'єднують між собою ригелями з перехідними майданчиками й діагональними зв'язками.

У газгольдерах з вертикальними напрямними жорсткість спорудження забезпечується просторовим каркасом з напрямних, ригелів і зв'язками між ними. У гвинтових газгольдерах для цього використовується жорсткість оболонок резервуару й телескопічних ланок.

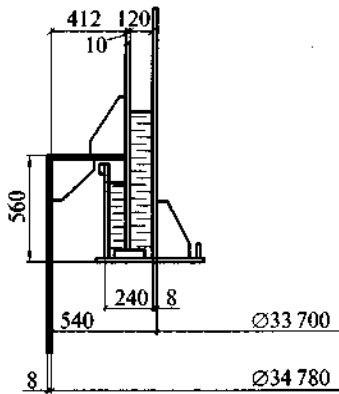


Рис. 6.12. Гідрравлічний затвор

Найвигіднішими розмірами мокрого газгольдеру середніх обсягів з вертикальними напрямними з погляду витрати сталі є такі, коли відношення діаметра резервуара до повної висоти корпусу при найвищій положенні дзвона перебуває в межах від 0,8 до 1,3. Для гвинтових газгольдерів це відношення більше й становить у середньому 1,2- 1,75.

Висота циліндричної оболонки всіх рухливих ланок ухвалюється однакової, а зазор між стінками суміжних ланок становить 540 мм для розміщення гідрравлічних затворів, кілець жорсткості вгорі й унизу кожної ланки й внутрішніх напрямних.

До недоліків мокрих газгольдерів відносяться істотні коливання тиску газу, а також труднощі їх обслуговування при негативній температурі. У цьому випадку доводиться підігрівати воду в резервуарі й затворах мінімум до $+5^{\circ}$ або споруджувати навколо резервуарів цегельну стінку, що утеплює, на відстані 1000 мм від корпусу.

Стінку водного резервуару газгольдеру розраховують на гідростатичний тиск аналогічно описаному, а стінки телескопів і дзвону — на розрахунковий тиск газу, обумовлений масою дзвону й телескопів з затворами, заповненими водою, вагою снігу на даху дзвону й масою пригрузів з бетонних або чавунних блоків. Їх установлюють, якщо власної маси конструкцій виявляється недостатньо для створення в газовому просторі заданого тиску. Через невеликий тиск товщина стінок звичайно ухвалюється конструктивно в межах 4 -5 мм.

Стінку резервуара виконують з рулонних заготовок або листовим способом, а стінки телескопів і дзвону, як правило, з рулонних заготовок.

Сферичний дах дзвону має стрілу підйому, рівну приблизно $1/5$ її діаметра й складається з тонколистової оболонки й каркасу у вигляді радіально розташованих арок, що опираються на вертикальні стійки стінки й з'єднаних між собою кільцевими ребрами й діагональними зв'язками.

Оболонка з покрівельного настилу товщиною 3-4 мм вільно лежить на каркасі й приварюється тільки до упорного кільця. Таким чином, під дією внутрішнього тиску газу оболонка може вільно підніматися, і каркас покрівлі в роботу не включається. Каркас розраховують на навантаження від власної маси даху й снігу на ньому.

Усі елементи конструкції мокрого газгольдеру разом із системою вертикальних напрямних перевіряються на стійкість від власної маси, снігового і вітрового навантажень, а також корисного навантаження на майданчиках і сходах.

Сухі газгольдери змінного об'єму

Сухі газгольдери низького тиску застосовують в хімічних виробництвах, у яких не допускається контакт збереженого газу з водою. Вони економічніші за мо-

крі газгольдери, тому мають більші об'єми, що доходять до 100000 м^3 , а в окремих випадках до $600\,000 \text{ м}^3$.

Такі газгольдери складаються із циліндричного корпусу, плоского днища, сферичного даху й рухливої частини — шайби (поршні) всередині корпусу (рис. 6.13). У зазорі між стінкою корпусу й шайбою розташовується закрив, що забезпечує герметичність об'єму під поршнем.

При наповненні газгольдеру тиск газу досягає певної величини й піднімає шайбу. Маса шайби й сили тертя в затворі повинні відповідати розрахунковому тиску газу. Якщо буде потреба, шайба може бути навантажена бетонними блоками. При витраті газу шайба опускається, видавлюючи своєю масою газ із газгольдеру. Рівномірність руху шайби забезпечується системою роликів і напрямних тросів. Важливою деталлю конструкції сухих газгольдерів є закрив, що затуляє зазор між шайбою й корпусом, тому що від його надійності залежать втрати газу й безпека роботи обслуговуючого персоналу.

У рідинних затворах ущільнення здійснюється за допомогою гнучкої смуги сталі, що притискується до стінки важільним механізмом і спеціальною масляною сумішшю. Але труднощі забезпечення надійної роботи закриву при перекосах шайби й можливість витoku газу обмежують їхнє застосування, особливо в суворих кліматичних умовах.

Сухі газгольдери із гнучкою герметичною секцією з еластичної прогумованої тканини позбавлені недоліків газгольдерів з рідинним затвором. Така секція закріплюється усередині корпусу однієї стороною в днище, а другої — на рухливій шайбі. При заповненні газгольдеру газом вона піднімається разом із шайбою й опускається при його спорожнюванні. У таких газгольдерах зберігають гази високої чистоти.

Стінка газгольдеру складається із зовнішнього каркаса, виконаного із двотаврових стійок, кілець зі швелерів і обшивки товщиною 5 мм. При висоті корпусу до 18 м вона виконується з рулонної заготовки. На каркасі розташовуються кільцеві майданчики. Днище має товщину 6 мм і монтується також з рулонних заготовок. Дах газгольдеру складається з листового настилу товщиною 3 мм і радіально розкладених гнутих двотаврів, зв'язаних між собою горизонтальними кільцевими елементами, що й опираються на кільце твердості. Покрівля може виконуватися із щитів заводського виготовлення.

Шайба являє собою ребристо-кільцевий купол з обшивкою товщиною 5 мм і ґратчастою конструкцією за периметром її жорсткості, що служить для підвищення, і для установки на ній ущільнюючого пристрою й роликів, що скочують по стінці уздовж стійок зовнішнього каркасу.

Газгольдер має вертикальний підйомник і ланцюгові сходи для спуска на шайбу й огляду внутрішніх поверхонь.

Стінку корпусу сухого газгольдеру розраховують як циліндричну оболонку на надлишковий внутрішній тиск. Розрахункова товщина її звичайно виявляється незначною й тому ухвалюється конструктивно рівної 5 мм. Стійкість стінки від дії

вакууму, а також від маси корпусу з установленим на ньому встаткуванням, навантажень від снігу й вітру забезпечується зовнішнім каркасом корпусу.

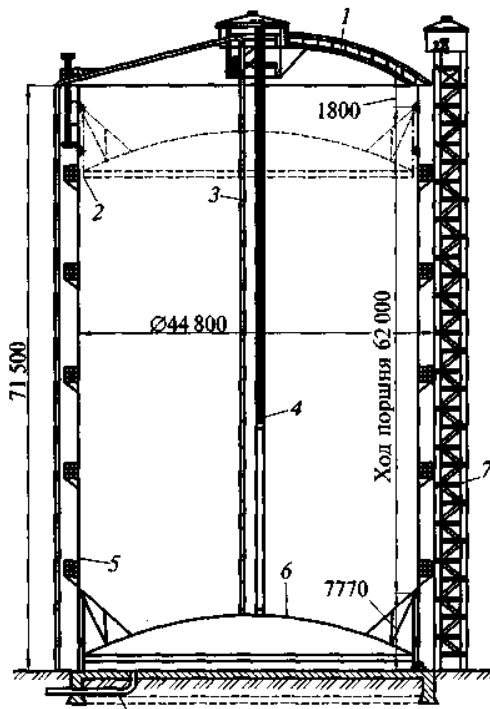


Рис. 6.13. Сухий газгольдер обсягом $100\,000\text{ м}^3$ з рідинним затвором: 1 – покрівля; 2 – верхнє положення шайби (поршня); 3 – ланцюгова драбина; 4 – піднімальна кліть; 5 – стінка газгольдеру; 6 – шайба; 7 – зовнішній підйомник; 8 – газоввід

Газгольдер постійного об'єму

Найбільш раціональними конструкціями газгольдерів при зберіганні газу під високим тиском є газгольдер постійного об'єму, що не мають рухливих частин. У порівнянні з газгольдерами низького тиску ці сховища вимагають меншої витрати сталі на 1 м^3 вільного газу, більш компактні, не мають потреби в обігріві й прості в експлуатації, але вимагають більших витрат на встаткування для стиску газу.

Газгольдер постійного обсягу мають робочий тиск від 400 до 2000 кПа, тому їх проектує з урахуванням вимог правил пристрою й безпечної експлуатації посудин, що працюють під тиском.

Газгольдер постійного об'єму можуть бути циліндричними й сферичними. Перші мають циліндричний корпус і напівсферичні днища й можуть установлюватися як горизонтально, так і вертикально. Діаметр циліндричних газгольдерів не перевищує 3,25 м, а об'єм їх коливається від 50 до 300 м^3 . Вони виготовляються на заводі, тому що габаритні розміри дозволяють перевозити їхнім залізничним транспортом на майданчик монтажу.

Циліндричні газгольдері, розташовані горизонтально, опираються на дві сідлові або стоечні опори (рис. 6.14., 6.15). У місцях обпирання оболонка підсилюється внутрішніми кільцями жорсткості зі звареного тавра. Конструкція корпусів аналогічна конструкціям горизонтальних циліндричних резервуарів.

Вертикально встановлені циліндричні газгольдері опираються на фундаменти. Їхня стійкість забезпечується постановкою декількох опор-стійок, об'єднаних діагональними зв'язками (рис. 6.15.). Газгольдері розташовуються звичайно групами (батареями) і поєднуються горизонтальними майданчиками на верхньому рівні, які служать додатковими зв'язками. Сферична форма газгольдерів для зберігання газів при високому тиску за витратою сталі є найбільш вигідною, при цьому економія сталі в порівнянні із циліндричними газгольдерами може досягати 15 %. Але вони складніші у виготовленні й монтажі, тому мають більш високу вартість.

Обсяги сферичних газгольдерів можуть досягати 4000 м³. Конструкція й способи виготовлення їх такі ж, як і сферичних резервуарів для зріджених газів. Вони спираються на вертикальні або похилі стійки, що приєднуються до оболонки по дотичній.

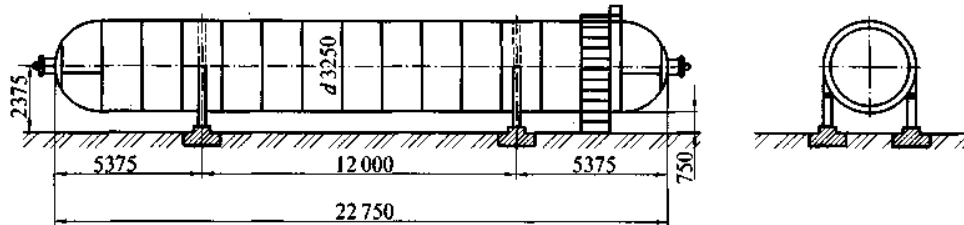


Рис. 6.14 Горизонтальний циліндричний газгольдер постійного об'єму

Число стійок звичайно ухвалюється кратним чотирьом. Іноді опора виконується у вигляді кільця меншого діаметру, установлюваного на стійках або залізобетонній склянці. Сферичні газгольдери також обладнуються сходами й майданчиками.

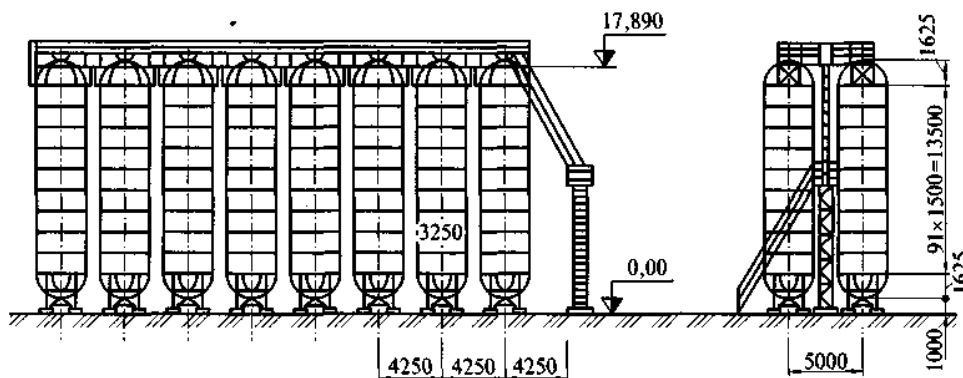


Рис. 6.15 Загальний вид батареї вертикальних циліндричних газгольдерів

Основним навантаженням, що визначає товщину оболонки газгольдерів постійного обсягу всіх типів, є внутрішній тиск газу. Оболонки звичайно виконуються зі сталей класів С245 -С375, і товщина їх може досягати 36 мм.

Для розрахунків опорних конструкцій треба враховувати власну масу корпусу й масу води при гідравлічних випробуваннях, корисні навантаження на майданчиках, а також навантаження від снігу та вітру. Розрахунки газгольдерів і їх елементів аналогічні розрахункам резервуарів для зріджених газів.

БУНКЕРИ Й СИЛОСИ

Загальні відомості

Бункери й силоси являють собою місткості для зберігання й перевантаження сипучих матеріалів. У плані вони можуть бути прямокутними (в окремому випадку квадратними) або круглими й складаються із призматичної або циліндричної верхньої частини вирвою, що й звужується донизу, з отвором для випуску матеріалу.

До бункерів ставляться місткості, найменший розмір яких у плані більше висоти призматичної частини (рис. 6.16, а). Силоси — це відносно високі й вузькі

посудини, у яких висота призматичного або циліндричного корпусу перевершує в 1,5 і більш разу найменший розмір у плані (рис. 6.16, б).

Бункери й силоси можуть бути окремо вартими або об'єднаними в групи. Їх установлюють у приміщеннях або на відкритому повітрі. Залежно від розташування випускних отворів вирви можуть бути симетричними й несиметричними. Розвантаження місткостей відбувається під дією власної маси сипучого матеріалу при відкриванні випускних отворів. У деяких випадках вони додатково обладнуються скребковими або лопатевими механізмами.

Для запобігання стінок бункерів і силосів від утвору вм'ятин і стирання, крупнорозмерними твердими матеріалами, що рухаються, застосовують сталеву, чавунну, залізобетонну або дерев'яну футерівку. Іноді замість пристрою футерівки збільшують товщину стінки в порівнянні з розрахунковою. У випадку зберігання сипучих матеріалів, що перебувають у штучному розпушенні при вивантаженні (наприклад, цементу), вирва футерується спеціальними пористими плитками, через пори яких подається стиснене повітря.

Основними геометричними параметрами бункера й силосу, крім заданого обсягу, є кут нахилу стінки вирви до обр'ю і розмір випускного отвору, які визначаються характеристиками сипучих матеріалів. Найменший кут нахилу стінки повинен бути більше кута природнього укосу збереженого матеріалу на 5 - 7°. Розміри випускних отворів залежать від габаритів шматків і можуть бути від 300 до 1500 мм.

Для основних несучих конструкцій бункерів і силосів застосовують маловуглецеві сталі звичайної міцності класів С245 — С285, в окремих випадках з додатковими гарантіями за ударною в'язкістю й куту загину в холодному стані. При експлуатації в умовах низьких температур (-40 °С й нижче) передбачається застосування низьколегованих сталей.

Конструкції бункерів і силосів виконують звареними зі з'єднанням елементів встик. Їх виробляють, звичайно, в заводських умовах зі застосуванням автоматичного зварювання.

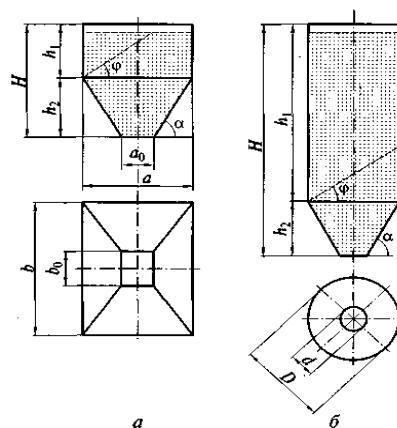


Рис. 6.16 Місткості для зберігання й перевантаження матеріалів : а — бункер; б — силос

Бункери й силоси розраховують на навантаження від тиску сипучих матеріалів і від власної маси конструкцій, а також на навантаження від снігу та вітру й тимчасові навантаження на надбункерному перекритті.

Бункери з плоскими стінками

Верхню призматичну частину бункерів, прямокутних або квадратних у плані, утворюють несучими бункерними балками, що шарнірно опираються на колони (рис. 6.13, а). Знизу до балок кріпляться пірамідальні вирви. Таким чином, обшивка на гранях бункерів є плоскою і являє собою стінки бункерних балок у призматичній частині й похилі грані вирв у пірамідальній частині.

Розрахунки обшивки вирви ведеться лише на навантаження від засипання. Впливом власної маси конструкцій і атмосферними навантаженнями зневажають. Тертя засипання по стінках обшивки в запас не враховують. Засипання створює вертикальне навантаження й розпір від нормального до похилої площини грані тиску.

Стінки вирв підсилюються горизонтальними ребрами жорсткості. Для них застосовуються кутки, швелери, двотаври й інші жорсткі профілі. Ребра розташовуються із зовнішньої сторони обшивки й можуть бути орієнтовані нормально до обшивки або горизонтально.

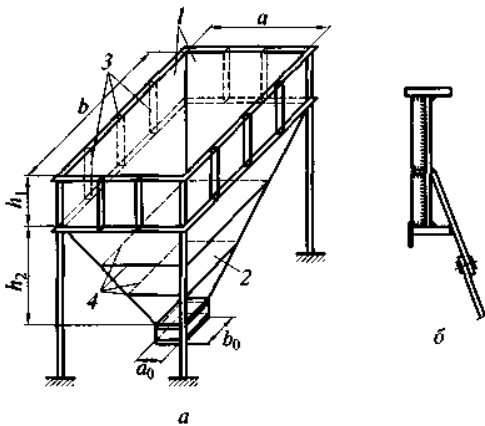


Рис. 6.17 Конструкція бункера із плоскою стінкою

Бункерні балки розраховують як однопрогонові шарнірно обперті на рівномірно розподілені навантаження, певні для середини прольоту. Навантаженнями в цьому випадку є власна маса конструкції, тимчасові навантаження на надбункерне перекриття, маса заповнення й горизонтальний розпір від нього, сприйнятий тільки поясами балок. Крім цього, в поясах виникають поздовжні розтяжні зусилля від опорних реакцій поперечних бункерних балок. Обшивка вирви в роботі бункерних балок не враховується, а вузол кріплення її до балки показаний на рис. 6.17, б.

Колони бункеру розраховуються на навантаження, передані бункерними балками при максимальному заповненні бункера, а також на снігові й вітрові навантаження та навантаження на надбункерному перекритті. Обпирання бункерних балок на колони здійснюється через горизонтальні фланці. Стійкість колон і всієї бункерної естакади забезпечується зв'язками. Підбір перетину колон проводиться на загальних підставах.

Висотні спорудження

Загальна характеристика

Висотними прийнято називати спорудження, висота яких набагато перевищує розміри в поперечному перерізі. До висотних споруджень ставляться опори антенних споруджень зв'язки (радіо й телебачення), опори повітряних ліній елект-

ропередачі, витяжні вежі, вентиляційні й димарі, освітлювальні й метеорологічні вишки, маяки й навігаційні знаки, водонапірні башти й т.п. До висотних слід також віднести монументи великої висоти, серед яких пам'ятник Перемоги на Поклінній горі (140 м), «Підкорювачам космосу» (92 м) у Москві,

« Батьківщина-Мати» у Києві (115 м), «Брестська фортеця — герой» (100 м), тощо.

За розрахунково-конструктивною схемою всі висотні спорудження можуть бути розділені на два основні типи: вежі й щогли. **Вежею** називають висотне спорудження, жорстко закріплене в підставі, що досягається анкеровкою конструкцій до фундаменту. **Щоглою** прийнято називати висотне спорудження, стійкість положення якого забезпечується системою відтягнень, що розкріплюють стовбур в одному або декількох рівнях. У практиці знаходять також застосування комбіновані системи, що представляють собою конструкцію зі стовбуром, жорстко закріпленим у підставі в одному або двох напрямках, і розкріплену відтягненнями за висотою.

Висотні спорудження працюють, в основному, на сприйняття горизонтально діючих навантажень, що й визначає основу їх конструктивного розв'язку.

Вежі в більшості випадків проектують ґратчастими, у вигляді просторових ферм трьох- або чотиригранних, рідше багатогранного обрису. Для забезпечення необхідної жорсткості й більш рівномірного розподілу зусиль щодо довжини поясів вежі проектують розширеними донизу відповідно до зростання згинальних моментів від вершини до підстави. Зі збільшенням відстані між поясами витрата металу на них знижується, але при цьому трохи зростає витрата на ґрати й діафрагми. Збільшення відстані між поясами або підкосами в опорному перетині дозволяє знизити тиск на фундаменти й зменшити зусилля в анкерних болтах. Ширина верхньої частини вежі повинна бути по можливості невеликою, що забезпечує зниження навантаження на неї від вітру, а отже приводить до зменшення зусиль у поясах і ґратах по всій висоті вежі. У деяких випадках вежі із ґратчастою несучою конструкцією мають обшивку декоративного призначення; наприклад, монумент «Підкорювачам космосу» у Москві, де сталевий каркас облицьований титановими листами.

Якщо за архітектурними або якими-небудь іншими міркуваннями ширина стовбура вежі повинна бути невеликою, то його роблять суцільним. Прикладом можуть служити освітлювальні вишки, які установлені для висвітлення Великої спортивної арени Центрального стадіону в Лужниках у Москві.

Щогла складається зі стовбура, що опирається на центральний фундамент, і відтягнень, закріплених до анкерних фундаментів. Число ярусів кріплення відтягнень до стовбура й відстані між ними ухвалюються залежно від висоти й призначення спорудження.

Стовбур щогли звичайно проектують ґратчастим у вигляді трьох- або чотиригранної призми, розміри поперечного переріза якого перебувають у межах габаритів залізничного транспорту. Поряд з найпоширенішими хрестовими ґратами при невеликій ширині грані стовбура широко застосовують трикутну й розкісну системи решітки. У деяких випадках стовбур щогли роблять суцільним циліндричної форми (у вигляді труби).

За витратою металу найбільш економічна щогла зі стовбуром тригранного обрису й трьома відтягненнями в ярусі. Однак регулювання такої системи в кожному ярусі значно складніше, чим при наявності чотирьох відтягнень, розташованих у двох взаємно перпендикулярних площинах. Тому щогли зі стовбуром чотиригранного обрису застосовують нарівні з тригранними, особливо при використанні сталевих кутків.

Витяжна вежа являє собою висотне спорудження, до несучого каркаса якого закріплено один або три газоводних стовбурів, виконаних з матеріалів, що обладують необхідною корозійною стійкістю в умовах впливу агресивних середовищ і високих температур. Такими матеріалами можуть бути нержавіючі й жаростійкі сталі, титанові сплави, синтетичні матеріали. Висота споруджуваних у цей час витяжних веж досягає 300 м.

Витяжні сталеві труби (димові й вентиляційні) незважаючи на простоту конструкції мають не настільки широке поширення, оскільки висота сталевих труб звичайно не перевищує 120 м. Труби, що призначені для відводу газів, які мають температуру більш 400 °С, необхідно захищати від нагрівання.

При конструктивній розробці висотних споруджень необхідно вирішувати питання, пов'язані з виконанням монтажних робіт. До теперішнього часу накопичений великий досвід будівництва висотних споруджень. Для веж найпоширеніший монтаж методом нарощування конструкцій за допомогою спеціальних кранів (самопідіймального, підвісного, приставного тощо).

Вежі

Опори антенних споруджень зв'язку служать для установки або підвіски антен і іншого радіо і телевізійного встаткування, досить різного за формою, розмірами і масою. При виборі основного типу опори (вежа або щогла) ураховують призначення спорудження, місце й умови будівництва, а також інші фактори.

Загальна характеристика. Перша в нашій країні радіовежа висотою 160 м побудована в Москві в 1921 р. за проектом В.Г.Шухова. Вона виконана у вигляді шести сполучених гіперболоїдів обертання. Усі її елементи виконані зі швелерів.

Початком масового будівництва радіовеж у Радянському союзі, до якого на той час входила й Україна, можна вважати 1930-ті роки. Для виготовлення конструкцій у той час застосовувалися кутки. Пізніше на основі результатів широко поставлених наукових досліджень була доведена доцільність використання для висотних споруд труб.

Перша вежа із труб висотою 205 м була споруджена вже в 1942 р. Вона мала форму усіченої тригранної піраміди з розміром граней у підставі 15,5м. Застосування для поясів і стійок труб оптимальних діаметрів, що відповідають найменшому лобовому тиску вітру, і хрестової решітки з розкосами із круглих попередньо напружених стрижнів, дозволило знизити витрати сталі в порівнянні з її витратою на чотиригранну вежу з кутків більш ніж у два рази.

Незважаючи на економічність тригранних веж за витратою сталі, опори антенних споруджень зв'язку частіше будують чотиригранними, тому що така форма забезпечує зручність виготовлення конструкцій, особливо при застосуванні кутків.

Потреба в масовому будівництві антенних споруджень зв'язку привів до необхідності розробки типових конструкцій веж різної висоти для різних вітрових районів. Починаючи з 1954 р. у багатьох містах СРСР почалося будівництво телевізійних веж.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции,- М., Стройиздат, 1988.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. К., Мінбуд України, 2006.
3. Беленя Е.И. и др. Металлические конструкции.- М., Стройиздат, 1989.
4. ГОСТ 23119-78. Фермы стропильные стальные сварные с элементами из парных уголков для производственных зданий.
5. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий производственных зданий с фермами из спаренных уголков.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП 23-81*) - М., Центральный институт типового проектирования, 1989.
7. Клечановский А. А. Стальные конструкции одноэтажных промышленных зданий. - М., Стройиздат, 1967.
8. Мандриков А. П. "Примеры расчета металлических конструкций"; М.: Стройиздат, 1991 г.
9. Николаенко Е. А. Методические указания «Задания и методические указания по выполнению курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания, оборудованного мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы». Компановка каркаса, Улан-Удэ, 2003.
10. Справочник проектировщика. Металлические конструкции: В 3 т /Под ред. проф. В. В. Кузнецова. Место изд-во АСВ, 1998. Т. 2.
11. Васильченко В. Т. и др. Справочник конструктора стальных конструкций Киев: Будивельник, 1990.
12. Лихтарников Я. М. и др. Расчет стальных конструкций: Справочное пособие. - Киев: Будивельник, 1984.
13. Ткаченко О.А. Основы проектирования металлических конструкций. Курс лекций. Часть 1, Хабаровск. Издательство ДВГУПС. 2004.
14. ЦНИИ Проектстальконструкция им. Мельникова, Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.462.3-17/85. Стальные решетчатые прогоны производственных зданий пролетом 12м с применением профилей по сокращенному сортаменту.

Навчальне видання

Жиляков Валерій Якович

Конспект лекцій

з курсу

«Проектування металевих конструкцій»

(для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму

6.060101 – «Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво»

та слухачів другої вищої освіти центру післядипломної освіти спеціальності

«Промислове та цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

Редактор *З. І. Зайцева*

Комп'ютерне верстання *К. А. Алексанян*

План 2011, поз. 1Л

Підп. до друку 29.12.2011 р.

Друк на різнографі

Зам. №

Формат 60x84/16

Ум. друк. арк. 3,8.

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011 р.