

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ**

**ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

**О. І. ЛУГЧЕНКО
К. О. РАПІНА**

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з курсу

ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання
і слухачів факультету післядипломної освіти напряму
підготовки 6.060101 – Будівництво,
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

**ХАРКІВ
ХНАМГ
2012**

Лугченко О. І. Конспект лекцій з курсу «Проектування металевих конструкцій» (для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання і слухачів факультету післядипломної освіти напряму підготовки 6.060101 – Будівництво, спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / О. І. Лугченко, К. О. Рапіна; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 139 с.

Автори: О. І. Лугченко
К. О. Рапіна

Рецензент: к.т.н., доц. В. А. Мазур

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 4 від 25 листопада 2011 р.

ЗМІСТ

ТЕМА 1. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ	
ПОПЕРЕЧНИХ РАМ	5
1.1. Дійсна робота каркаса під навантаженням і	
наближений розрахунок поперечних рам	5
1.2. Навантаження, що діють на раму	8
1.3. Постійні навантаження	8
1.4. Тимчасові навантаження	10
1.5. Інші навантаження	15
ТЕМА 2. ОБЛІК ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ КАРКАСА	
ПРИ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНИХ РАМ	16
2.1. Практичні прийоми визначення	
розрахункових зусиль і елементів рами	19
2.2. Послідовність статичного розрахунку рами	
й реалізація її при різних навантаженнях	19
ТЕМА 3. РОЗРАХУНОК РАМ НА ВЕРТИКАЛЬНІ	
НАВАНТАЖЕННЯ, ПРИКЛАДЕНІ ДО	
РИГЕЛЯ	24
3.1. Багатопрольотні рами	24
3.2. Розрахунок рам на температурні впливи	25
3.3. Визначення розрахункових зусиль в	
елементах рами	27
ТЕМА 4. КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТТІВ	28
4.1. Прогони покриття	28
4.2. Крокв'яні та підкрокв'яні ферми	31
ТЕМА 5. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ФЕРМ	
ПОКРИТТІВ	34
ТЕМА 6. ЛІХТАРІ	42
ТЕМА 7. КОЛОНИ ОДНОПОВЕРХОВИХ	
ВИРОБНИЧИХ БУДИНКІВ	45
7.1. Розрахунок і конструювання колон	47
ТЕМА 8. СОЦІЛЬНІ КОЛОНИ	51
ТЕМА 9. ГРАТЧАСТІ КОЛОНИ	55
ТЕМА 10. РОЗДІЛЕНІ КОЛОНИ	59

ТЕМА 11. ВУЗЛИ ОБПИРАННЯ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК	61
ТЕМА 12. БАЗИ КОЛОН ВИРОБНИЧИХ БУДИНКІВ .	66
ТЕМА 13. ПІДКРАНОВІ КОНСТРУКЦІЇ	70
13.1. Навантаження від крана	72
ТЕМА 14. КОНСТРУКЦІЇ ВЕЛИКОПРОЛІТНИХ ПОКРІВЕЛЬ БУДИНКІВ	75
14.1. Галузі застосування. Вимоги та типи систем великопролітних покрівель	75
14.2. Балкові конструкції покриттів	76
14.3. Рамні конструкції	81
14.4. Аркові конструкції	84
14.5. Просторові сітчасті системи плоских покриттів	91
14.6. Висячі (вантові) покриття	96
ТЕМА 15. СТАЛЕВІ КАРКАСИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКІВ	105
ТЕМА 16. ЛИСТОВІ КОНСТРУКЦІЇ	114
16.1. Загальні відомості	114
16.2. Резервуари для води	115
16.3. Резервуари для нафтопродуктів	121
16.4. Вертикальні циліндричні резервуари низького тиску	122
16.5. Резервуари підвищеного тиску	124
16.6. Інші конструкції резервуарів підвищеного тиску	126
16.7. Газгольдери	128
16.8. Бункери	131
ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ	135
СПИСОК ДЖЕРЕЛ	136

ТЕМА 1

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНИХ РАМ

1.1. Дійсна робота каркаса під навантаженням і наближений розрахунок поперечних рам

Просторова конструкція каркаса промислового будинку, що сприймає й передає на фундамент всі навантаження й впливи, розчленовується на плоскі системи (поперечні рами й поздовжні конструкції).

Розрахункова схема поперечної рами (рис. 1.1, а) – це багаторазово статично невизначена система із твердими вузлами. Однак при визначенні зусиль прийнято зневажати твердістю вузлів, вважаючи їх шарнірними (рис. 1.1, б). Дослідження дійсної роботи поперечних рам показали, що таке допущення приводить до невеликих погрішностей у величині нормальних сил, що діють у стержнях ферми.

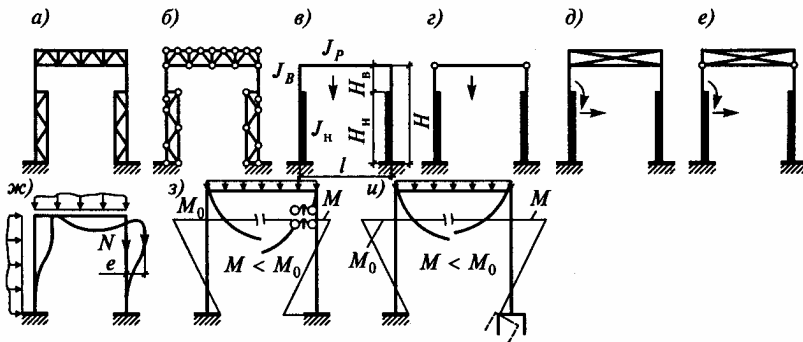


Рис. 1.1. До особливостей розрахунку поперечних рам каркаса

Розрахункова схема залежно від конструкції сполучення ригеля з колоною може бути із твердими (рис. 1.1, в) або шарнірними (рис. 1.1, г) вузлами. При невеликих (до 1/8) ухилах верхнього пояса ферми ригель приймається прямолінійним і розташовується в рівні нижнього пояса ферми. При горизонтальних навантаженнях і згинальних моментах можна зневажати малими

кутами повороту верхніх вузлів рами, тобто прийняти ригель нескінченно твердим (рис. 1.1, д, е).

Таким чином, при розрахунку поперечних рам сталевих каркасів промислових будинків використовують спрощені розрахункові схеми (рис. 1.1, в-і), які скорочують трудомісткість розрахунку й приводять до погрішностей, що не впливають на результати розрахунку.

У цей час у будівельній механіці прийнятий розрахунок по деформовуємої схемі. Наприклад, якщо в колоні є нормальна сила (рис. 1.1, ж), то додатковий момент, що виникає при невеликому зсуві верхнього вузла рами, при визначенні зусиль не враховується. Є методи розрахунку систем по деформовуємої схемі, при якій система канонічних рівнянь перетворюється в систему диференціальних.

Спотворюють характер розподілу зусиль у системі і її переміщення піддатливості фланцевих з'єднань ригеля з колоною (рис. 1.1, з, і). Поворот фундаментів зменшує згинальні моменти в нижній частині колони (при шарнірному обпиранні колони момент дорівнює нулю) і збільшує у верхній. Піддатливість кріплення ригеля до колони збільшує моменти в нижній і зменшує – у верхній частині колони.

Для статичного розрахунку рами досить знати співвідношення моментів інерції елементів рами. Ці співвідношення звичайно приймають у наступних межах: $I_{\text{н}}/I_{\text{в}} = 5 - 10$; $I_{\text{р}}/I_{\text{н}} = 2 - 6$. Момент інерції горизонтальної ділянки (уступу) колони приймається рівним нескінченності ($I = \infty$). Відстань між центрами ваги перерізів верхньої й нижньої ділянок колони (з несиметричним перерізом нижньої ділянки) $e_0 = (0,45 - 0,55)h_{\text{н}} - 0,5h_{\text{в}}$ (рис. 1.2, б), де $h_{\text{н}}$ й $h_{\text{в}}$ – висота перерізів відповідно нижньої й верхньої ділянок колони.

У багатопрогонових рамах (рис. 1.3, а) середні колони значно могутніше крайніх. Відношення моментів інерції нижньої ділянки середньої колони $I_{\text{нс}}$ й верхнього $I_{\text{вс}}$ до моментів інерції крайніх колон звичайно становлять:

$I_{\text{нс}}/I_{\text{в}} = 10 - 30$ – при однаковому кроці внутрішніх і зовнішніх колон;

$I_{\text{вс}}/I_{\text{в}} = 20 - 60$ – при кроці внутрішніх колон, удвічі більшому, ніж зовнішніх;

$I_{\text{вс}}/I_{\text{в}} = 1,3 - 7$ – при однаковому кроці внутрішніх і зовнішніх колон;

$I_{\text{вс}}/I_{\text{в}} = 2,5 - 7$ – при кроці внутрішніх колон, удвічі більшому, ніж зовнішніх.

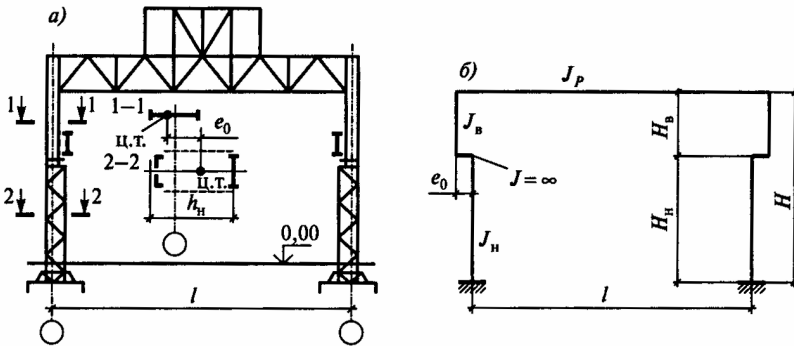


Рис. 1.2. Конструктивна (а) і розрахункова (б) схеми однопрогонової рами

У рамах складної конфігурації для визначення співвідношення моментів інерції роблять спрощений попередній розрахунок.

У багатопрогонових будинках варто застосовувати шарнірне сполучення ригелів з колонами (рис. 1.3,а). У будинках з важким режимом роботи й важких кранів, а також при складній конфігурації багатопрогонових рам найбільш високі прольоти виконують із твердим сполученням ригелів з колонами, а інші – шарнірним (рис. 1.3,б,в).

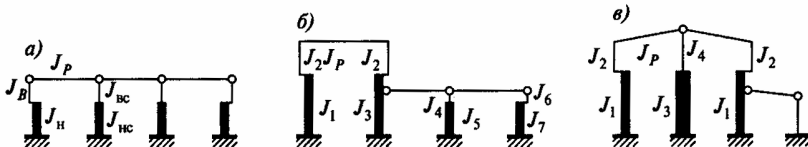


Рис. 1.3. Розрахункові схеми багатопрогонових рам

У поздовжньому напрямку в схему рами включають розрахунковий блок шириною B . При однаковому кроці колон по зовнішніх і внутрішніх рядах ширина блоку B дорівнює цьому кроку (рис. 1.3,а). Якщо крок колон різний, то розрахунковий блок призначається по ряду з найбільшим кроком (рис. 1.3,б,в). Розрахункові блоки приводяться до плоскої розрахункової схеми шляхом підсумовування всіх навантажень, що діють на конструкцію в межах блоку.

1.2. Навантаження, що діють на раму

На поперечну раму цеху діють постійні навантаження – від ваги що обгороджують і несуть конструкції будинку, тимчасові – технологічні (від мостових кранів, підвісного транспорту, робочих площадок і т.п.), а також атмосферні (сніг, вітер). Іноді доводиться враховувати особливі навантаження, викликувані сейсмічними впливами, осіданням опор, аварійними порушеннями технологічного процесу й ін.

1.3. Постійні навантаження

Постійні навантаження на ригель рами звичайно приймають рівномірно розподіленими по довжині ригеля (рис. 6.4, а).

У розподілене поверхневе навантаження входять навантаження від всіх шарів покрівлі, конструкції ферми, ліхтаря, зв'язків з відповідними коефіцієнтами надійності по навантаженню. Лінійне розподілене навантаження на ригель збираються із площі A_1 (див. рис. 1.4).

При підрахунку лінійного навантаження на ригель q_g (рис. 1.4,а,б) проектують q_g на горизонтальну поверхню (рис. 1.4,в) і збирають її із ширини, рівної кроку ферм B_ϕ . Таким чином,

$$q_g = gB_\phi / \cos \alpha. \quad (1.1)$$

При шарнірному сполученні ригеля з колоною необхідно врахувати позацентровість обпирання ферми на колону (рис. 1.4,б), через яку виникає зосереджений момент, дорівнює

добутку опорної реакції ферми на її ексцентриситет e_ϕ . Крім того, якщо є підкроквяні ферми, то на колону будуть діяти зосереджені сили $F_{пф}$, рівні опорним реакціям підкроквяних ферм. Сила $F_{пф}$ дорівнює ваги покриття на площі A_2 (див. рис. 1.4).

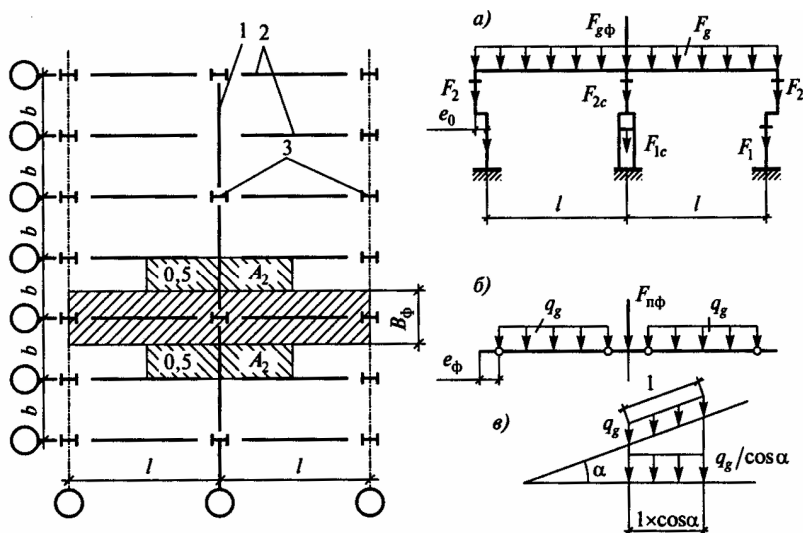


Рис. 1.4. Розрахункові схеми рам при розрахунку на постійні навантаження:

1 – підкроквяна ферма; 2 – кроквяні ферми; 3 – колони

Інші постійні навантаження збирають у зосереджені сили, прикладені умовно до низу підкранової й надкранової частин колони. Сила F_1 , включає власну вагу колони (нижню частину), навантаження від стін на ділянці від низу рами до уступу колони (якщо стіна несамонесуча); F_2 включає вагу верхньої частини колони й вага стін вище уступу; сили F_{1c} й F_{2c} рівні ваги нижньої й верхньої частин середньої колони. При цьому моменти, що виникають від ваги стін, у розрахунку не враховуються.

Власна вага маси конструктивних елементів сталевих каркасів визначається за табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Витрата стали на виробничі будинки загального призначення

Розташування мостових кранів	Витрата стали, кг/м ² , будинку			
	Намет	Колони	Підкранові балки	Усього
Одноярусне при вантажопідйомності (т):				
до 100	30-45	25-60	20-60	80-150
від 125 до 250	30-45	55-90	40-100	140-250
Двох'ярусне	30-45	80-100	70-160	220-300

Власна вага підкранових балок ураховується при підрахунку тимчасових навантажень від мостових кранів.

1.4. Тимчасові навантаження

Навантаження від мостових кранів. При русі колеса мостового крана на рейку передаються сили трьох напрямків (рис. 1.5,а).

Вертикальна сила F_k залежить від ваги крепу, ваги вантажу на гаку крана й положення візка на крановому мосту. Сила F_k – динамічна, тому що при ударі колеса об рейку й у результаті ривків при підйомі вантажу виникають інерційні сили.

У мостових кранів, де не менш чотирьох коліс, обпирання крана на рейки статично невизначено. При русі крана відбувається перерозподіл вертикальних сил між колісьми, динамічні впливи яких з однієї сторони крана враховуються при розрахунку підкранових балок. Найбільше вертикальне нормативне зусилля F^n визначається при крайнім положенні візка крана на мосту з вантажем на гаку крана, маса якого дорівнює вантажопідйомності крана Q (рис. 1.5,б). Величина зазначена в стандартах на крани або в паспортних кранів.

Нормативне значення сили T^n , передане на поперечну раму, визначається по формулах:

- для кранів із гнучким підвісом вантажу

$$T^n = 0,05(Q + G_T) / n ; \quad (1.2,a)$$

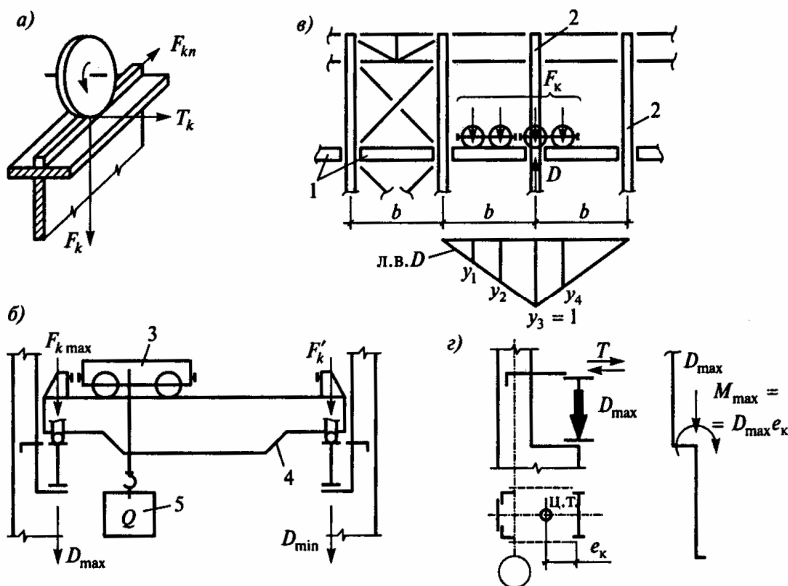


Рис. 1.5. До визначення навантажень на раму від мостових кранів:

1 – підкранові балки; 2 – колони; 3 – візок крана; 4 – крановий міст;
5 – вантаж

• те ж із твердим

$$T^n = 0,1(Q + G_T) / n, \quad (1.2, a)$$

де Q – вантажопідйомність крана, кН; G_T – вага візка, кН;
 n – число коліс із однієї сторони.

Сила T може бути спрямована як усередину прольоту, так і із прольоту.

Поздовжня сила F_{kn} виникає від сил гальмування крана. Нормативна сила, спрямована уздовж шляхи, приймається рівної 0,1 від нормативного вертикального навантаження на гальмівні колеса.

Для кранового навантаження встановлений коефіцієнт перевантаження (надійності по навантаженню) $\gamma_f = 1,1$.

Вертикальне навантаження на підкранові балки й колони визначаються від двох кранів, найбільш несприятливих по впливі. У багатопрогонних цехах в одному створі розглядається

вплив не більше чотирьох кранів (по двох у різних прольотах). Імовірність збігу нормативних навантажень від декількох кранів дуже мала. Імовірність збігу нормативних навантажень від різних кранів ураховується в розрахунку введенням коефіцієнта сполучень ψ , рівного при навантаженні від двох кранів досить важкого ВТ і важкого T режимів роботи (групи 7 К, 8 К) – 0,95, середнього С й легень Л режимів (групи 1 К -6 К) – 0,85, а при обліку чотирьох кранів – відповідно 0,8 й 0,7.

Розрахункове зусилля D_{\max} , передане на колону колісьми крана, визначається по лінії впливу опорних реакцій (л. в. D) підкранових балок (рис. 1.5,в) при невідгнотному розташуванні кранів

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum F_k^n \cdot y + \gamma_g G_{nk}^n, \quad (1.3)$$

де γ_f, γ_g, ψ – коефіцієнти надійності по навантаженню й сполучень; F_k^n – нормативне вертикальне зусилля колеса; y – ордината лінії впливи; G_{nk}^n – нормативна вага підкранової конструкції (включає умовно в тимчасове навантаження).

На інший ряд колон також будуть передаватися зусилля, але значно менші (рис. 1.5, б). Сила D_{\min} визначається

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum F_k' \cdot y + \gamma_g G_{nk}^n, \quad (1.4)$$

де $F_k' = (Q + G_g) / n - F_k^n$.

Сили D_{\max} та D_{\min} не тільки стискають нижню частину колони, але й передають на неї згинальний момент (рис. 1.5,г)

$$M_{\max} = D_{\max} e_k; \quad M_{\min} = D_{\min} e_k, \quad (1.5)$$

де e_k – відстань від осі підкранової балки до осі центра ваги нижньої частини колони.

Розрахункова горизонтальна сила T , передана підкрановими балками на колону від сил T_k , визначається по формулі

$$T = \gamma_f \psi \sum T_k^n \cdot y. \quad (1.6)$$

Ця сила прикладена до рами в рівні верху підкранової балки (див. рис. 1.5,г).

У багатопрогонових цехах при визначенні навантажень від мостових кранів можуть бути завантажені кілька колон, що входять у розрахунковий блок, наприклад у крайньому прольоті, якщо колони в крайньому прольоті розташовані частіше.

Снігове навантаження. Розрахункове лінійне навантаження на ригель рами від снігу q_s визначаються по формулі

$$q_s = \gamma_s \mu S_0 B_{\phi}, \quad (1.7)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності по сніговому навантаженню; μ – коефіцієнт переходу від навантаження на землі до навантаження на 1 м^2 проекції покрівлі, дорівнює одиниці при ухилі $\alpha \leq 25^\circ$; S_0 – вага снігового покриву на землі, що залежить від району будівництва й визначав по СНиПу; B_{ϕ} – крок ферм.

Схеми рам при розрахунку на снігове навантаження подібні до схем на рис. 1.4.

Вітрове навантаження. У зв'язку з тим, що швидкість вітру досить різко міняється, це навантаження впливає динамічно. Тому тиск вітру W_0 залежить від району будівництва й висоти будинку над поверхнею землі. Нормативний тиск W_0 визначений для висоти 10 м у відкритій місцевості. Зміна нормативного вітрового навантаження залежно від висоти враховується коефіцієнтом k .

За будинком (по напрямку вітру) виникає зона зниженого тиску.

Умови обтікання вітром ураховуються аеродинамічним коефіцієнтом c (див. СНиП по навантаженнях і впливам).

Таким чином, розрахункове вітрове навантаження, передане на стійку рами, визначається по формулі

$$q_{W_0} = \gamma_w W_0 k c B, \quad (1.8)$$

де W_0 – нормативний тиск вітру, прийняте по СНиП 2.01. 07-85*; k – коефіцієнт, що враховує висоту й захищеність від вітру; c – аеродинамічний коефіцієнт, що залежить від розташування й конфігурації поверхні (для вертикальних стін $c = 0,8$ з навітряної сторони й $c = 0,6$ для укосу); γ_w – коефіцієнт надій-

ності по вітровому навантаженню, рівний 1,4; B – ширина розрахунковий блока.

У будинках з однаковим кроком колон ширина B дорівнює кроку рам b (рис. 1.6,а). З різним кроком колон по рядах, а також при наявності стійок фахверка ширина розрахункового блоку показана на рис. 1.6,б,в.

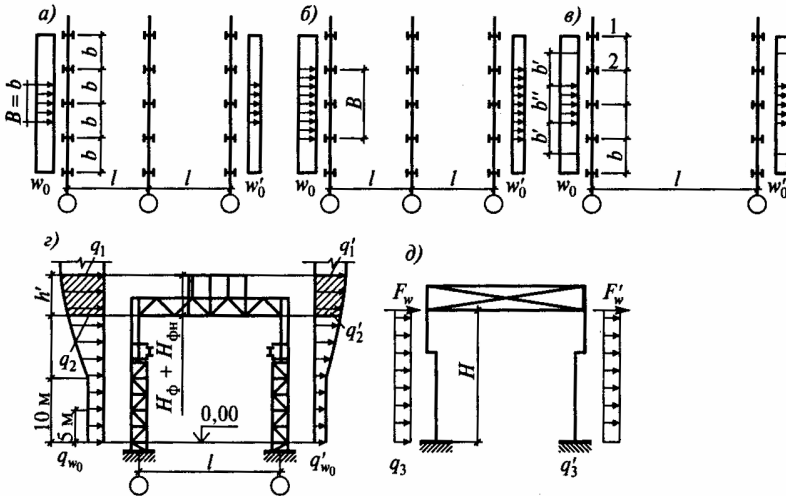


Рис. 1.6. Схема вітрового навантаження на раму:

1 – колона; 2 – стійка фахверка

Схема зміни вітрового навантаження по висоті будинку наведена на рис. 1.6,г. Для зручності розрахунку лінійне навантаження можна замінити еквівалентної q_s , рівномірно розподіленої по всій висоті. Еквівалентні навантаження активного тиску й відсосу визначаються по формулах:

$$q_s = q w_0 k_s; \quad q'_s = q' w_0 k'_s; \\ k_s = k_0 + \frac{(k_H - k_0)(H - 5) \left[5 + \frac{2(H - 5)}{3} \right]}{H^2}, \quad (1.9)$$

де qw_0 – розрахункове вітрове навантаження при $k=1$; k_0 – коефіцієнт до у поверхні землі; k_H – коефіцієнт до на оцінці H ; H – висота колони, м.

Вітрове навантаження, що діє від низу ригеля до найбільш високої точки будинку, замінюється зосередженою силою, прикладеної в рівні низу ригеля рами. Величина цієї сили від активного тиску й отсосу представлена у вигляді заштрихованої частини площі епюри, показаної на рис. 1.6,м.

$$F_w = (q_1 + q_2)h'/2; \quad F_w = (q'_1 + q'_2)h'/2. \quad (1.10)$$

Розрахункова схема рами при дії вітрового навантаження показана на рис. 1.6,д. Напрямок вітру може бути як в одну, так й в іншу сторону.

При наявності стійок поздовжнього фахверка (див. рис. 1.6,в) на раму впливає лінійне навантаження q_w , що збирає із ширини b , передана стійками фахверка частково на фундамент, а частково у вигляді зосередженої сили на раму у верхніх вузлах.

1.5. Інші навантаження

Крім розглянутих навантажень у будинках з мостовими кранами в деяких випадках при розрахунку рам доводиться враховувати навантаження, зв'язані зі специфікою умов експлуатації проектного об'єкта.

До них ставляться навантаження від ваги конструкції й робочих площадок, консольних підвісних кранів або тельферів; спецнавантаження, що виникають при ремонті технологічного встаткування, сейсмічні впливи для будинків, що будуються в районах землетрусів.

При розрахунку рам у ряді випадків ураховуються й технологічні температурні впливи.

ТЕМА 2

ОБЛІК ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ КАРКАСА ПРИ РОЗРАХУНКУ ПОПЕРЕЧНИХ РАМ

Просторовий каркас промислового будинку в розрахунках звичайно розчленовується на плоскі поперечні рами й поздовжні конструкції. Навантаження від мостових кранів діють лише на кілька поперечних рам (звичайно на три). Інші рами створюють відсіч, що зменшує розподіл і величину згинального моменту в найбільш навантаженій поперечній рамі.

Точний розрахунок просторового каркаса на навантаження від мостових кранів виконується за допомогою ЕОМ. Як розрахункова схема приймається стрижнева система, що складається з 5-7 плоских поперечних рам, з'єднаних у рівні ригеля й підкранових конструкцій елементами твердості (рис. 2.1,а).

Якщо розраховують плоску поперечну раму, то відпорний вплив інших рам ураховують введенням пружньоподатливих опор (рис. 2.1,б). У розрахунковій схемі пружньоподатливу опору в рівні підкранових конструкцій можна не враховувати. У цьому випадку врахувати просторову роботу каркаса можна, визначивши реакцію відсічі Y на рівні ригеля або відповідний зсув рами $\Delta_{\text{пр}}$ в системі просторового блоку.

Зсув рами під навантаженням від мостових кранів у системі просторового блоку $\Delta_{\text{пр}}$ менше зсуву плоскої рами Δ , навантаженої тією же силою (рис. 2.1,г). Відношення $\Delta_{\text{пр}}/\Delta$ називають коефіцієнтом просторової роботи $\alpha_{\text{пр}}$.

Тому що зсув пропорційно силі, що викликає його, те $\alpha_{\text{пр}}$ можна представити:

$$\alpha_{\text{пр}} = \Delta_{\text{пр}} / \Delta = (F - R) / R = 1 - R / F, \quad (2.1)$$

де F – еквівалентна сила, прикладена в рівні нижнього пояса ферми й зухвала таке ж переміщення плоскої рами Δ , як і навантаження від кранів.

Елементи покриття (зв'язку й покрівля) можна розглядати як нерозрізні балки, що опираються на пружньоподатливі опори (рис. 2.1,д).

Реакція пружнєподатливої опори R від дії сили F дорівнює

$$R = \alpha F . \quad (2.2)$$

Коефіцієнт пружної відсічі α визначають по табл. 6.2 залежно від параметра β , що характеризує співвідношення твердостей рами й покриття:

$$\beta = B^3 \sum I_n d / H^3 I_\Pi , \quad (2.3)$$

де B – крок поперечних рам; H – висота колони; $\sum I_n$ – сума моментів інерції нижніх частин колон; d – коефіцієнт приведення східчастої колони до еквівалентного по зсуві колони постійного перерізу; $I_\Pi = I_{\text{св}} + I_{\text{кр}}$; $I_{\text{св}}$ – момент інерції поздовжніх зв'язків по нижніх поясах ферм; $I_{\text{кр}}$ – еквівалентний момент інерції покритті.

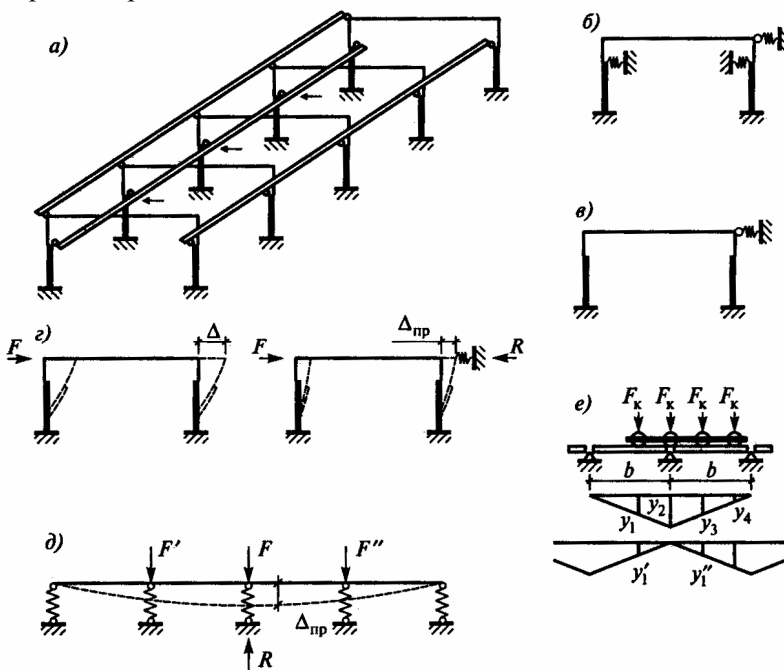


Рис – 2.1. До обліку просторової роботи каркаса

Момент інерції зв'язків приймається залежно від способу кріплення рам: $I_{\text{св}} = 0,7I$ у випадку кріплення зв'язків на зварюванні й $I_{\text{св}} = 0,15I$ для зв'язків на болтах (I – момент інерції пояса зв'язків щодо центра ваги в'язевої ферми).

У курсовому проекті для однопрогонового будинку залежно від типу покрівлі, прольоту будинку, наявності або відсутності ліхтаря, вантажопідйомності мостових кранів, способу кріплення зв'язків $\sum I_n / I_n$ приймається в наступних межах:

Таблиця 2.1 – Коефіцієнти α і α' для блоку із семи рам з одноступінчастими колонами

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,25

- для покриттів крупнорозмірними залізобетонними плитами -1/40 – 1/100;
- для покриттів дрібнорозмірними залізобетонними плитами по прогонах 1/10 – 1/25;
- для покриттів плоским сталевим листом ($t = 3$ мм) або сталевими панелями по прогонах 1/5 – 1/10;
- для покриттів із профільованим настилом по прогонах (панелями із профнастила) 1/2 – 1/6.

Менші значення $\sum I_n / I_n$ варто приймати в будинках без ліхтарів прольотом 36 м із кранами малої вантажопідйомності. У випадку кріплення зв'язків на зварюванні приймають $\sum I_n / I_n$ не більше 1/3.

Для двопрогінних рам з однаковим кроком колон просторова робота враховується так само, як і для однопрогонних. При різному кроці колон розрахунок виконують «блоковим» методом. Ширина розрахункового блоку приймається по кроці середніх колон.

Зі збільшенням числа прольотів рами відсіч збільшується й зсув найбільш навантаженої рами зменшується, тому при трьох і більше прольотах стійки рам вважають закріпленими від зсуву в

рівні нижнього пояса кроквяних ферм (розраховуючи на навантаження від кранів).

2.1. Практичні прийоми визначення розрахункових зусиль в елементах рами

Для окремих елементів і перерізів найбільші розрахункові зусилля можна одержувати при різних сполученнях тимчасових навантажень; визначати зусилля M, N, Q в елементах рами доводиться від кожного з навантажень, прикладених до рами.

Рама розраховується методами будівельної механіки (методами сил або переміщень) з урахуванням дійсної роботи каркаса (див. тему 1).

Однопрогонові й багатопрогонові рами з однаковою висотою прольотів розраховуються методом переміщень, багатопрогонові складного профілю – методом сил. Зараз розрахунок рам виробляється з використанням ЕОМ.

2.2. Послідовність статичного розрахунку рами й реалізація її при різних навантаженнях

1. За конструктивною схемою вибрати розрахункову схему й обґрунтувати її (див. тему 1). Задати твердості елементів (або їхнє співвідношення).

2. Вибрати метод розрахунку й основну систему.

3. Для основної системи побудувати епюри M від одиничних невідомих (один раз для всіх навантажень) і епюри M_p від даного навантаження. При побудові епюр можна для стійок постійного перерізу й східчастих скористатися готовими формулами (табл. 2.2), таблицями чисельних значень (табл. 2.3).

4. Скласти канонічні рівняння методу переміщень або методу сил і знайти їхні коефіцієнти. Наприклад, при одному невідомому

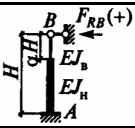
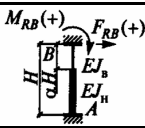
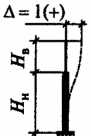
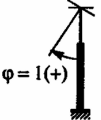
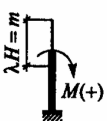
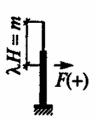
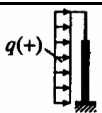
$$\left. \begin{aligned} r_{11}\Delta_1 + r_{1p} &= 0 \text{ (метод переміщень)} \\ \delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} &= 0 \text{ (метод сил)} \end{aligned} \right\} . \quad (2.4)$$

Таблиця 2.2 – **Формули для визначення реакцій F_{RB} та M_{RB} в східчастих стійках (при шарнірному й твердому обпирання стійки):**

$$\alpha = H_e / H ; \lambda = m / H ; \mu = I_n / I_b - 1 ; c = 1 + \alpha^3 \mu ; g = \alpha + \lambda ; n = 1 + \alpha^4 \mu ;$$

$$s = 1 + \lambda ; p = 2 + \lambda ; t = \alpha - \lambda ; u = 2\alpha + \lambda ;$$

$$\text{тільки при твердому } \alpha = 1 + \alpha \mu ; b = 1 + \alpha^3 \mu ; k = 4ac - 3b^2$$

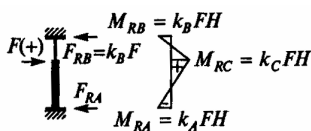
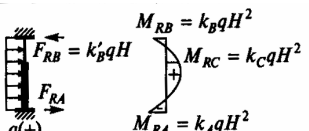
Схема завантаження	Розрахункова схема	
		
	$F_{RB} = 3EJ_n / H^3 c$	$F_{RB} = 12aEJ_n / H^3 k$ $M_{RB} = -6bEJ_n / H^2 k$
	$F_{RB} = 0$	$F_{RB} = -6bEJ_n / H^2 k$ $M_{RB} = 4cEJ_n / Hk$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[3M(t^2 + \mu g t)] / 2Hc$ $F_{RB} = M[6l(b - as) + 6\mu t \times (b - ag)] / Hk$ $M_{RB} = M[1(3bs - 4c) + \mu t \times (3bg - 4c)] / k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -3Mts / 2Hc$ $F_{RB} = 6Ml(b - as) / Hk$ $M_{RB} = M1(3bs - 4c) / k$
	$\lambda < \alpha$	$F_{RB} = -[FM(t^2 p + \mu r^2 u)] / 2c$ $F_{RB} = F[t^2(3b - 2ap) + \mu t^2 \times (3b - 2au)] / k$ $M_{RB} = F[t^2(pb - 2c) + \mu t^2 \times (bu - 2c)]H / k$
	$\lambda \geq \alpha$	$F_{RB} = -Ft^2 p / 2c$ $F_{RB} = Ft^2(3b - 2ap) / k$ $M_{RB} = Ft^2(pb - 2c)H / k$
	$F_{RB} = -3qnH / 8c$	$F_{RB} = q(2bc - 3an)H / 2k$ $M_{RB} = q(9bn - 8c^2)H^2 / 12k$

Таблиця 2.3 – Коефіцієнти для визначення реакцій і згинаючих моментів у східчастій стійці із затисненими кінцями

$$\alpha = H_e / H ; n = I_B / I_H ; I = EI_H ; k_c^H = kc ; k_c^B = k_c + 1$$

k		Значення n												+
		0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0	
k _B	0,2	-0,664	-0,948	-1,216		1,264	1,672	2,051		-0,075	-0,044	-0,011	0,32	
	0,25	-0,607	-0,871	-1,114		1,265	1,624	1,972		-0,13	-0,108	-0,084	0,2	
	0,3	-0,58	-0,827	-1,055	-4	1,268	1,622	1,942	6	-0,171	-0,159	-0,145	0,07	
	0,35	-0,563	-0,797	-1,02		1,278	1,625	1,942		-0,194	-0,196	-0,188	0,02	
	0,4	-0,566	-0,789	-1,006		1,315	1,658	1,971		-0,213	-0,223	-0,224	-0,12	
k _C	0,2	-0,401	-0,614	-0,806	-2,8	0,224	0,508	0,778	3,6	-0,778	-0,753	-0,728	-0,488	
	0,25	-0,29	-0,465	-0,621	-2,5	-0,234	0,174	0,392	3	-0,755	-0,735	-0,715	-0,52	
	0,3	-0,2	-0,341	-0,472	-2,2	-0,287	-0,109	0,092	2,4	-0,729	-0,708	-0,695	-0,522	
	0,35	-0,116	-0,229	-0,34	-1,9	-0,51	-0,38	-0,248	1,8	-0,709	-0,684	-0,666	-0,548	
	0,4	-0,04	-0,137	-0,218	-1,6	-0,668	-0,61	-0,529	1,2	-0,695	-0,669	-0,647	-0,544	
k _A	0,2	0,6	0,724	0,835		-3,94	415	4,314		0,411	0,411	0,403	0,28	
	0,25	0,657	0,753	0,858		-3,931	418	4,343		0,37	0,392	0,393	0,305	
	0,3	0,687	0,795	0,887	2	-3,915	415	-4,341	-6	0,3	0,344	0,363	0,33	
	0,35	0,715	0,828	0,922		-3,832	411	4,321		0,193	0,266	0,302	0,325	
	0,4	0,749	0,869	0,965		-3,642	4,01	4,277		0,08	0,16	0,218	0,32	
k' _B	0,2	1,264	1,672	2,051		5,203	5,82	6,365		-1,487	-1,455	-1,514	-0,96	
	0,25	1,265	1,624	1,972		5,195	5,8	6,315		-1,5	-1,5	-1,477	-1,11	
	0,3	1,268	1,622	1,942	6	5,182	5,77	6,283	12	-1,471	-1,503	-1,5	-1,26	
	0,35	1,278	1,625	1,942		5,11	5,73	6,263		-1,387	-1,462	-1,49	-1,32	
	0,4	1,315	1,658	1,971		4,956	5,67	6,248		-1,293	-1,383	-1,442	-1,44	

Закінчення табл. 2.3

							
Значення n							
0,1	0,15	0,2	1,0	0,1	0,15	0,2	1,0
-0,085	-0,088	-0,092	-0,128	-0,042	-0,045	-0,049	
-0,092	-0,097	-0,101	-0,138	-0,046	-0,05	-0,053	
-0,095	-0,101	-0,106	-0,147	-0,05	-0,053	-0,056	-0,083
-0,092	-0,1	-0,106	-0,146	-0,052	-0,056	-0,059	
-0,086	-0,096	-0,103	-0,144	-0,054	-0,059	-0,061	
0,079	0,077	0,075	0,05	0,025	0,023	0,021	-0,003
0,094	0,095	0,094	0,069	0,031	0,03	0,029	0,01
0,103	0,107	0,105	0,088	0,036	0,036	0,035	0,022
0,106	0,111	0,113	0,102	0,037	0,038	0,038	0,03
0,103	0,111	0,115	0,115	0,033	0,036	0,039	0,037
-0,067	-0,059	-0,055	-0,032	-0,108	-0,104	-0,101	
-0,097	-0,082	-0,077	-0,048	-0,113	-0,105	-0,101	
-0,133	-0,111	-0,102	-0,063	-0,117	-0,108	-0,104	-0,083
-0,177	-0,146	-0,129	-0,08	-0,125	-0,113	-0,108	
-0,21	-0,175	-0,158	-0,096	-0,137	-0,122	-0,113	
-0,817	-0,829	-0,837	-0,896	-0,434	-0,442	-0,448	
-0,745	-0,765	-0,775	-0,84	-0,433	-0,443	-0,451	
-0,663	-0,692	-0,704	-0,784	-0,432	-0,445	-0,452	-0,5
-0,565	-0,604	-0,627	-0,716	-0,428	-0,443	-0,451	
-0,477	-0,521	-0,545	-0,648	-0,417	-0,437	-0,449	

5. Вирішити канонічні рівняння, знайшовши невідомі для плоскої окремої рами.

6. Урахувати просторову роботу каркаса. При використанні методу переміщень коефіцієнти $\alpha_{\text{пр}}$ обчислюють по формулі

$$\alpha_{\text{пр}} = 1 - \alpha - \alpha''(n/\sum y - 1),$$

де α, α'' – коефіцієнти, прийняті по табл. 2.1; n – число коліс на одній нитці підкранових балок; $\sum y$ – сума ординат лінії впливу реакції розглянутої рами.

Переміщення $\Delta_{\text{пр}}$ обчислюють по формулі $\Delta_{\text{пр}} = \alpha_{\text{пр}} \Delta$.

При розрахунку методом сил $x_{\text{пр}} = x - R_x$, де x – невідоме, певне для плоскої рами; R_x – реакція пружної відсічі по напрямку x .

7. Побудувати епюри M, Q, N , значення яких S у всіх характерних перерізах рами визначаються по формулі

$$S = S_p + \sum S_i x_{\text{пр}i}, \quad (2.5)$$

де S_p – зусилля в перерізі основної системи від навантаження;

S_i – зусилля в основній системі від i -го одиничного невідомого; $x_{\text{пр}i}$ – i -і невідоме, певне з урахуванням просторової роботи (для навантажень, що впливають на всі рами каркаса, $x_{\text{пр}} = x$, тобто невідомому, певному для плоскої окремої рами).

8. Перевірити правильність побудови епюр.

При реалізації цієї послідовності необхідно враховувати особливості розрахунку при різних впливах.

ТЕМА 3

РОЗРАХУНОК РАМ НА ВЕРТИКАЛЬНІ НАВАНТАЖЕННЯ, ПРИКЛАДЕНІ ДО РИГЕЛЯ

При розрахунку рам на вертикальні навантаження, прикладені безпосередньо до ригеля (постійна, снігова), не можна зневажати пружними деформаціями ригеля, тому що це може привести до істотних перекручувань у значеннях розрахункових зусиль у колонах.

При симетричних однопрогонових рамах із симетричними навантаженнями горизонтальні зсуви верхніх вузлів $\Delta = 0$ й єдиний невідомим є кут повороту верхнього вузла рами φ .

При шарнірному сполученні ригеля з колонами його розраховують як звичайну ферму, що вільно лежить на опорах. Моменти виникають тільки в колонах через розбіжність осей верхньої й нижньої частин колони й ексцентриситету додатка опорної реакції ферми.

Розрахунок рам з нескінченно твердими ригелями на навантаження, прикладені до стійок. За основну систему при розрахунку рами методом переміщень приймається рама, що умовно закріплена від бічного зсуву. При шарнірному й твердому сполученні ригеля з колоною є один невідоме $-\Delta$ (зсув верхнього вузла). При обчисленні канонічного рівняння r_{1p} (по формулі 2.4) для вітрового навантаження треба врахувати сили F_w та F'_w (див. рис. 1.6), прикладені безпосередньо до умовної опори. Розраховуючи на навантаження, прикладені не до всіх рам, ураховується просторова робота ($\alpha_{пр} \neq 1$), а розраховуючи на навантаження, що діють на всі рами, просторова робота не враховується.

3.1. Багатопрольотні рами

Багатопрольотні рами розраховуються при однаковій висоті прольотів, також як однопрогонові. При шарнірному сполученні ригеля з колоною (рис. 3.1,а) можна прийняти, що рама не зміщується, тобто ввести стержень 1. У результаті рішення каноні-

чного рівняння перебуває зсув Δ , однакове для всіх стійок. Моменти в стійці визначаються як сума моментів від навантаження в незміщасій стійці, що, і моментів у консолі, що виникають від зсуву (рис. 3.1,б).

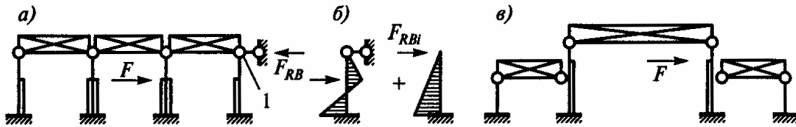


Рис. 3.1 – До розрахунку багатопролітних рам

У будинках з різною висотою прольотів рам (рис. 3.1,в) розрахунок зручніше робити методом сил, використовуючи табл. 2.2 та 2.3.

3.2. Розрахунок рам на температурні впливи

У багатопролітних рамах, якщо їх ширина перевершує значення, наведені в табл. 2.3 і відсутній поздовжній температурний шов, потрібно враховувати додаткові зусилля, що виникають від температурних впливів, при цьому пружними деформаціями ригеля зневажають.

На багатопрольотній рамі (рис. 3.2,а), що має прольоти l_1 , l_2 і т.д., необхідно визначити крапку, що залишається нерухомою при температурному подовженні або вкороченні ригеля. Позначаємо відстань від цієї точки до крайньої лівої колони а, а до крайньої правої – $(L - a)$, де L – сума всіх прольотів рами (відстань між осями крайніх колон).

При температурному подовженні (або вкороченні) ригеля зсуву колон Δ_{ti} будуть пропорційні й рівні $\alpha t a_i$ ($\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ – коефіцієнт лінійного розширення стали; t – перепад температури; a_i – відстань від колони до нерухомої точки). Рівняння рівноваги ($\sum R_{Ri} \Delta_{ti} = 0$, де F_{Ri} – реакції колон від одиничного зсуву верхньої опори, певні по табл. 2.2 та 2.3) дозволяє знайти

положення нерухомої точки, визначити a_i , зсув кожної колони Δ_{ti} й зусилля, що виникають у ній від зсуву. Через ригель ці реакції будуть передаватися й урівноважуватися біля нерухомої точки.

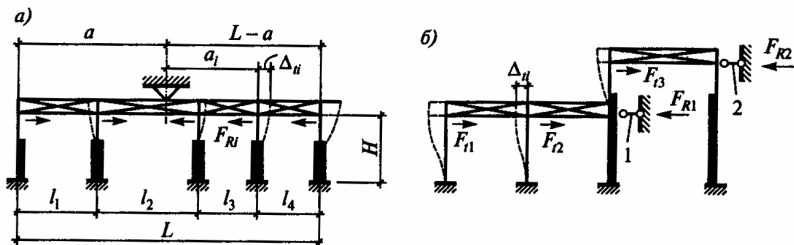


Рис. 3.2. Розрахункові схеми рам при визначенні температурних переміщень

При різній висоті колон визначаються зсуви оголовків колон Δ_{ti} від температурного подовження (або вкорочення) ригелів в основній системі й по цих зсувах обчислюються реакції стержнів 1 та 2 в основній системі ($F_{R_1} = F_{t_1} + F_{t_2}$; $F_{R_2} = F_{t_3}$). Потім обчислюються звичайним шляхом зсуву від реакцій F_{R_1} та F_{R_2} . Розрахункові величини зсувів оголовків колон визначаються додаванням переміщенні Δ_{ti} і зсуви від реакції F_{R_1} та F_{R_2} .

При більших зусиллях від перепадів температури необхідно врахувати пружні деформації ригеля.

Щоб забезпечити нормальну експлуатацію виробничих будинків з мостовими кранами, каркас будинку повинен мати необхідну твердість.

Норми проектування обмежують значення деформацій (зсуву) колон на рівні верхнього пояса підкранових балок величинами: для будинків з мостовими кранами групи режиму роботи 1К – 3К – $h/500$; 4К – 6К – $h/1000$; 7К, 8К – $h/2000$, де h – відстань від низу бази колони до голівки підкранової рейки.

Величина зсуву визначається від сили гальмування візка одного крана найбільшої вантажопідйомності із числа встановлених у прольоті.

3.3. Визначення розрахункових зусиль в елементах рами

Визначивши в рамі згинальні моменти й нормальні сили від розрахункових навантажень, знаходять їх більше не вигідне сполучення. Нормами проектування передбачені основні й особливі сполучення навантажень. При *основних* сполученнях ураховуються: 1) постійні навантаження, плюс тимчасові тривалі навантаження, плюс одна короткочасна з коефіцієнтом сполучень, рівним одиниці; 2) постійні й тимчасові тривалі навантаження плюс не менш двох короткочасних, помножених кожна на коефіцієнт сполучень 0,9. Особливі сполучення враховуються при наявності сейсмічних й інших особливих навантажень.

Для рам промислових будинків складаються комбінації навантажень від снігу, кранів і вітру (короткочасні навантаження).

Для зручності визначення розрахункових зусиль складаються вступні таблиці зусиль. Моменти в опорних перерізах ригеля дорівнюють моментам, що діють у перерізі 1-1 для колон. У таблицю зусиль вносять значення моментів M і поздовжніх сил N окремо від всіх навантажень. Для зручності визначення розрахункових комбінацій зусиль вони приводяться з коефіцієнтами сполучень 1 та 0,9 (крім постійних навантажень, які завжди беруться з коефіцієнтом 1). Зусилля M й N виписують для перерізів, де зусилля носять стрибкоподібний характер і де розмір перерізів колони змінюється.

Для нижньої ділянки колони крім зусиль M і N визначають значення поперечної сили Q , необхідної для розрахунку розкосів наскрізних колон і фундаментів.

Для розрахунку анкерних болтів приймають комбінацію розрахункових зусиль у перерізі 4-4, що дає максимальне розтягання в анкерних болтах.

Часто така комбінація має найменшу поздовжню силу Q , але найбільші моменти. Якщо зусилля від постійного наванта-

ження зменшують розтягання в анкерних болтах, то вони враховуються з коефіцієнтом надійності по навантаженню 0,9.

По складених комбінаціях зусиль визначається найбільш невідгідна.

Якщо рама симетрична, то зусилля складаються для характерних перерізів однієї стійки. Щоб урахувати всі можливі випадки завантаження, у табл. 6.6 занесені зусилля від кранових впливів при розташуванні візка в правої стійки, зусилля від сили T , прикладеної до іншої стійки, зусилля при іншому напрямку вітру. Зусилля, прийняті для розрахунку колон, виділяються в таблиці рамкою.

ТЕМА 4

КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТТІВ

4.1. Прогони покриття

Покриття промислових будинків складаються з наступних елементів: кроквяних конструкцій (ферми, балки суцільного перерізу й т.п.); підкроквяних конструкцій (при кроці колон більшому, ніж крок кроквяних конструкцій); горизонтальних і вертикальних зв'язків; прогонів (при використанні дрібнорозмірних покрівельних елементів); ліхтарів.

Прогони сприймають навантаження від покрівлі й передають її на кроквяні конструкції. Прогони бувають суцільного й ґратчастого перерізу. Суцільні – простіше у виготовленні й монтажі, застосовуються при кроці ферм 6 м. Суцільні прогони виготовляють із прокатних швелерів, рідше із двотаврів. Більше раціональні прогони із гнутих профілів швелерного, 3-образного й Z-образного перерізу (рис. 4.1). Вони мають розвинену висоту при тонкій стінці. Щоб забезпечити стійкість полиць, улаштовують відгини.

При легкій покрівлі й невеликих навантаженнях прогони із гнутих профілів застосовуються при кроці ферм до 12 м. При більших навантаженнях раціональні прогони з перфорованого («наскрізного» двотавра) (рис. 4.1,г) і тонкостінних балок.

У казахському відділенні ЦНИИПСКА розроблені й впроваджені прогони з гофрованою стінкою товщиною 3 мм. Гофрування забезпечує стійкість стінки.

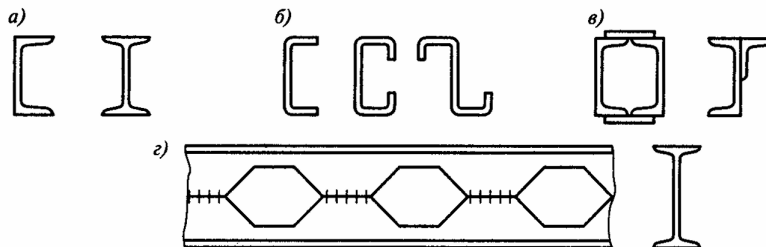


Рис. 4.1. Типи перерізу прогонів:

а – прокатні; б – гнуті; в – складові (по ковзані й у розжолобках);
г – перфоровані (наскрізні)

При малоуклінійній покрівлі ($i \leq 2,5\%$) робота прогонів нічим не відрізняється від роботи звичайних прокатних балок на вертикальне навантаження.

При великому ухилі прогони працюють на вигин у двох площинах – косий вигин. Вертикальну силу розкладають на діючу в площині більшої твердості прогону q_x й скатну складову q_y (рис. 4.2, а).

Щоб зменшити згинальний момент від скатні складової, прогони розкріплюють тяжами із круглої сталі діаметром 18-22 мм (рис. 4.2, б). Тяжі ставлять між всіма прогонами, крім конькового. У ковзана тяжі кріпляться до кроквяної ферми або до конькового прогону поблизу опор. По ковзані можуть установлюватися спарені прогони з більшою твердістю.

Найбільші напруги в прогоні при вигині у двох площинах рівні

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x / W_x + M_y / W_y \leq R_y \gamma_c. \quad (4.1)$$

Міцність прогонів дозволяється перевіряти з урахуванням пластичних деформацій по формулі

$$\sigma = M_x / C_x W_x + M_y / C_y W_y \leq R_y \gamma_c, \quad (4.2)$$

де C_x та C_y – коефіцієнти, що залежать від типу перерізу прогону.

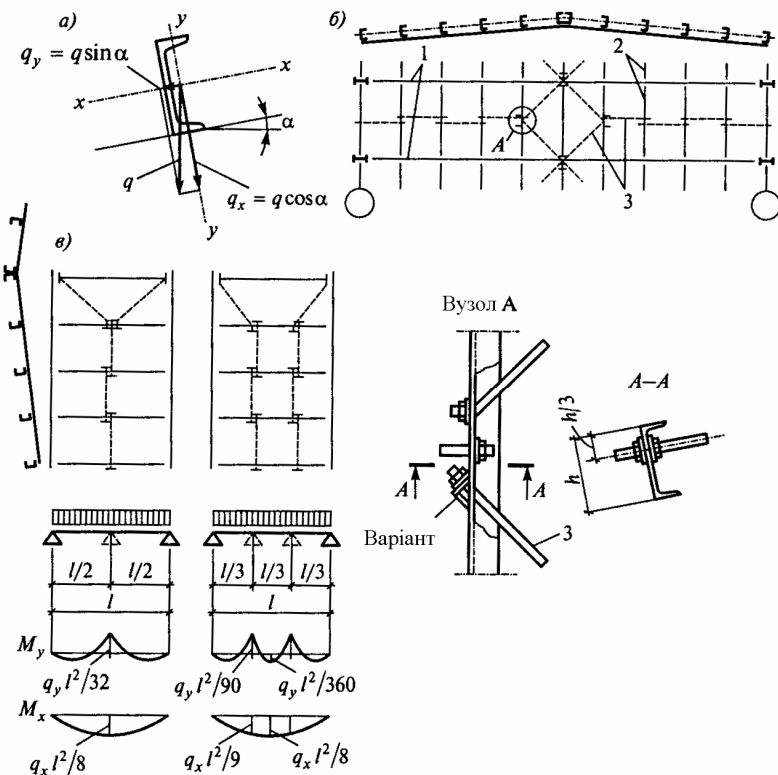


Рис. 4.2. До розрахунку прогонів:

а – схема дії навантажень; б – розв'язка прогонів тяжами;
в – до визначення зусиль у прогонах; 1 – ферми; 2 – прогони; 3 – тяжі

Прогин прогонів від нормативного навантаження перевіряють тільки в площині, нормальній до скату; цей прогин не повинен перевищувати 1/200 прольоту.

Прогони кріплять до поясів ферм за допомогою коротишей з куточків, планок, гнутих елементів з листової сталі.

Гратчасті прогони можуть мати різні конструктивні рішення (рис. 4.3,в).

Недоліком таких прогонів є велика кількість елементів і вузлових деталей. У якості типового прийнятий трьохпанельний прогін. Верхній пояс складається із двох швелерів, елементи грат – з одного гнутого швелера. Розкоси до верхнього пояса

кріплять на дуговому або контактному зварюванні (рис. 6.21,г) Розраховують такі прогони як ферми з нерозрізними верхніми поясами.

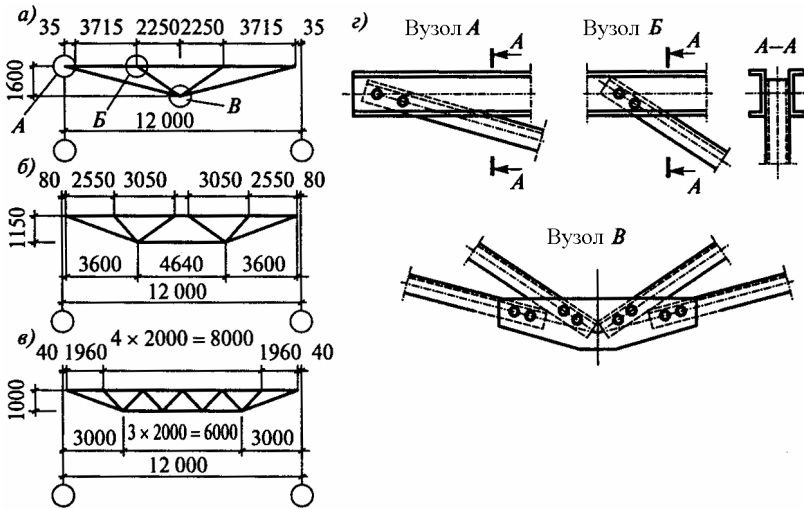


Рис. 4.3. Гратчасті прогони прольотом 12 м:
а-в – схеми прогонів; г – вузли трьохпанельного прогону

4.2. Крокв'яні та підкрокв'яні ферми

Ферми, застосовувані в покриттях виробничих будинків, різноманітні по своїх обрисах (рис. 4.4). Вибір ферми залежить від технології виробництва, конструкції покрівлі й техніко-економічних міркувань.

При рулонній покрівлі застосовують ферми трапеційдального обрису (ухил $l=1/8-1/12$) і з паралельними поясами (ухил 2,5% створюється за рахунок будівельного підйому) (рис. 4.4,б,в).

За типове рішення прийнята ферма з паралельними поясами; хоча вона важче трапеційдальної, але елементи грат однакової довжини простіше у виготовленні.

При пристрої холодних покрівель із азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих аркушів з більшим ухилом застосовують

трикутні ферми або двосхилі з паралельними поясами (рис. 4.4,в,г).

Для откритков використовують односхилі ферми (рис. 4.4,д,е).

Внутрішньохові комунікації варто розміщати в межах між-ферменного простору. Висота ферми на опорі $h_{\text{оп}}$ залежить від типу сполучення ригеля з колоною. При твердому сполученні $h_{\text{оп}} \geq (1/13 - 1/17)l$

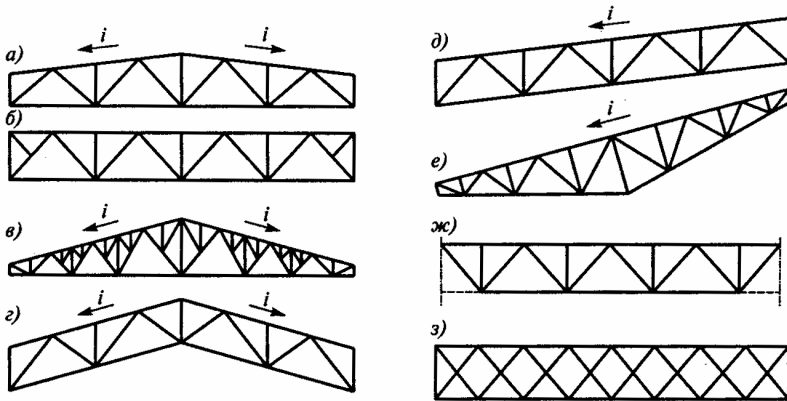


Рис. 4.4. Схеми ферм покриття

Грати кроквяних ферм проектують звичайно трикутної з додатковими стійками. Розмір панелі верхнього пояса приймають із модулем 3 м. Опорний розкіс ферми застосовують висхідної, це дозволяє забезпечити як тверде, так і шарнірне сполучення з колонами.

Поздовжні зв'язки по покриттю встановлюють по нижніх поясах, тобто ближче до місця передачі на каркас будинку кра-нових навантажень.

В останні роки стали застосовувати ферми зі спадним розкосом. Тому що розкіс працює на розтягання, можна зменшити його переріз, завдяки чому спрощується монтаж ферми.

При частому розташуванні прогонів і ширині плит 1,5 м застосовують ферми зі шпренгельними гратами, щоб виключити

роботу верхніх поясів ферм на місцевий вигин при позавузловій передачі навантаження.

Типовими схемами для опалювальних і неопалюваних будинків із залізобетонними плитами є ферми з паралельними поясами (ухил $i = 2,5\%$). Висота ферм по зовнішніх гранях поясів прийнята 3150 мм, що дозволяє збирати ферми в єдиному кондукторі. Ферми прольотом 18 й 24 м застосовують зниженої висоти $h_{\phi} = 2250$ мм. Висота ферм із круглих труб дорівнює 2900 мм по осях поясів (рис. 4.5).

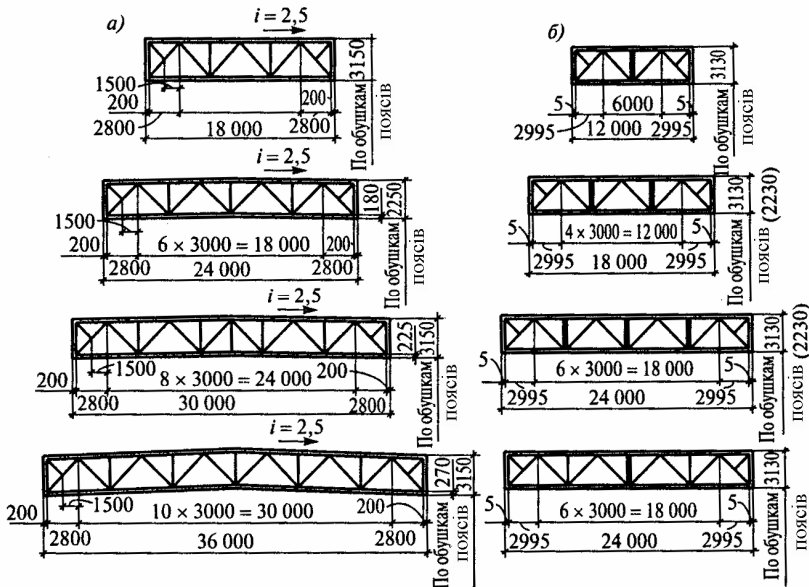


Рис. 4.5. Типові схеми кроквяних (а) і підкроквяних (б) ферм для покриттів з ухилом покрівлі 2,5%

Для неопалюваних будинків з покриттям із хвилястих аркушів застосовують трикутні ферми з ухилом верхнього пояса $i = 1/3,5$.

Підкроквяні ферми проектують найчастіше з паралельними поясами, трикутними ґратами й стійками, до яких кріплять кроквяні ферми. Висота підкроквяної ферми залежить від конструкції вузла примикання кроквяної ферми і її висоти. Звичайно

кроквяні ферми з паралельними поясами й трапеційдальні примикають до підкроквяного збоку в одному рівні. Трикутні кроквяні ферми опираються зверху. Вузол примикання кроквяних ферм до підкроквяних – шарнірний.

Долгий час застосовувалися ферми з парних куточків, що мають цілий ряд недоліків: значне число сполучних прокладок, фасонки; великий обсяг зварювання й дрібних деталей ускладнювали їхнє виготовлення; наявність зазорів між куточками утрудняло фарбування конструкцій і знижувало їхню корозійну стійкість. Все це привело до їхньої заміни більше раціональними конструктивними рішеннями. Використання труб, широкополочних двотаврів, гнутих профілів забезпечувало зниження маси й трудомісткості виготовлення, а також полегшувало їхній монтаж.

При конструюванні ферми розбивають на відправні марки. Довжина відправної марки визначається умовами транспортування.

ТЕМА 5

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ФЕРМ ПОКРИТТІВ

Навантаження постійні від покрівлі, що несуть конструкцій покриття, а також навантаження від снігу є основними. Іноді на кроквяні ферми діють навантаження від підвісного транспорту, підвісних комунікацій й устаткування, електроосвітлювальних установок, вентиляторів, галерей, систем випарного охолодження, установлюваних на даху будинку, і т.д. При більших пило-виділеннях (наприклад, на цементних заводах) при розрахунку ферм ураховують навантаження від пилу.

Постійні навантаження від покрівлі, кроквяних ферм, зв'язків по покриттю й ліхтарів приймаються, як правило, рівномірно розподіленими. Навантаження від бортових стінок ліхтаря й оскління враховуються у вигляді зосереджених сил, прикладених у вузлах обпирання крайніх стійок ліхтаря.

Навантаження від бортової стінки ліхтаря визначаються залежно від конструктивного рішення. Вага осеління приймається рівним 0,35 кН на 1 м² закленій поверхні.

Снігове навантаження для конструкцій покриття є основні, визначальні розміри перерізу елементів. Частка снігового навантаження іноді досягає 60-70%. Тому елементи покриття досить чутливі до перевантажень і нерівномірного розподілу снігового навантаження, що необхідно враховувати при розрахунку.

Розрахункові значення снігового навантаження визначають по формулі

$$S = \gamma_s S_0 \mu. \quad (5.1)$$

Значення коефіцієнта $\gamma_s = 1,4$. Якщо відношення нормативної ваги покриття g_n до нормативного снігового навантаження S_0 менше 0,8, то $\gamma_s = 1,6$.

Коефіцієнт μ ураховує нерівномірний розподіл снігу по покриттю й можливість утворення снігових мішків.

Для будинків без ліхтарів і перепадів висот при куті нахилу покрівлі $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1,0$; при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$; в інтервалі $25^\circ < \alpha < 60^\circ$ значення μ визначають лінійною інтерполяцією. Якщо будинок має двосхиле покриття з кутом нахилу $20^\circ < \alpha < 30^\circ$, то враховується й другий варіант завантаження снігом (рис. 5.1,б).

Для будинків з ліхтарями (рис. 5.1,б) розглядають два варіанти завантаження снігом, а коефіцієнти μ визначають по формулах:

$$\mu_2 = 1 + 0,1a/b; \quad \mu_3 = 1 + 0,1a/b.$$

Значення μ при цьому не повинні перевищувати: для ферм і балок при нормативному навантаженні від покриття більше $1,5 \text{ кН/м}^2 - 2,5$; те ж при нормативному навантаженні від покриття менш $1,5 \text{ кН/м}^2 - 4$; для профільованого настилу – 2; для прогонів – 2,5. Значення b_1 приймається рівним висоті h_1 , але не більше b (див. рис. 5.1,б).

При більше складних конфігураціях покриття дані для визначення цих навантажень приводяться в будівельних нормах.

Найбільші зусилля в поясах і розкосах ферм виходять, як правило, при завантаженні по першому варіанті. Другий варіант

є визначальним для плит, настилів, прогонів і стійок ферм, розташованих у місцях підвищених снігових навантажень.

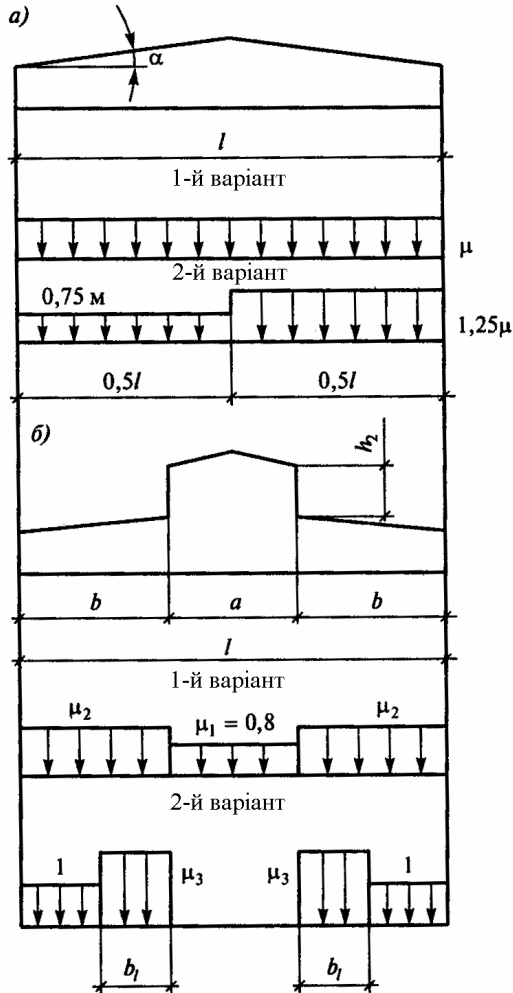


Рис. 5.1. До визначення снігових навантажень

Навантаження від вітру викликає в елементах ферми зусилля протилежного знака в порівнянні із зусиллями від ваги покриття й снігу. Тому при розрахунку ферм вітрове навантаження

варто враховувати тільки в тому випадку, якщо її величина перевищує вагу покриття (при легких покрівлях й у районах з підвищеним вітровим навантаженням).

Зусилля в стержнях кроквяних і підкроквяних ферм при шарнірному сполученні їх з колонами від нерухомого вузлового навантаження визначають графічним або аналітичним способом. При позавузловій передачі навантаження пояс ферми працює на осьове зусилля з вигином. З огляду на нерозрізність пояса, значення моменту можна приблизно визначати по формулі

$$M = (Fd / 4) \cdot 0,9, \quad (5.2)$$

де 0,9 – коефіцієнт, що враховує нерозрізність пояса.

Зусилля від рухомого навантаження (підвісних кранів, тельферів) визначають по лінії впливу.

У кроквяних фермах, що входять до складу поперечної рами, виникають зусилля від розпору (поздовжня сила в ригелі) (рис. 5.2,а). Розпір рами сприймається нижнім або верхнім поясом ферми залежно від конструктивного рішення вузла сполучення ферми з колоною.

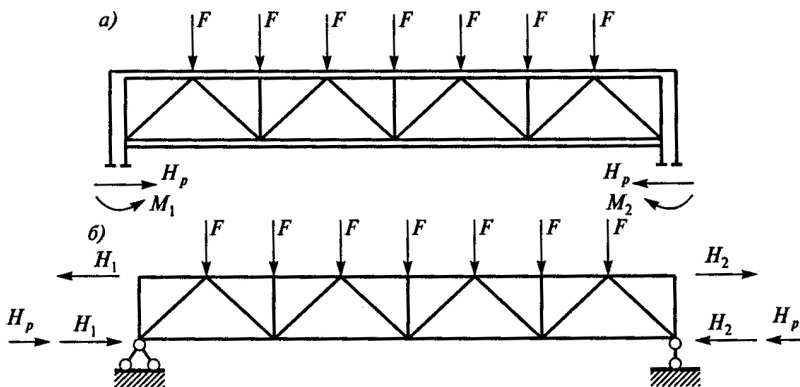


Рис. 5.2. До розрахунку ферм:

а – схема додатка навантаження; б – розрахункова схема

При твердому сполученні ригеля з колоною в елементах ферм виникають зусилля від рамних моментів на опорах. Ці зусилля можна визначити, приклавши на опорах ферми дві пари горизонтальних сил (рис. 5.2,б)

$$H_1 = M_1 / h_{\text{оп}} \quad \text{і} \quad H_2 = M_2 / h_{\text{оп}}, \quad (5.3)$$

де $h_{\text{оп}}$ – відстань між осями поясів ферми на опорі.

Значення опорних моментів M_1 і M_2 беруть із таблиці розрахункових зусиль колони для перерізу 1-1. При цьому, взявши момент для лівої опори M_1 визначають опорний момент для правої опори M_2 при тій же комбінації навантажень.

При визначенні опорних моментів варто враховувати першу комбінацію з максимальним (за абсолютним значенням) моментом, що викликає найбільше розтягнє зусилля в крайній панелі верхнього пояса, і другу комбінацію моментів без обліку снігового навантаження для визначення можливого стискального зусилля в нижньому поясі.

Для визначення розрахункових зусиль у стержнях ферми становлять таблицю зусиль від постійних і тимчасових навантажень, від розпору й опорних моментів.

Розрахункові зусилля одержують підсумовуванням окремих складових у їхньому несприятливому стані.

Вузли сполучення ферм із колоною виконуються на болтах, які мають певну піддатливість. У процесі експлуатації може відбутися ослаблення з'єднань і ступінь защемлення ферми на опорі зменшується. Опорні моменти й розпір рами визначають із урахуванням всіх навантажень (постійних, снігових, кранових, вітрових), яких може й не бути. Тому, що розвантажує вплив, опорних моментів і розпору рами звичайно не враховують.

Якщо зусилля в розглянутому стержні від розпору рами, опорних моментів і вертикального навантаження мають однакові знаки, то беруть їхню суму. Якщо знаки різні, то за розрахункове беруть зусилля тільки від вертикального навантаження. Якщо знаки різні й зусилля від розпору й моментів більше зусиль від вертикального навантаження, то стержень перевіряють на алгебраїчну суму цих зусиль.

При твердому сполученні вузла ферми й колони, наприклад на зварюванні, можна враховувати вплив, що розвантажує, опорних моментів від постійного й снігового навантажень. У цьому випадку розрахунок ферми проводять для кожного навантаження роздільно з обліком відповідних рамних моментів і розпору, а

потім становлять розрахункові комбінації найбільш несприятливих зусиль.

Підбор перерізу елементів ферм покриття, розрахунок і конструювання проміжних вузлів виконують так само, як для звичайних вільно обертих ферм.

Опорні вузли. Конструкція опорних вузлів ферми залежить від способу сполучення її з колоною.

При шарнірному сполученні найбільш простим є вузол обпирання ферми на колону зверху з використанням додаткової стійки (надколонника) (рис. 5.3,а). При такому рішенні можливе обпирання ферм як на металеву, так на залізобетонну колону.

Опорний тиск ферми передається з опорного фланця ферми через стругані або фрезеровані поверхні на опорну плиту колони або опорний столик підкροквяної ферми.

Верхній пояс ферми конструктивно кріпиться до фасонки надколонника на болтах грубої або нормальної точності. Щоб вузол забезпечував шарнірність сполучення, отвору у фасонках роблять на 5-6 мм більше діаметра болта.

При твердому сполученні кроквяна ферма примикає до колони збоку (рис. 5.4). Тиск F_R передається на опорний столик. Опорний фланець кріплять до колони на болтах грубої або нормальної точності, отвору під які на 3-4 мм більше діаметра самого болта.

Горизонтальні зусилля від опорного моменту $H_1 = M_1 / h_{\text{оп}}$ сприймаються вузлами кріплення верхнього й нижнього поясів. Опорний момент ферми має частіше знак «мінус», а сила H_1 як і H_p , притискає фланець вузла нижнього пояса до колони.

Шви кріплення фланця до фасонки сприймають опорну реакцію ферми F_R й позacentрово прикладену силу H (центр шва не збігається з віссю нижнього пояса). При дії цих зусиль кутові шви працюють на зріз у двох напрямках (рис. 5.5).

Лінія дії сили H повинна проходити через центр фланця.

Іншим варіантом шарнірного вузла при примиканні ферми до колони збоку є сполучення верхнього пояса з колоною на болтах нормальної точності, поставлених в овальні отвори.

Обпирання підкроквяних ферм на колони виконується, як правило, шарнірним. Рішення такого вузла з надколонником показано на рис. 5.3.

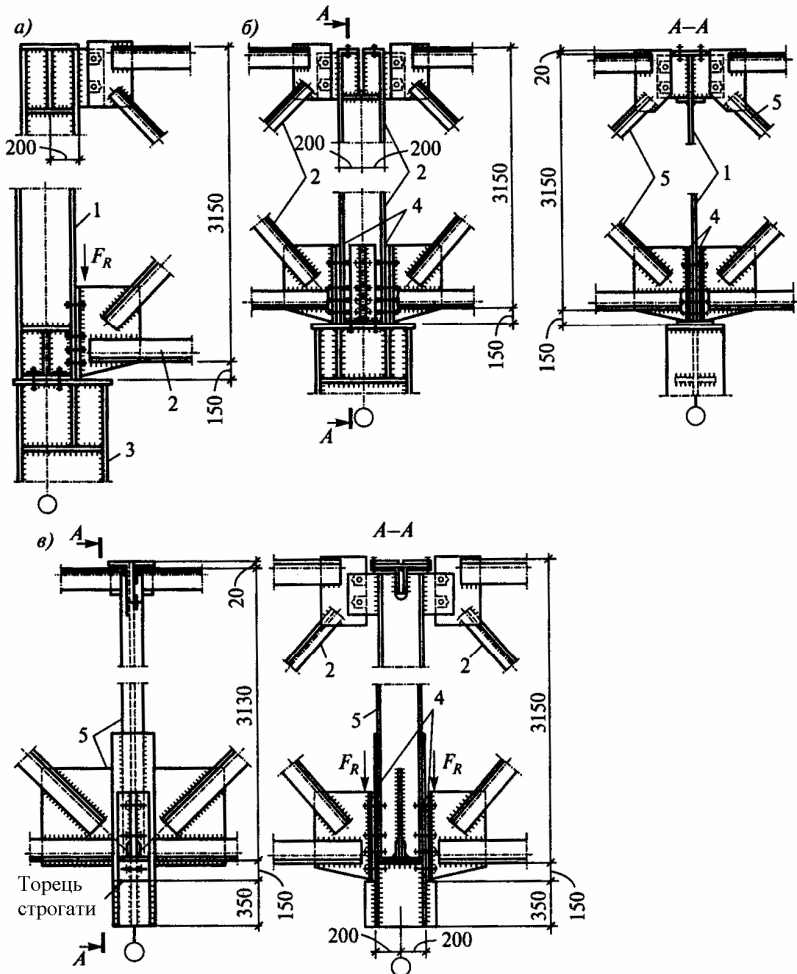


Рис. 5.3. Вузли опирання ферм на колону зверху:

- а – на колону крайнього ряду; б – на колону середнього ряду;
в – на підкроквяну ферму; 1 – надколонник; 2 – розкоси кроквяної ферми;
3 – колона; 4 – монтажні прокладки; 5 – розкоси підкроквяної ферми

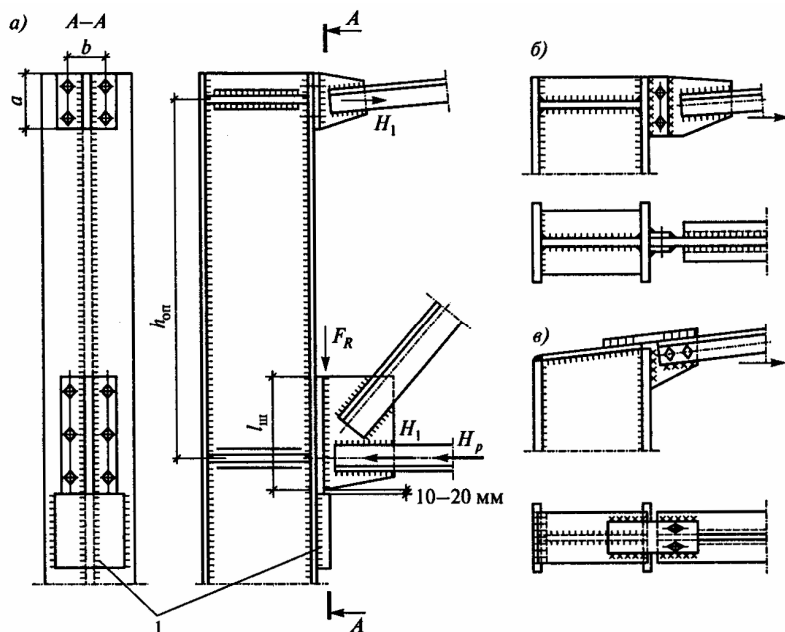


Рис. 5.4. Вузол обпирання кроквяної ферми на колону збоку:
 а – загальний вид; б, в – варіанти кріплення верхнього пояса при твердому з'єднанні ригеля з колоною; 1 – опорний столик

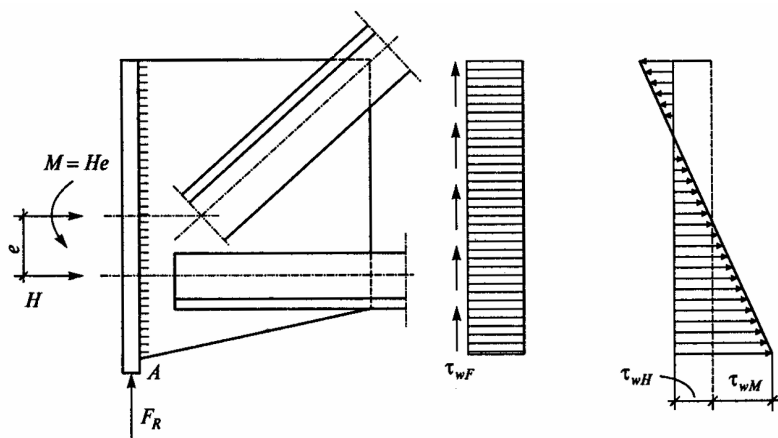


Рис. 5.5. До розрахунку шва й кріплення фланця до фасонки

Обпирання кроквяних ферм на підкроквяні ферми в більшості випадків роблять також за шарнірною схемою (див. рис. 5.3,в).

Метод безвиверочного монтажу дозволяє спростити й прискорити установку колон і конструкцій, що опираються на них.

При нерозрізних кроквяних фермах для забезпечення твердості вузла необхідно перекрити верхні пояси кроквяних ферм накладкою, розрахованої на сприйняття зусилля від опорного моменту.

У вузлі нижнього пояса це зусилля притискає фланець ферми до стійки й додаткові елементи для його сприйняття не потрібні.

ТЕМА 6

ЛІХТАРІ

Ліхтарі підрозділяються на світоаераційні (рис. 6.1) і аераційні. Широко застосовуються поздовжні П-образні ліхтарі із зовнішнім відводом води. Для прольоту 18 м ширина ліхтаря приймається 6 м, для більших прольотів – 12 м.

Висота ліхтаря залежить від необхідної освітленості й визначається світотехнічним розрахунком. Типові ліхтарні плетіння – 1250 та 1750 мм установлюються в один або два яруси. Для ліхтарів шириною 6 м застосовують оскління 1250 мм; для ліхтарів шириною 12 м – 1750 мм або дві стрічки висотою по 1250 мм. Повна висота ліхтаря $h_{\text{фон}}$ складається з висоти плетінь оскління й висот борта й карниза ліхтаря. Борт ліхтаря під плетіннями має висоту 600-800 мм, щоб оскління не заносило снігом; карниз ліхтаря має висоту 300-400 мм. Плетіння можуть бути глухими або, що відкриваються з використанням спеціальних механізмів.

Основними елементами ліхтаря є поперечна й поздовжня конструкції для кріплення оскління й система зв'язків. Поперечна конструкція ліхтаря (див. рис. 6.1,а) складається зі стійок, що сприймають вертикальне навантаження від покриття й снігу, і розкосів, що забезпечують незмінюваність ліхтаря й сприйняття вітрових навантажень.

Поздовжня конструкція ліхтаря часто виконується у вигляді ліхтарної панелі, що виготовляється на заводі з легких профілів і включає стійки й ригелі оскління.

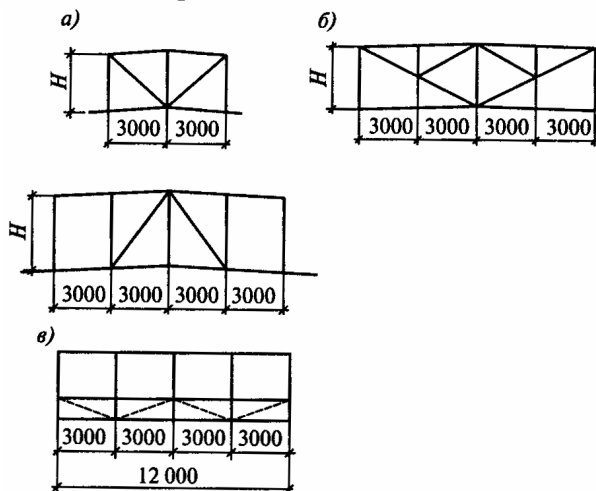


Рис. 6.1. Схеми світоаераційних ліхтарів стоїчного типу (а), з поперечною фермою (б) і схема ліхтарної панелі в площині оскління (в)

Конструктивне рішення ліхтарів з поздовжніми панелями (рис. 6.2) підвищує ступінь їхньої заводської готовності й спрощує монтаж конструкцій.

Для сприйняття вітрових навантажень на торець ліхтаря й незмінюваності його конструкції в поздовжньому напрямку по ліхтарях установлюють зв'язку – горизонтальні поперечні по верхніх поясах ліхтаря й вертикальні. Рішення зв'язків аналогічно конструкції зв'язків по кроквяних фермах.

В останні роки для природного висвітлення часто застосовують світопрозорі покрівельні панелі, zenітні ліхтарі й т.д.

Аераційні ліхтарі влаштовуються в цехах з більшим тепловиділенням. Для регулювання повітрообміну служать поворотні стулки в поздовжніх ліхтарних панелях. Схеми типових аераційних ліхтарів представлені на рис. 6.3.

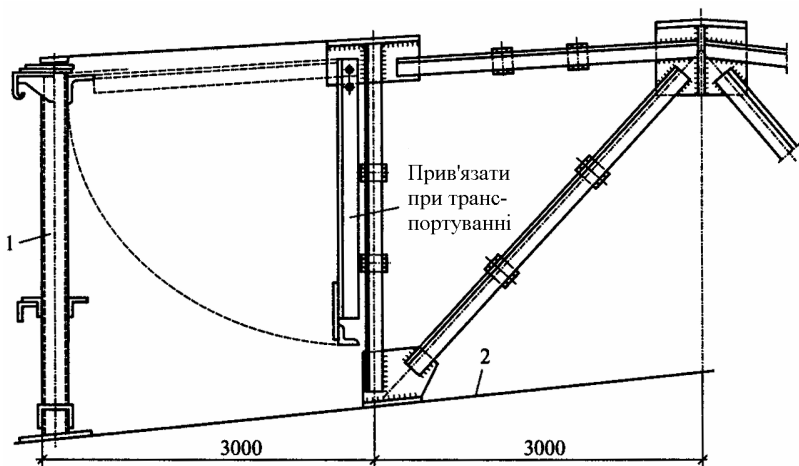


Рис. 6.2. Конструктивне рішення світоаераційного ліхтаря з ліхтарними панелями: 1 – ліхтарна панель; 2 – грань верхнього пояса кроквяної ферми

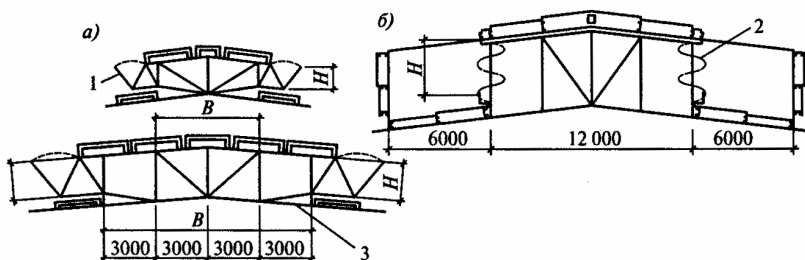


Рис. 6.3. Схеми аераційних ліхтарів:
а – з поворотними щитами (1); б – з поворотними стулками (2);
3 – верхній пояс кроквяної ферми

Ліхтарі розраховують на навантаження від покриття, снігової й вітрової за спрощеною схемою в припущенні шарнирності всіх вузлів.

У багатопрогонових будинках ліхтарі іноді розташовують по осі колон.

ТЕМА 7

КОЛОНИ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ БУДИНКІВ

У каркасах одноповерхових виробничих будинків застосовують сталеві колони трьох типів: постійного по висоті перерізу, змінного по висоті перерізу (східчасті) і у вигляді двох стійок, зв'язаних між собою (роздільні).

У колонах постійного перерізу (рис. 7.1, а) навантаження від мостових кранів передається на стержень колони через консоль, на яку опирається підкранова балка. Стержень колони може бути суцільного або наскрізного перерізу. Такі колони застосовуються при невеликій вантажопідйомності кранів (Q до 15-20 т) і незначній висоті цеху (H до 8-10 м).

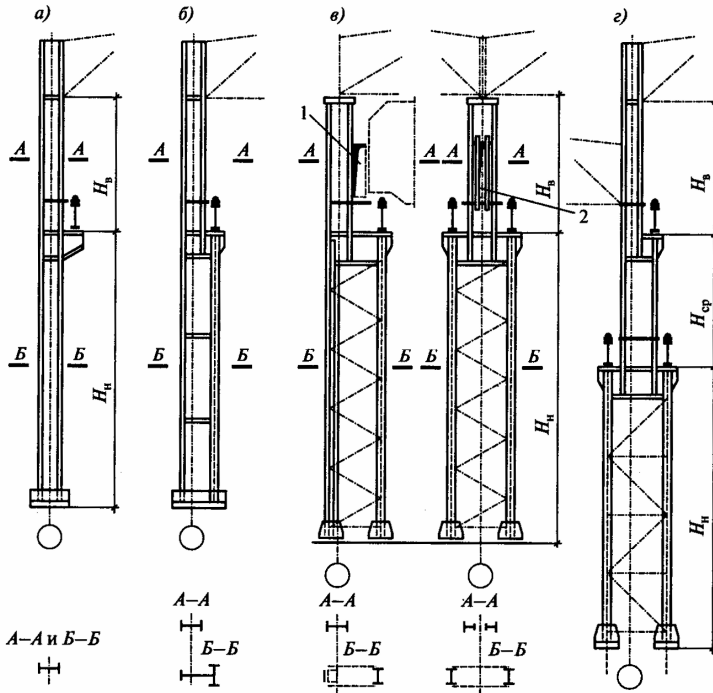


Рис. 7.1. Колони виробничих будинків:

а – постійного по висоті перерізу; б-г – східчасті;

1 – габарит проходу; 2 – прохід

При кранах великої вантажопідйомності переходять на східчасті колони (рис. 7.1,б-г), які є основним типом колон для одноповерхових виробничих будинків. Підкранова балка опирається на уступ нижньої ділянки колони.

У будинках із кранами, розташованими у два яруси, колони можуть мати три ділянки з різними перерізами по висоті (двоступінчасті колони), додаткові консолі й т.д. (рис. 7.1,г).

Для обслуговування кранів улаштовують прохід у верхній частині колони (при її ширині не менш 1 м) між краном і внутрішньою гранню верхньої частини колони (рис. 7.1,в).

У роздільних колонах (рис. 7.2) підкранова стійка й шатрова галузь зв'язані гнучкими у вертикальній площині горизонтальними планками. Завдяки цьому підкранова стійка сприймає тільки вертикальне зусилля від кранів, а шатрова працює в системі поперечної рами й сприймає всі інші навантаження.

Така колона застосовується при низькому розташуванні кранів великої вантажопідйомності й при реконструкції цехів.

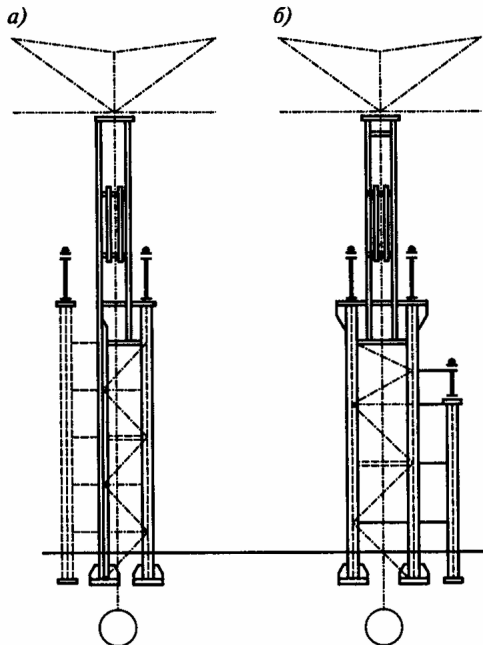


Рис. 7.2. Роздільні колони:

а – при розширенні будинку; б – при низько розташованих важких кранах

7.1. Розрахунок і конструювання колон

Колони виробничих будинків працюють на позacentрове стиск. Розрахункові значення поздовжньої сили N , згинального моменту в площині рами M й поперечну силу Q визначають за результатами статичного розрахунку рами. При розрахунку колони перевіряють її міцність і стійкість, а також твердість.

Розрахункова довжина. Розрахункова довжина колони визначається розрахунком на стійкість рами в цілому, що досить важко. Тому для визначення розрахункової довжини вводять ряд передумов, що спростують: колону розглядають як окремо вартий стержень, ідеально закріплений; завантажують систему силами, прикладеними у вузлах; просторову роботу каркаса враховують неповністю й т.д. Такий підхід іде в запас стійкості.

Розрахункова довжина колони залежить від форми втрати стійкості й визначається як добуток довжини l на коефіцієнт μ :

$$l_x = l\mu.$$

Для колон з постійним перерізом коефіцієнт μ приймають залежно від способу закріплення колони у фундаменті й співвідношення погонних твердостей ригеля й колони (пружне защемлення верхнього кінця) (рис. 7.3,а).

При твердому закріпленні ригеля з колоною μ визначають по наступних формулах:

- при шарнірному закріпленні колони у фундаменті

$$\mu = 2\sqrt{1 + 0,38/n}; \quad (7.1)$$

- при твердому закріпленні колони у фундаменті

$$\mu = 2\sqrt{(n + 0,56)/(n + 0,14)}. \quad (7.2)$$

У формулах (6.21) і (6.22)

$$n = [kl_c / (k + 1)I_c] \cdot (I_{s_1} / l_1 + I_{s_2} / l_2), \quad (7.3)$$

де l_c та I_c – відповідно довжина колони й момент інерції; I_{s_1} , I_{s_2} , l_1 , l_2 – відповідно моменти інерції й довжини ригелів, що примикають до цієї колони; k – число прольотів.

При шарнірному кріпленні ригеля до колони $n = 0$.

При твердому закріпленні ригеля до колони або наявності системи зв'язків по покриттю варто врахувати нерівномірне завантаження колон (особливо при кранових навантаженнях). У цьому випадку коефіцієнт μ , отриманий по формулах (7.1) і (7.2), множать на величину $\sqrt{I_c \sum N_i / N_c \sum I_i}$, при цьому μ варто приймати не менш 0,7. Тут N_c і I_c – розрахункове зусилля й момент інерції колони; $\sum N_i$ і $\sum I_i$ – суми відповідно розрахункових зусиль і моментів інерції всіх колон розглянутої рами й чотирьох суміжних (по двох з кожної сторони).

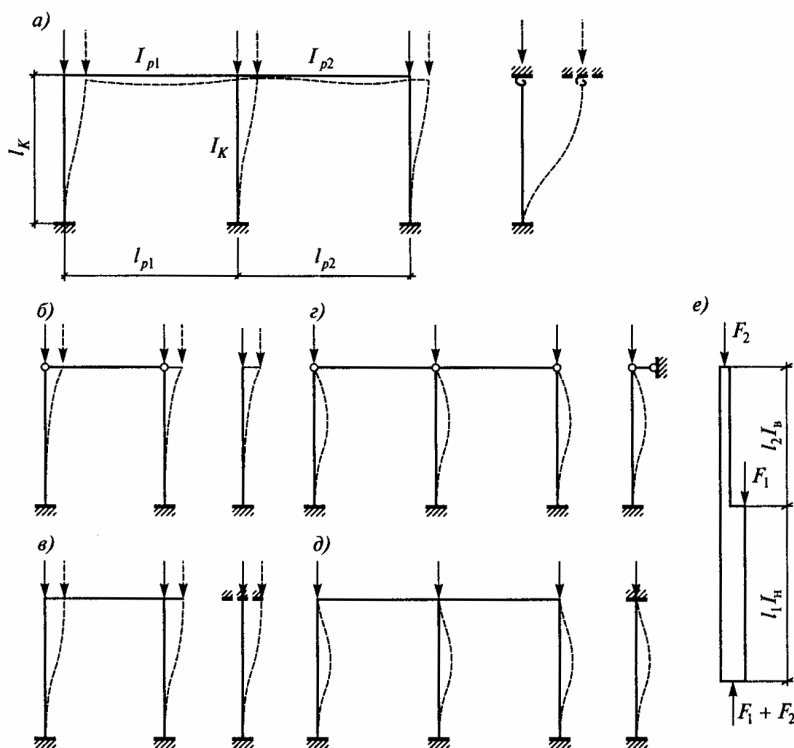


Рис. 7.3. До визначення розрахункових довжин колон:

- а – постійного перерізу; б-е – сідчастих; б – кінець стійки вільний;
 в – кінець закріплений тільки від повороту; г – шарнірно опертий кінець;
 д – затиснений кінець; в – схема одноступінчастої колони

Для східчастих колон розрахункові довжини визначають роздільно для нижньої $l_{x,1} = \mu_1 l_1$, і верхньої $l_{x,2} = \mu_2 l_2$ частин колон (μ_1 і μ_2 – коефіцієнти розрахункової довжини нижньої й верхньої ділянок колони).

Передбачається, що обидві частини колони досягають критичного стану одночасно (простої навантаження), тобто співвідношення між критичними силами для окремих ділянок дорівнює відношенню діючих у них зусиль:

$$N_{1,cr} / N_{2,cr} = N_1 / N_2 = (F_1 + F_2) / F_2 = \beta, \quad (7.4)$$

де N_1 й N_2 – поздовжні зусилля в нижній і верхній частинах колони; $N_{1,cr} = \pi^2 EI_H / (\mu_1 l_1)^2$ і $N_{2,cr} = \pi^2 EI_B / (\mu_2 l_2)^2$ – критичні сили для верхньої й нижньої частин; F_1 і F_2 – сили, прикладені до колони в уступі й у верхньому вузлі; I_H і I_B – моменти інерції нижньої й верхньої частин колони (рис. 7.3,е).

В однопрогонових рамах (рис. 7.3,б,в) горизонтальна реакція у верхніх вузлах колон дорівнює нулю й коефіцієнт μ_1 залежить від двох параметрів: співвідношення погонних твердостей верхньої й нижньої частин колони. Значення μ_1 залежно від цих параметрів див. у додатках 8, 9.

Коефіцієнт розрахункової довжини верхньої ділянки колони визначається зі співвідношення $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3$ (якщо значення μ_2 виходить > 3 , те його приймають рівним трьом).

Якщо підставити у формулу (7.4) вираження критичних сил, то одержимо

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2 (\beta - 1) + \mu_{12}^2] / \beta}. \quad (7.5)$$

У двох- і багатопрогонових рамах (рис. 7.3,м,д) у верхньому вузлі колони виникає горизонтальна реакція (колони закріплені від зсуву), що ускладнює рішення завдання стійкості. Розрахунок на стійкість таких колон наближений і полягає в наступному.

Спочатку колону розглядають під дією тільки сили F_1 (див. рис. 7.3,е), визначають її критичне значення $F_{1,cr}$ й коефіцієнт розрахункової довжини нижньої частини колони μ_1 . Потім до

колони прикладають силу F_2 , визначають її критичне значення $F_{2,cr}$ і коефіцієнт розрахункової довжини нижньої частини колони μ_{12} .

Стійкість колони при спільній дії сил F_1 і F_2 приблизно визначається з вираження

Підставивши у формулу (7.5) значення критичних сил, певних по формулі Ейлера ($F_{cr} = \pi^2 EI / l_0^2$), і з огляду на, що $(F_1 + F_2) / F_2 = \beta$, одержимо вираження для визначення розрахункової довжини нижньої ділянки колони з верхнім кінцем, що не зміщає:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2(\beta - 1) + \mu_{12}^2] / \beta}. \quad (7.6)$$

Коефіцієнти μ_{11} та μ_{12} залежно від параметрів l_1 / l_2 і I_B / I_N наведені в СНиП 2-23-81*.

Коефіцієнт розрахункової довжини для верхньої ділянки колони, як і для однопрогонової рами, визначається по формулі $\mu_2 = \mu_1 / \alpha \leq 3$. При $l_2 / l_1 \leq 0,6$ й $\beta \geq 3$ коефіцієнти μ_1 й μ_2 можна визначати по табл. 7.1.

Таблиця 7.1 – Коефіцієнти μ_1 та μ_2 для одноступінчастих колон
одноповерхових промислових будинків при
 $l_2 / l_1 \leq 0,6$ і $\beta = N_1 / N_2 \geq 3$

Умови закріплення верхнього кінця колон	μ_1 для нижньої частини колони		для верхньої частини колон
	$0,3 \geq I_B / I_N \geq 0,1$	$0,3 \geq I_N / I_B \geq 0,05$	
Вільний	2,5	3,0	3,0
Закріплений тільки від повороту	2,0	2,0	3,0
Нерухомий шарнірно обпертий	1,6	2,0	2,5
Нерухомий і закріплений від повороту	1,2	1,5	2,0

Розрахункову довжину верхньої й нижньої ділянок колони із площини рами приймають рівної найбільшій відстані між точками закріплення колони від зсуву уздовж будинку (защемлен-

ня колони у фундаменті із площини рами звичайно не враховують). Нижня ділянка колони закріплена від зсуву на рівні верху фундаменту й нижнього пояса підкранової балки. Іноді для скорочення розрахункової довжини уздовж будинку встановлюють проміжні розпірки. Верхній кінець колони закріплений від зсуву гальмівними балками (або фермами), розпірками по колонах або поясами підкроквяних ферм.

ТЕМА 8

СУЦІЛЬНІ КОЛОНИ

Суцільні колони звичайно проектують двотаврового перерізу. Для колон з постійним перерізом по висоті й надкранових частинах східчастих колон застосовуються симетричні двотаври.

Для зниження трудомісткості частіше використовують прокатні двотаври з паралельними гранями типу Ш (рис. 8.1,а).

Складені перерізи komponують із трьох аркушів (рис. 8.1,б) або аркушів і прокатних двотаврів на зварюванні (рис. 8.1,в). На рис. 8.1,м показані крайні колони.

При komponуванні складених перерізів необхідно забезпечити умови застосування автоматичного зварювання, стійкість полиць і стінок.

Міцність позацентрово стислої колони перевіряють із урахуванням пластичних деформацій по формулі

$$\left[N / (A_n R_y \gamma_c) \right]^n + M_x / (c_x W_{xn} R_y \gamma_c) + M_y / (c_y W_{yn} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (8.1)$$

де N і M_x – поздовжня сила й згинальний момент, що діють у площині рами; M_y – згинальний момент, що діє із площини рами (звичайно він відсутній); A_n , W_{xn} , W_{yn} – площа й моменти опору перерізу нетто для найбільш навантаженого волокна; c_x, c_y – коефіцієнти для розрахунку елементів на міцність із урахуванням пластичних деформацій.

При ексцентриситеті $c_f > 20$ роблять перевірку міцності.

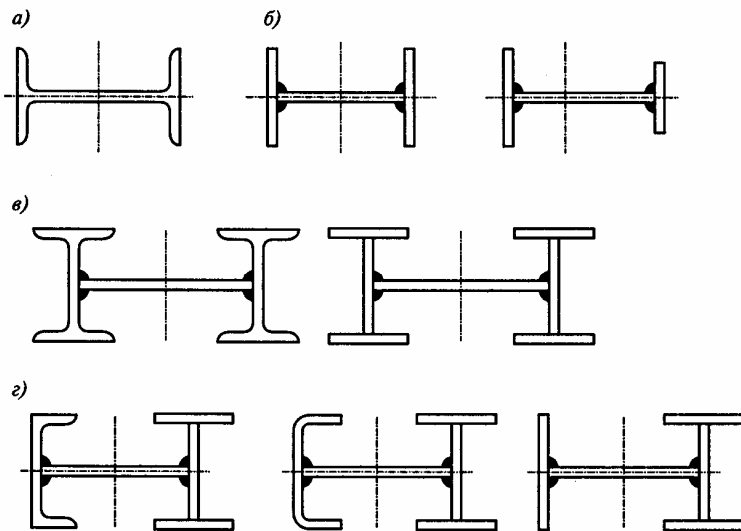


Рис. 8.1. Типи перерізів суцільних колон

Перевірку стійкості суцільний позакентрово стислої колони в площині дії моменту M_x (у площині рами) виконують за формулою

$$N/(\varphi_e A) \leq R_y \gamma_c, \quad (8.2)$$

де φ_e – коефіцієнт зниження розрахункового опору при внецентренном стиску, що залежить від гнучкості стрижня $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$ й наведеного ексцентриситету $e_f = \eta m_x$; $m_x = e_x / \rho_x = M_x A / N W_{ex}$ – відносний ексцентриситет; W_{ex} – момент опору найбільш стислого волокна; η – коефіцієнт впливу форми перерізу.

Коефіцієнт η урахуває ступінь ослаблення перерізу пластичними деформаціями й залежить від форми перерізу.

При перевірці стійкості варто розглянути можливі комбінації (див. табл. 2.3) M_x і N й вибрати з них найгірші.

Тому що колона має більше розвинений переріз у площині дії моменту M_x і $I_x > I_y$, те можлива втрата стійкості із площини

ни рами. Перевірку стійкості із площини дії моменту роблять по формулі

$$N / c \varphi_y A \leq R_y \gamma_c, \quad (8.3)$$

де φ_y – коефіцієнт поздовжнього вигину (визначається залежно від гнучкості λ); c – коефіцієнт, що враховує вплив моменту M_x .

Коефіцієнт c визначають по формулах:

- при $m_x \leq 5$

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x), \quad (8.4)$$

де α, β, ν – коефіцієнти;

- при $m_x \geq 10$

$$c = 1 / [1 + m_x (\varphi_y / \varphi_b)], \quad (8.5)$$

де φ_b – коефіцієнт зниження розрахункового опору при втраті стійкості балок, $\varphi_b = 1,0$;

- при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1), \quad (8.6)$$

де c_5 визначають по формулі (8.4), а c_{10} – по формулі (8.5) при $m_x = 10$.

При гнучкості $\bar{\lambda}_y = 3,14$ коефіцієнт із не повинен перевищувати значень, наведених у нормах. У всіх випадках $c < 1$.

Підбор перерізу суцільних колон варто виконувати в наступному порядку.

Знаходять коефіцієнти μ (див. формули (7.1), (7.2)) і визначають розрахункові довжини l_1 і l_y . З формули (8.2) визначаємо необхідну площу перерізу

$$A_{\text{тр}} = N / \varphi_e R_y \gamma_c. \quad (8.7)$$

Для симетричного двотавра $i_x \approx 0,42h$, $p_x \approx 0,35h$, де h – висота перерізу колони. Тоді

$$\bar{\lambda}_x = (l_x / i_x) \sqrt{R_y / E} \approx (l_x / 0,42h) \sqrt{R_y / E};$$

$$m_x = e_x / \rho_x \approx M_x / N \cdot 0,35h.$$

За отриманим значенням m_x і $\bar{\lambda}_x$ визначають коефіцієнт η . Співвідношення площ полки можна прийняти $A_f / A_w = 0,5$. Знаючи значення ексцентриситету $e_f = \eta m_x$ й гнучкість $\bar{\lambda}_x$, знайдемо значення коефіцієнта φ_e й по формулі (8.7) визначимо $A_{тр}$. По необхідній площі перерізу підбираємо сортамент.

Призначивши товщину стінки, можна визначити необхідну площу полиці A_f .

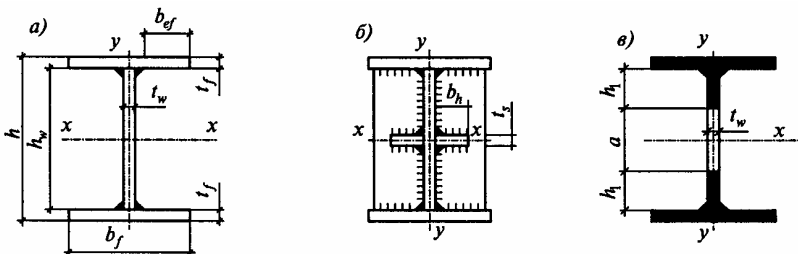


Рис. 8.2. До підбора перерізу суцільних колон

$$A_{f,тр} = (A_{тр} - t_w h_{ef}),$$

або

$$A_{f,тр} = (A_{тр} - 2h_1 t_w) / 2,$$

де h_1 – ширина стінки, рівна $(0,4 - 0,5)t_w$ (рис. 8.2,в), якщо місцева стійкість стінки не забезпечена.

Скомпонувавши переріз колони, проводять перевірку її стійкості в площині й із площини дії моменту по формулах (8.2) і (8.3).

Втрата стійкості позацентрово стислої колони із площини дії моменту визначається фібровою плинністю, тобто стінка в цьому випадку працює в пружній стадії.

Стійкість стінки при пружній роботі залежить від величини $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ і τ , де $\sigma_1 = N / A + M y_c / I$ – найбільша стискаюча напруга в стінці (y_c – відстань від центра ваги до стислого краю стінки); $\sigma_2 = N / A - M y_p / I$ – напруга в протилежного краю стінки (y_p – відстань від центра ваги перерізу до краю, що розвантажує моментом, стінки $\tau = Q / h_{ef} t_w$); середнє дотичне напруження в стінці.

Якщо $\alpha \geq 1$, граничну гнучкість стінки визначають по формулі

$$\bar{\lambda}_{uw} = 4,35 \sqrt{(2\alpha - 1)E / \sigma \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right)} \leq 0,7 + 2,4\alpha, \quad (8.8)$$

де $\beta = 1,4(2\alpha - 1)(\tau / \sigma_1)$.

При $\alpha \leq 0,5$ значення $\bar{\lambda}_{uw}$ визначається як для центрально-стиснутих елементів; при $0,5 < \alpha < 1$ – по інтерполяції між значеннями $\bar{\lambda}_{uw}$ при $\alpha = 0,5$ й $\alpha = 1,0$.

ТЕМА 9

ГРАТЧАСТІ КОЛОНИ

Гратчаста колона складається із двох галузей, зв'язаних між собою сполучними ґратами. Ґрати встановлюють у двох площинах (по гранях галузей), хоча для легких колон застосовують ґрати, розташовану по осі перерізу. Для кращого включення галузей колони в роботу на навантаження від кранів у колонах крайніх рядів верхній кінець першого (зверху) розкосу кріплять до підкранової галузі (див. рис. 7.2,в).

Колони крайніх рядів застосовують несиметричного перерізу із зовнішньою галуззю швелерної форми (для зручності примикання стіни) (рис. 9.1,а).

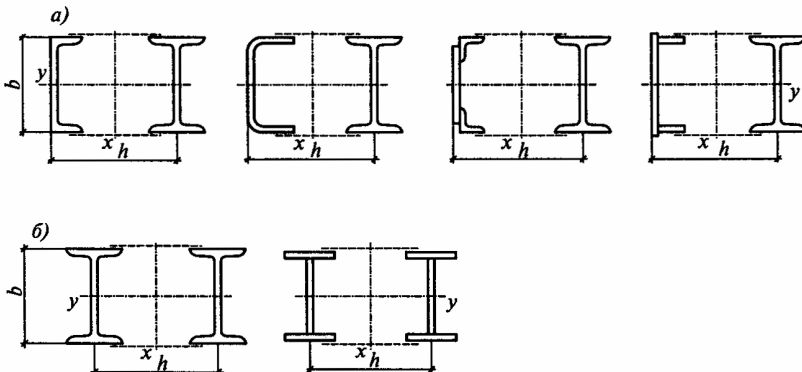


Рис. 6.37. Типи перерізу ґратчастих колон

Колони середніх рядів звичайно проектують симетричного перерізу (рис. 9.1,б) з галузями із прокатних профілів (двотавр типу Ш). Наскрізна колона працює як ферма з паралельними поясами; від діючих у ній зусиль N і M у її галузях виникають поздовжні зусилля. Поперечну силу Q сприймають грати. Несуча здатність колони може бути вичерпана, якщо буде загублена стійкість однієї з галузей (у площині або із площини рами) або колони в цілому.

Поздовжні зусилля в галузях колони несиметричного перерізу (рис. 9.2) визначають по формулах:

- у галузі 1

$$N_{B_1} = N_1 y_2 / h_0 + M_1 / h_0 ; \quad (9.1)$$

- у галузі 2

$$N_{B_2} = N_2 y_1 / h_0 + M_2 / h_0 ; \quad (9.2)$$

де N , M – розрахункові поздовжня сила й згинальний момент; y_1, y_2 – відстань від центра ваги перерізу колони до центра ваги відповідних галузей; $h_0 = y_1 + y_2$ – відстань між центрами ваги галузей колони.

У формулах (9.1) і (9.2) значення N та M приймають у комбінаціях, що дають найбільші значення N_{B_1} і N_{B_2} .

Після визначення розрахункових зусиль у галузях кожну з них перевіряють на стійкість в обох площинах як працюючу на центральний стиск (див. рис. 9.2).

Стійкість галузі 1 у площині колони (рами) дорівнює

$$N_{B_1} / (\varphi_1 A_{B_1}) \leq R_y \gamma_c ; \quad (9.3)$$

із площини колони

$$N_{B_1} / (\varphi_y A_{B_{11}}) \leq R_y \gamma_c , \quad (9.4)$$

де φ_1 – коефіцієнт поздовжнього вигину, обумовлений по гнучкості галузі $\lambda_{B_1} = l_{B_1} / i_1$ (l_{B_1} – розрахункова довжина галузі в площині колони, рівна відстані між вузлами кріплення грати; i_1 – радіус інерції перерізу галузі щодо осі 1-1); φ_y – коефіцієнт поздовжнього вигину, обумовлений по гнучкості $\lambda_y = l_y / i_y$

(l_y – розрахункова довжина галузі із площини колони, рівна звичайно висоті нижньої частини колони; i_y – радіус інерції перерізу галузі щодо осі $y-y$); A_{B1} – площа перерізу галузі.

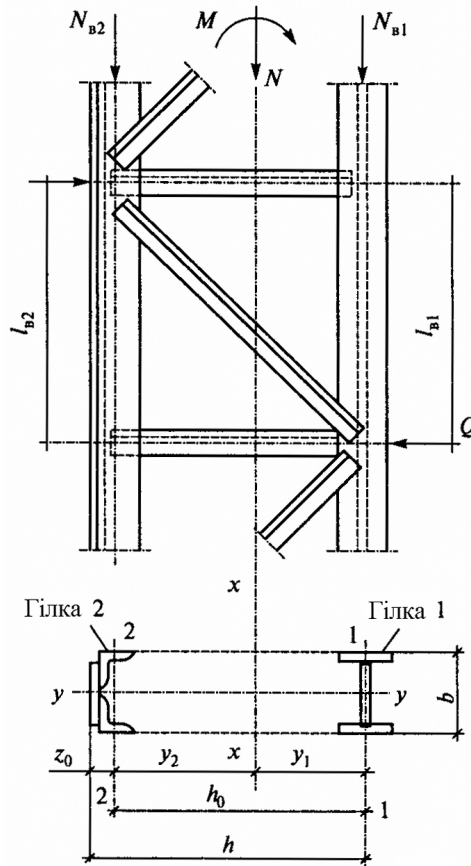


Рис. 9.2. До розрахунку гратчастої колони

Аналогічно перевіряємо стійкість галузі 2.

Стійкість наскрізної колони як єдиного стрижня із площини дії моменту перевіряти не потрібно, тому що вона забезпечується перевіркою стійкості по формулі (9.4). Щоб збільшити опір

колони скручуванню, галузі колон з'єднують твердими поперечними діафрагмами в кінців відправних елементів.

Розглядаючи наскрізну колону як ферму з паралельними поясами, зусилля в розкосах $N_{\text{рас}}$ можна визначити по формулі $N_{\text{рас}} = Q_{\text{max}} / n \sin \alpha$, де n – число площин ґрати; α – кут між осями галузі й розкосу. Наскрізнi колони промислових будинків мають двоє плоских ґрат.

Елементи ґрат проектують із одиничних куточків, що прикріплюють однією полицею. Для спрощення розрахунку їх розраховують як центрально-стиснуті, а вплив моменту враховується введенням понижуючого коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 0,75$.

Розрахунок галузі на спільну дію поздовжньої сили й моменту від позацентрального кріплення ґрат звичайно не роблять.

Переріз позацентрально стислої наскрізної колони підбирають у наступному порядку. По формулах (9.1) і (9.2) визначають орієнтовно зусилля в галузях колон, попередньо задавшись $y_1 \approx (0,45 - 0,55)h_0$; $y_2 \approx (0,5 - 0,45)h_0$; $h_0 = h$ (розмір h установлений при компонуванні рами, а $y_1 = e$ прийнятий при визначенні моменту від кранового навантаження).

Положення центра ваги наскрізної колони несиметричного перерізу можна визначити в припущенні, що площі галузей пропорційні зусиллям у них, з рівняння

$$y_1^2 - [(M_1 + M_2)/(N_1 - N_2) + h_0]y_1 + M_2 h_0 / (N_1 - N_2) = 0,$$

де N_1, M_1 – комбінації зусиль із моментом, що довантажує галузь 1; N_2, M_2 – комбінації зусиль із моментом, що довантажує галузь 2.

У більшості випадків $N_1 = N_2$ (різниця не перевищує 10%) і

$$y_1 = |M_2| / (|M_1| + |M_2|) h_0, \quad (9.5)$$

для симетричних перерізів $y_1 = y_2 = 0,5 / h_0$.

Потім знаходять необхідну площу галузей

$$A_{B_1} = N_{B_1} / (\varphi R_y \gamma_c) \text{ і } A_{B_2} = N_{B_2} / (\varphi R_y \gamma_c) \quad (9.6)$$

(значення коефіцієнта φ можуть бути прийняті 0,7-0,9) і компонують перерізу галузей. Ширину галузі приймають рівної 1/20-1/30 довжини галузі (довжина колони або її ділянки із площини рами). Галузі колон працюють на центральний стиск, тому стійкість полиць і стінки забезпечується так само, як у центрально-стиснутих колонах.

Потім визначають геометричні характеристики обох галузей і всього перерізу в цілому. По формулах (9.1) і (9.2) уточнюють значення поздовжніх сил у галузях, а їхня стійкість - по формулах (9.3) і (9.4).

Стійкість колони в цілому перевіряють після підбора перерізів розкосів грати.

ТЕМА 10

РОЗДІЛЕНІ КОЛОНИ

Підкранову стійку роздільної колони проектують із прокатного двотавра (рис. 10.1). Стійку розраховують на осьову стискаючу силу N , рівну сумі опорних тисків підкранових балок D_{\max} , – при установці кранів у колоні. Стійкість стійки перевіряють як у площині рами (щодо осі $y-y$), так і з її площини (вісь $x-x$).

Гнучкість стійки $\lambda_y = l_y / i_y = l_b / i_y$; $\lambda_x = l_x / i_x$.

Тут l_b – відстань між сполучними планками; l_x – розрахункова довжина стійки із площини рами, обумовлена як для стрижня, затисненого внизу й шарнірно опертого верхнім кінцем, тобто $l_x = 0,7h$.

Сполучні планки проектують гнучкими у вертикальному напрямку з аркушів $t = 10-12$ мм. Відстань між планками призначають із умови рівностійкості стійки в обох площинах – $\lambda_x = \lambda_y$, звідки $l_b = l_x i_y / i_x$.

Планки повинні бути перевірені на стійкість від умовної поперечної сили Q_{fic} . Розрахункова довжина планки прийма-

ється рівної відстані F_R між стійками основної галузі (див. рис. 6.39). Гнучкість планки λ не повинна перевищувати 200.

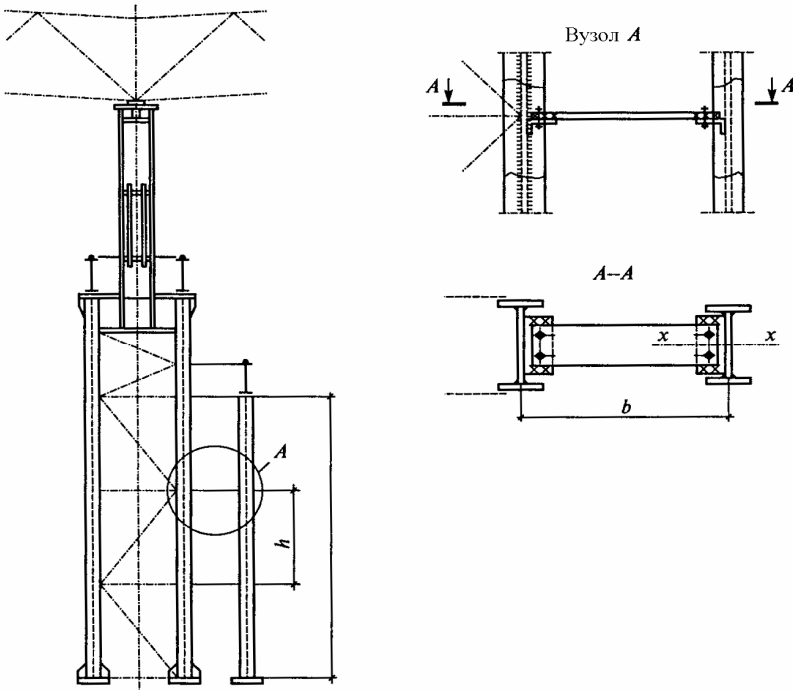


Рис. 10.1. До розрахунку розділеної колони

Оголовки колон. Обпирання будівельних ферм на колони може бути зверху або збоку. Обпирання зверху (див. рис. 10.1) застосовується при шарнірному з'єднанні ригеля з колоною. Опорний тиск від ферми F_R передається на опорну плиту оголовка колони й через ребро оголовка – на стіну колони (або траверсу в наскрізній колоні). Конструювання й розрахунок таких оголовків проводяться так само, як у центрально-стиснутих колонах.

ТЕМА 11

ВУЗЛИ ОБПИРАННЯ ПІДКРАНОВИХ БАЛОК

Підкранові балки в колонах постійного перерізу опираються на спеціальні консолі (рис. 11.1). При невеликій вантажопідйомності кранів застосовують одностінчасті консолі, що приварюють до колони на заводи. Консоль і шви її кріплення до колони розраховують на згинальний момент $M = D_{\max} e$ і зріз силою D_{\max} (D_{\max} – максимальне зусилля від кранів).

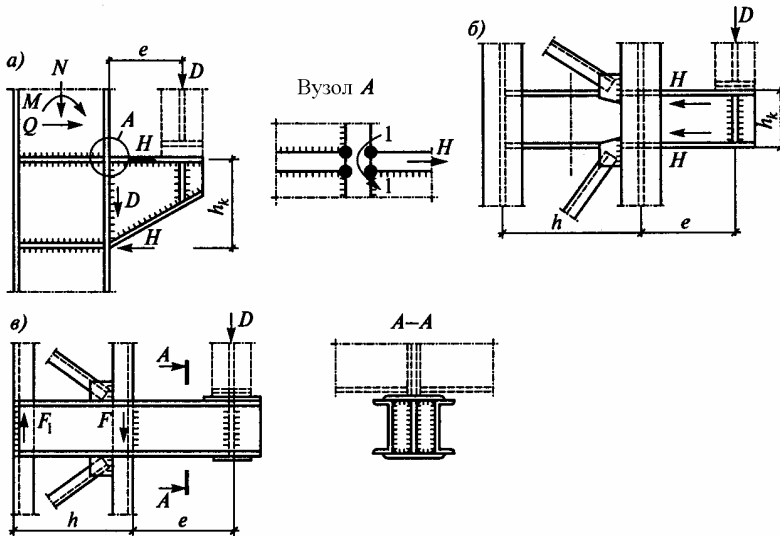


Рис. 11.1. Підкранові консолі:

а – при суцільних колонах; б – при ґратчастих колонах;
в – двостінчаста консоль

Напруги в підставі консолі й у швах кріплення визначають, припускаючи, що момент сприймається тільки полками $H = M / h_k$, а вертикальна сила – стінкою.

У стінці колони в місці примикання консолі виникає складний напружений стан, і її міцність перевіряється по наведених напругах формули

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_y \gamma_c, \quad (11.1)$$

де $\sigma = N/A + M/W$; $\tau = (Q + H)/A_w$; A_w – площа стінки колони.

Шви кріплення ребер колони до стінки й полиці необхідно перевірити на дію зусилля H .

При передачі більших зусиль улаштовують двустенчатую консоль (рис. 11.1, в). Переріз консолі перевіряють на дію моменту $M = D_{\text{max}} e$ й сили, що D_{max} перерізує. Зусилля у швах кріплення консолі до галузей колони знаходять за правилом важеля: $F = D_{\text{max}} (h + e)/h$; $F_1 = D_{\text{max}} e/h$ (див. рис. 11.1, в). З огляду на можливість нерівномірної передачі навантаження на галузі консолі, зусилля збільшують на 20%.

В східчастих колонах підкранові балки опираються на уступ колони. Для передачі зусилля від верхньої частини колони й підкранових балок на нижню частину в місці уступу влаштовують траверсу (рис. 11.2). Висоту траверси $h_{\text{тр}}$ приймають рівної 0,5-0,8 ширини нижньої частини колони. Зусилля D_{max} через плиту товщиною 20-25 мм передається на стінку траверси. Стінка траверси працює на зминання й перевіряється по формулі

$$\sigma = D_{\text{max}} / l_{ef} t_{w, \text{тр}} \leq R_p \gamma_c, \quad (11.2)$$

де $l_{ef} = b_{o, \text{р}} + 2t_{\text{пл}}$ – довжина зминаємої поверхності; $b_{o, \text{р}}$ – ширина опорних ребер балок; $t_{w, \text{тр}}$ і $t_{\text{пл}}$ – товщини стінки траверси й плити.

Поздовжня сила N й згинальний момент M від верхньої частини колони через вертикальні ребра також передаються на траверсу. Припустимо вважати, що N й M передаються тільки через полки верхньої частини колони:

$$N_f = N/2 + M/h_b,$$

де N і M – зусилля в перерізі 2-2.

Довжина шва кріплення вертикального ребра до стінки траверси (Ш 1) визначається по формулі

$$t_{w_1}^{\text{тр}} = N_f / 4k_f (\beta R_W \gamma_W)_{\text{min}} \cdot \gamma_c. \quad (11.3)$$

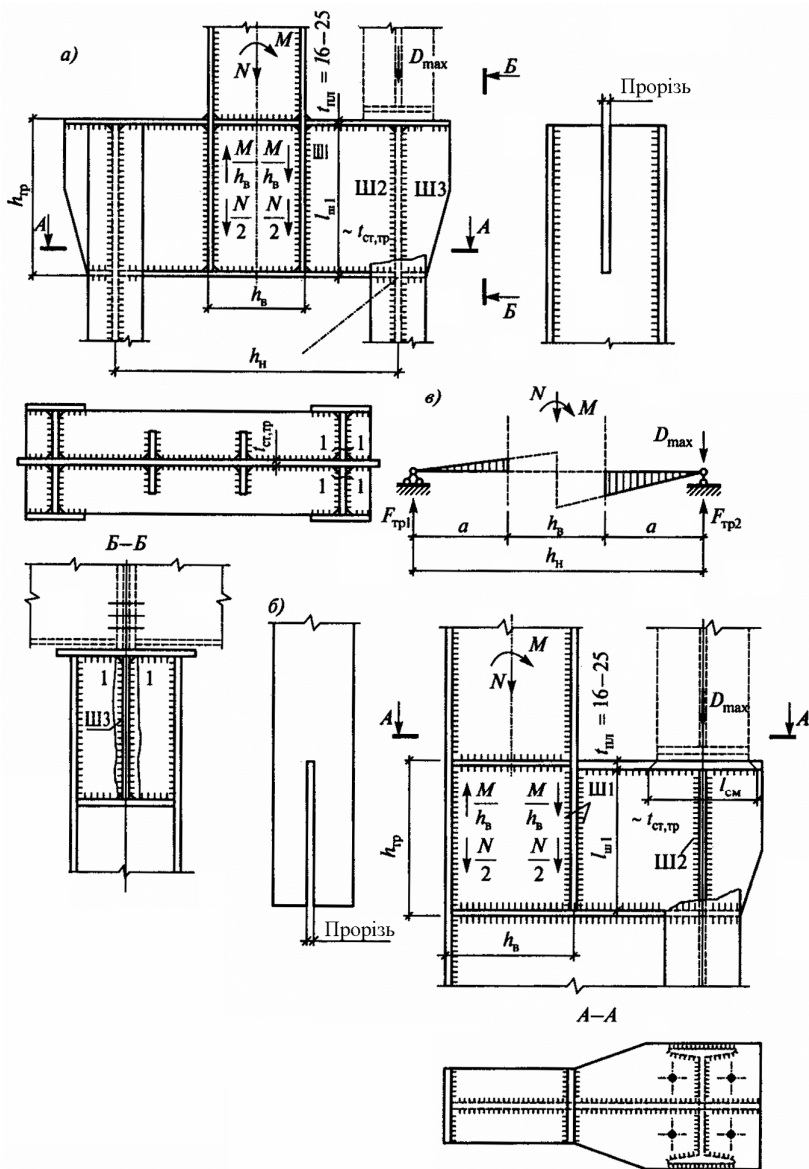


Рис. 11.2. Вузли сполучення верхньої й нижньої частин колон:
а – ґратчастих; б – суцільних; в – розрахункова схема траверси

Довжину шва можна визначити по граничному зусиллю в полку $N_f = A_f R_y$, де A_f – площа полки (з умови рівномірності полки та шва кріплення).

У гратчастих колонах траверсу працює як балка – стінка двотаврового перерізу, навантажена N , M і D_{\max} , із прольотом, рівним ширині нижньої частини колони (рис. 11.2,а). Нормальні напруги в траверсі при $h_{\text{тр}} = (0,5 - 0,8)h_n$ малі, тому досить перевірити міцність траверси на зріз:

$$\tau = Q_{\text{тр}} / h_{w,\text{тр}} t_w \leq R_s \gamma_c, \quad (11.4)$$

де $h_{w,\text{тр}}, t_w$ – висота й товщина стінки траверси; $Q_{\text{тр}}$ – поперечна сила.

Для симетричних колон середнього ряду

$$Q_{\text{тр}} = N / 2 + N / h_n + k D_{\max}.$$

Коефіцієнт $k = 1,2$ урахує нерівномірність зусилля D_{\max} , внаслідок можливого перекосу опорних ребер балок.

Шви кріплення траверси до галузей колони (Ш 2) розраховують на опорну реакцію траверси $F_{\text{тр}} = Q_{\text{тр}}$, а шов кріплення ребра (ШЗ) – на зусилля $F = k D_{\max} / 2$.

Для більшої надійності кріплення траверси в поясі верхньої частини й у стінці підкранової галузі (див. рис. 11.2) роблять прорізу, у які заводять стінку траверси. У цьому випадку шви кріплення траверси до підкранової галузі розраховують на зусилля $F = N / 2 + M / h_n + D_{\max}$ (для середньої колони).

При цьому ж зусиллі варто перевірити на зріз (лінія 1-1) стінку підкранової галузі в місці кріплення траверси:

$$\tau = F / 2 h_{w,\text{тр}} t_{w_1} \leq R_s \gamma_c, \quad (11.5)$$

де t_{w_1} – товщина стінки галузі.

При $\tau > R_s \gamma_c$ збільшують висоту траверси або роблять більше товстої вставку в стінці галузі колони.

У колоні зі сплошностінчастою підкрановою частиною траверсу опирається не тільки на полки, але й на стінку колони, тому розрахунок траверси на вигин не потрібно, а міцність швів

кріплення траверси до підкранової полиці й стінки (по лінії 1-1) допускається перевіряти на зусилля D_{\max} .

Стики в колонах виконують із прокатної сталі; якщо колона більше 18 м, її ділять на відправні елементи залежно від можливості транспортування й монтажу.

Монтажні з'єднання виконують встик з повним проваром швів або на високоміцних болтах (рис. 11.3), причому торці елементів фрезерують. Для вивірки й фіксації стикуємих елементів установлюють монтажні куточки (рис. 11.3,а). При різній товщині стикуємих елементів полиці з'єднують за допомогою накладок.

У монтажних стиках на високоміцних болтах стискальні зусилля передаються через фрезеровані торці колон, а що розтягують – накладками.

У східчастих колонах монтажний стик улаштовують у місці уступу. При пристрої проходу в тілі колони (у будинках із краями особливого режиму роботи) ослаблену ділянку підсилюють приваркою додаткових аркушів.

Стійкість перевіряють по формулах позacentрового стиску.

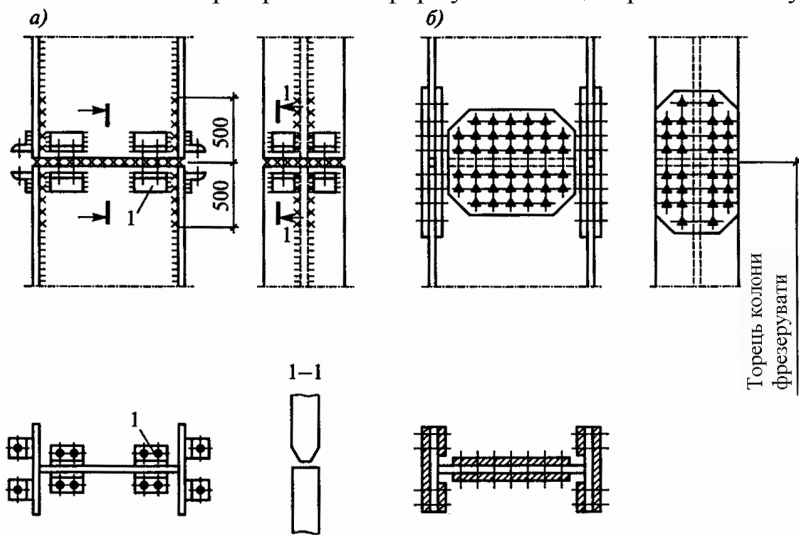


Рис. 11.3. Монтажні стики колон:

а – зварений стик; б – стик на високоміцних болтах;
1 – монтажні стикувальні куточки

ТЕМА 12

БАЗИ КОЛОН ВИРОБНИЧИХ БУДИНКІВ

База – опорна частина колони й призначена для передачі зусилля з колони на фундамент. До складу бази входять плита, траверса, ребра, анкерні болти й пристрої для їхнього кріплення (столики, анкерні плити та т.п.).

Шарнірні бази такі ж, як для центрально-стиснутих колон. При більших зусиллях бази шарнірних рамних систем проектують із використанням опорних шарнірів (плиткових, балансирних). Для кращої передачі моменту на фундамент база позачентрово стислої колони розвивається в площині дії моменту; центр плити сполучається із центром ваги колони.

Якщо момент одного знака значно більше моменту іншого знака, то конструкція бази із плитою зміщається убік дії більшого моменту.

Під плитою в бетоні фундаменту виникають нормальні напружки σ_{b_1} , обумовлені по формулі позачентрового стиску:

$$\sigma_{\max} = N / A_{\text{пл}} + M / W_{\text{пл}} = N / BL + 6M / BL^2, \quad (12.1)$$

де $A_{\text{пл}}, W_{\text{пл}}$ – площа й момент опору плити; B, L – ширина й довжина плити.

При більшому значенні згинального моменту другий член формули (12.1) може виявитися більше першого й під плитою виникають напружки, що розтягують. Для сприйняття можливого розтягання встановлюють анкерні болти, які є розрахунковими елементами.

Ширина плити приймається на 100-200 мм більше перерізи колони. З умови міцності бетону фундаменту на стиск $\sigma_b \leq R_{b,loc} \psi$ можна визначити довжину плити по формулі

$$L = N / (2B\psi R_{b,loc}) + \sqrt{\left[N / (2B\psi R_{b,loc}) \right]^2 + 6M / (B\psi R_{b,loc})}, \quad (12.2)$$

де $\psi = 0,75$ – коефіцієнт, що враховує нерівномірний розподіл напружок у бетоні.

Розрахунковий опір бетону фундаменту на стиск $R_{b,loc}$ визначається по формулі. Розрахунок виконують на комбінацію зусиль N та M , що дає найбільший крайовий стиск бетону.

Для забезпечення твердості плити й зменшення її товщини в базі встановлюють траверси й ребра.

У легких колонах застосовують бази з одностінчастою (рис. 12.1,а) або двостінчастою траверсою з аркушів або двох швелерів (рис. 12.1,б). Для могутніших колон улаштовують двостінчаті траверси з аркушів (рис. 12.1,б,г). При великій ширині колони економічніше та зручніше роздільні траверси (див. рис. 12.1,г).

Ребра й траверси розчленовують плиту на окремі ділянки, тому розрахунок ведеться так само, як для бази центрально-стиснутої колони.

При розрахунку анкерних болтів необхідно приймати комбінацію навантажень, що дає найбільше розтяжне зусилля в болтах. Виходячи із цього $\sigma_{b,min} = N / BL + 6M / (BL^2) < 0$, при розрахунку анкерних болтів варто враховувати тимчасові навантаження $M / N \geq L / 6$.

Якщо для постійного навантаження $M / N < L / 6$, тобто вона розвантажує анкерні болти, то значення N й M варто приймати з коефіцієнтом надійності для постійного навантаження $\gamma_f = 0,9$.

Анкерні болти закріплюють на спеціальних столиках (див. рис. 6.45,а) і анкерних плитах (див. рис. 12.1,б). Столики працюють на вигин від зусилля в анкерному болті. Анкерні плити працюють як балки на двох опорах.

Під наскрізні колони при їхній ширині 1 м і більше влаштовують роздільні бази (під кожну галузь – своя база) (рис. 12.2,а). Галузі наскрізної колони працюють на поздовжні осьові сили, тому їх конструюють і розраховують як бази центрально-сжатых колон. Центр плити сполучають із центром ваги галузей.

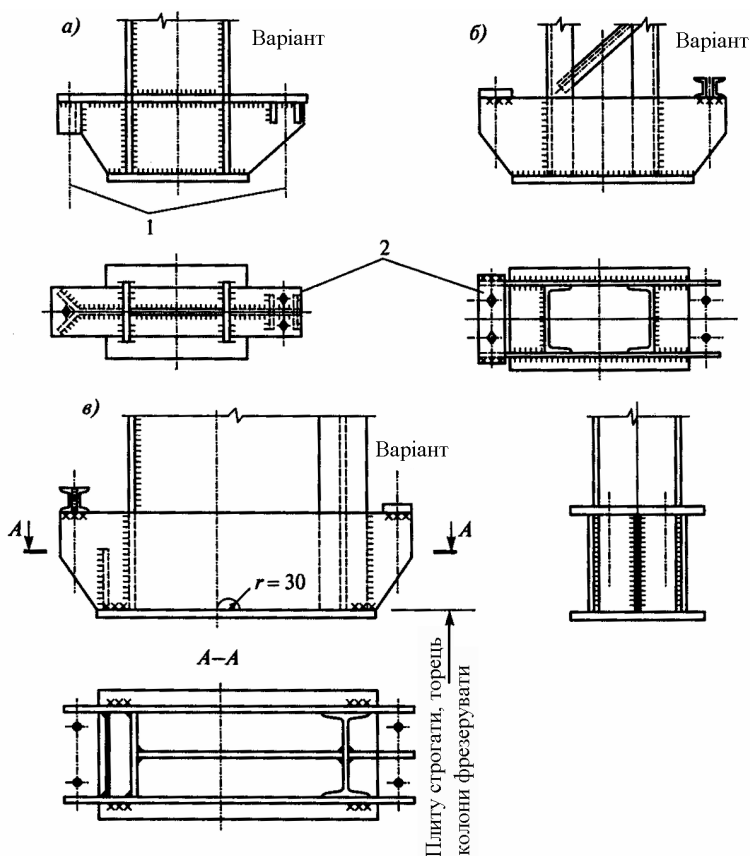
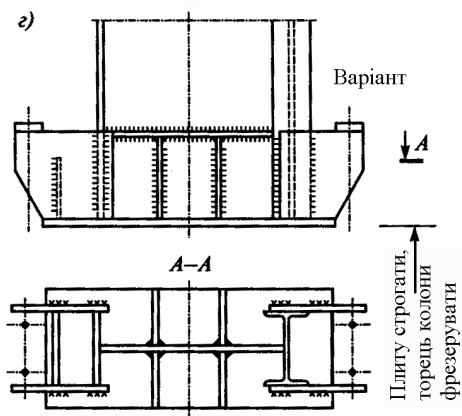


Рис. 12.1. Загальні бази
позацентрово стиснутих
колон:

- а – легкої суцільної
колони з одностінчастою
травенсою; б – легкої
решітчастої колони;
- в – двоступінчаста база із
загальними травенсами;
- г – двоступінчаста база з
роздільними травенсами;
- 1 – анкерні болти;
- 2 – анкерні плити



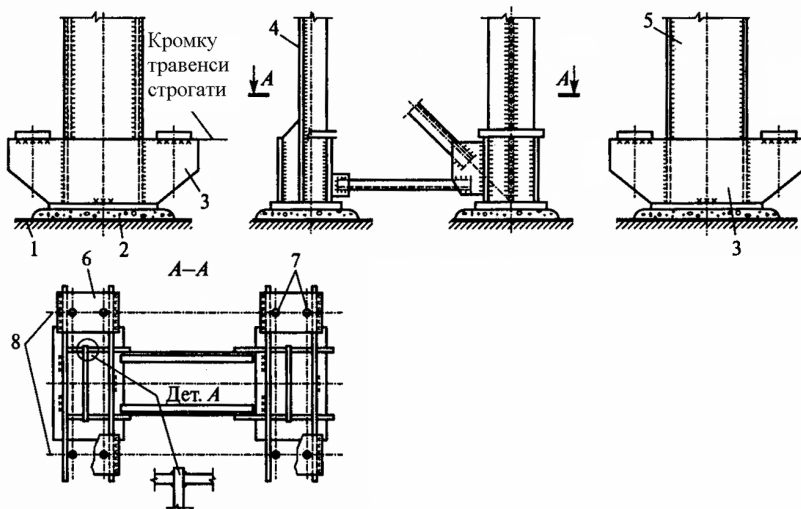


Рис. 12.2. Роздільна база ґратчастої колони:

1 – верх фундаменту; 2 – цементна підлива; 3 – траверси; 4 – зовнішня ґалузь;
5 – підкранова ґалузь; 6 – анкерна плита; 7 – отвору в плиті
 $d = d_g + 6$; 8 – вісь анкерних болтів

Базу кожної ґалузі розраховують на свій згинальний момент і поздовжню силу. Зусилля, що передаються на базу, визначають по формулах (9.1) і (9.2).

При значному згинальному моменті й найбільшій поздовжній силі в одній з ґалузей можуть виникнути розтяжні зусилля, які сприймаються анкерними болтами й визначаються по формулі

$$F_a = (M - N y_{1(2)}) / h_n. \quad (12.3)$$

З умови появи розтяжних зусиль в анкерних болтах урахуються навантаження, для яких $M / N > y_{1(2)}$, а анкерні болти розташовують по осі ґалузей.

Через труднощі вивірки колон при монтажі звичайно використовують безвиверочний метод, що полягає в наступному: спочатку на фундамент установлюють опорні плити з верхньою фрезерованою поверхнею. Вивірку плит й їхню установку в проектне положення виконують за допомогою настановних болтів.

Після вивірки під плити підливають цементний розчин. Торець колони фрезерують при виготовленні. Колону встановлюють при монтажі на опорну плиту по осьових ризиках, потім на анкерні болти надягають анкерні плити й болти затягують. Після установки колони стержень її приварюють до плити конструктивними швами. Іноді шви перевіряють на зусилля, що зрушують.

При проектуванні бази для безвиверочного монтажу необхідно передбачити висадження настановних болтів. Товщина плити для виконання фрезерування повинна бути на 2-3 мм більше отриманій з розрахунку. База колони не повинна мати довгих виступаючих деталей, які можуть бути ушкоджені при фрезеруванні.

Метод безвиверочного монтажу завдяки більше точній установці колон дозволяє спростити й прискорити монтаж колон і конструкцій, що опираються на них.

ТЕМА13

ПІДКРАНОВІ КОНСТРУКЦІЇ

Підкранові конструкції служать для пересування кранів і передають на каркас будинку навантаження від підйомно-транспортного встаткування (бруківки опорні й підвісні крани). Крім того, підкранові конструкції забезпечують горизонтальну розв'язку колон із площини рами, передачу на вертикальні зв'язки між колонами поздовжніх зусиль від гальмівних сил, вітрових навантажень на торці будинку, сейсмічних й інших впливів і сприяють просторовій роботі каркаса.

Основні несучі елементи підкранових конструкцій – підкранові балки, що мають різну конструктивну форму. Підкранові балки бувають суцільні, як розрізні (рис. 13.1,а), так і нерозрізні (рис. 13.1,б). Розрізні підкранові балки простіше в монтажі й нечутливі до осідання опор, але мають підвищену витрату стали.

Нерозрізні балки на 12-15% економічніше за витратою металу, але більше трудомісткі при монтажі; при осаді опор у них виникають додаткові напруги.

При легких кранах ($Q \leq 30$ т) і більших кроків колон доцільні ґратчасті підкранові балки із твердим верхнім поясом (рис. 13.1,в). Їхнє застосування на 15-20% знижує витрата сталі в порівнянні із суцільними розрізними балками. До недоліків ґратчастих балок ставляться підвищена трудомісткість виготовлення й монтажу, низька довговічність при кранах особливого режиму роботи.

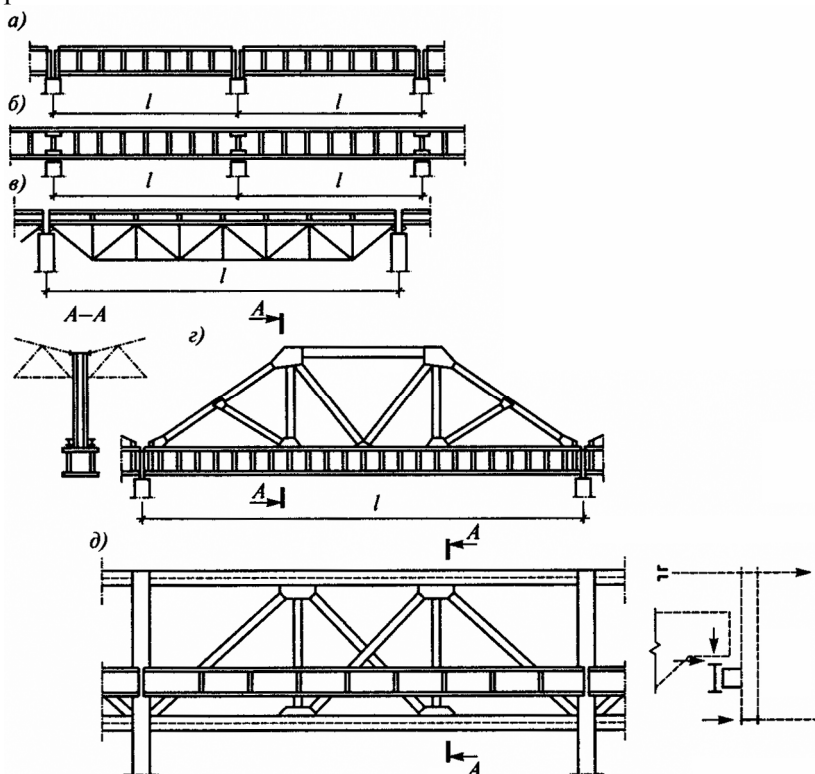


Рис. 13.1. Типи підкранових конструкцій:
а – розрізні балки; б – нерозрізні балки; в – ферми;
г – підкраново-підстропільні ферми; д – ферми з їздою понизу

При кранах великої вантажопідйомності застосовують підкраново-підстропільні ферми (рис. 13.1,г). Застосовуються також підкранові балки або ферми з їздою понизу (рис. 13.1,д).

Підвісні крани (кран-балки) мають невелику вантажопідйомність (до 5 т) і переміщаються по нижніх поясах балок шляхів (рис. 13.2,г).

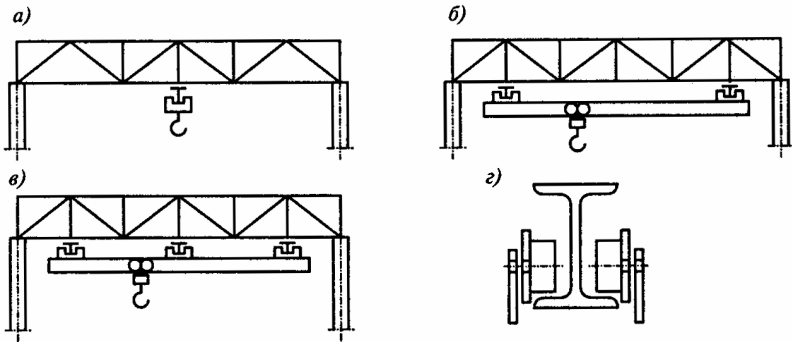


Рис. 13.2. Підвісне підйомно-транспортне встаткування:

а – тельфер; б – двоопорийний кран; в – триопорийний кран; г – обпирання ковзанок на балку

У багатопрольотних будинках (авіаскладальних, суднобудівних й інших заводах) застосовують підвісні крани вантажопідйомністю 30 т і більше. Шляхи таких кранів виконують по розрізній або нерозрізній схемі суцільного складеного перерізу.

13.1. Навантаження від крана

Навантаження від крана передаються на підкранову конструкцію через колеса, розташовані на кінцевій балці кранового моста. Залежно від вантажопідйомності кран має з кожної сторони два, чотири й більше колеса (рис. 13.3,а,б).

Підкранові конструкції розраховують на навантаження від двох зближених кранів найбільшої вантажопідйомності (рис. 13.3,в) з візками, наближеними до одному з рядів колон, тобто в положенні, при якому діють найбільші вертикальні сили. Одночасно до балки прикладають і максимальні поперечні горизонтальні зусилля, які визначають за формулами:

$$F_K = k_1 \gamma_f F_k^n; \quad T_K = k_2 \gamma_f T_k^n, \quad (13.1)$$

де k – коефіцієнт динамічності, прийнятий по табл. 13.1 залежно від режиму роботи крана; $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності по навантаженню; F_k^n – максимальне зусилля на ковзанці крана; T_k^n – визначають по формулі $T_n = 0,05 \cdot (Q + G_T) / n_0$; G_T – вага візка; n_0 – число коліс із однієї сторони крана.

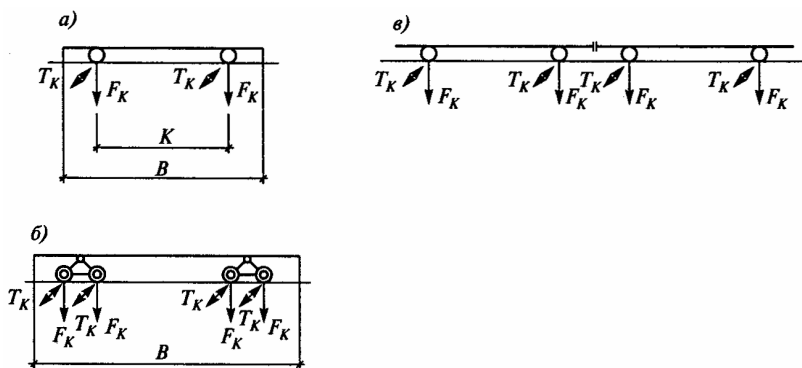


Рис. 13.3. Схеми навантажень від мостових кранів:
а, б – чотирих- і восьмиколесного; в – двох зближених чотирихколесних

При розрахунку підкранових конструкцій для кранів особливого режиму роботи враховується горизонтальне навантаження, викликане перекосом крана, тому силу T_k^n визначають по формулі $T_k^n = 0,1F_k^n$.

Таблиця 13.3 – Значення коефіцієнта динамічності

Режим роботи крана	Крок колон B , м	k_1	k_2
1 К - 5 К	Незалежно від B	1,0	1,0
6 К - 7 К	≤ 12	1,1	1,0
	> 12	1,0	1,0
8 К	≤ 12	1,2	1,1
	> 12	1,1	1,1

Втомлене руйнування виникає в результаті дії багаторазово повторюваного навантаження. При розрахунку конструкцій на

витривалість приймають найбільше часто повторювані навантаження, які визначають множенням на понижуючий коефіцієнт, що залежить від режиму роботи кранів (0,5 при кранах режиму роботи 4К – 6К ; 0,6 при кранах 7К ; 0,7 при кранах 8К).

Перевірку твердості підкранових балок виконують на навантаження від одного крана з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,0$ й без обліку коефіцієнта динамічності.

Гальмівні балки, використовувані як площадки для обслуговування й ремонту кранових шляхів, розраховують на тимчасове навантаження за технічним завданням.

Власна вага підкранових балок приймають за довідковими даними. Допускається враховувати вплив власної ваги підкранових конструкцій і тимчасового навантаження на гальмівних балках, множачи розрахункові зусилля від вертикального кранового навантаження на коефіцієнт α , рівний для балок прольотом 6 м – 1,03; 12 м – 1,05; 18 м – 1,08.

Зосереджене вертикальне кранове навантаження, що досягає 600-800 кН, прикладається в будь-якій точці по довжині балки й приводять до появи в стінці складного напруженого стану при високому рівні напруг.

Внаслідок позацентрового додатка цього навантаження й поперечних горизонтальних сил, прикладених у рівні головки рейки, у балці виникає додатковий крутний момент, що викликає вигин стінки. Вертикальні й бічні впливи кранів носять динамічний характер, тому що супроводжуються ривками й ударами. Все це може привести до появи в підкранових конструкціях втомлених тріщин, розладу з'єднань, ослабленню вузлів і порушити нормальну експлуатацію.

Основні ушкодження підкранових балок – тріщини у верхньому поясному шві й околошовної зоні, ушкодження швів кріплення гальмівних конструкцій до підкранових балок, ушкодження вузлів кріплення балок до колон.

У найбільш важких умовах працюють підкранові балки в будинках, де експлуатуються крани особливого режиму роботи. Вони випробовують високі силові впливи із числом циклів навантаження $2 \cdot 10^6$ і більше.

Норми проектування відносять підкранові конструкції до першої групи конструкцій і рекомендують ряд вимог, які необхідно враховувати при проектуванні:

- розробка конструктивних рішень, що відповідають дійсним умовам роботи підкранових конструкцій;
- максимальне зниження концентрації напруг;
- використання сталей, що володіють підвищеною вібраційною міцністю;
- підвищення якості виготовлення й монтажу;
- забезпечення постійного нагляду за станом підкранових конструкцій і своєчасне усунення ушкоджень.

ТЕМА 14

КОНСТРУКЦІЇ ВЕЛИКОПРОЛІТНИХ ПОКРІВЕЛЬ БУДИНКІВ

14.1. Галузі застосування. Вимоги та типи систем великопролітних покрівель

Сучасні великопролітні покриття застосовують в будинках громадського, адміністративного, спеціального та виробничого призначення. Ширина прольоту таких будівель досягає 50...100 м, а в окремих випадках може бути 200 м і більше.

Застосування великих прольотів у спорудах громадського користування – театри, концертні та спортивні зали, криті стадіони, виставкові павільйони, ринки, вокзали, цирки тощо – зумовлене експлуатаційними та архітектурними вимогами.

У спорудах спеціального призначення, до яких належать ангари, гаражі, тролейбусні парки, електровозні та локомотивні депо, великі прольоти забезпечують сприятливі умови розміщення та евакуації машин і обладнання.

У промислових спорудах великі прольоти потрібні в складальних цехах літакобудівних, суднобудівних, машинобудівних заводів і відповідають технології складання або умовам ремонту великогабаритних машин (літаків, пароплавів тощо).

Залежно від призначення для великопролітних покрівель застосовують різні системи конструктивних рішень. За конструктивними ознаками покрівлі великих прольотів поділяють на системи з жорсткими несучими елементами (це балкові, рамні, аркові та просторові типи структур і перехресних ферм), односітчасті оболонки, ребристі куполи, вантові, площинні та просторові системи.

Більшість великопролітних покрівель мають прямокутну поверхню, проте театральні, концертні і спортивні зали, виставкові павільйони можуть бути круглої або овальної форми. Ці будинки не є об'єктами масового будівництва, їхні архітектурно-конструктивні рішення індивідуальні, що обмежує застосування типових конструкцій.

Основним навантаженням великопролітних покрівель споруд є власна маса, тому головною умовою економічного проектування є зменшення власної маси конструкцій покриття. У таких конструкціях доцільно застосовувати сталі підвищеної міцності, алюмінієві сплави, попередньо напружені несучі конструкції. Використовують також легкі конструкції та матеріали для покрівель такого типу, як сталевий профільований настил, армоцементні, армопінобетонні та армосилікатні плити, сталеві й алюмінієві покрівельні панелі прогоном 12 м і більше з використанням попереднього напруження.

14.2. Балкові конструкції покриттів

Основними елементами *балкових покриттів* є плоскі або з'єднані в блоки ферми, які застосовують при прольотах 50 x 70 м і більше (рис. 14.1). Плоскі ферми з'єднують між собою горизонтальними й вертикальними зв'язками та прольотами, які забезпечують просторову жорсткість покриття та стійкість окремих елементів ферми.

Економічно доцільно застосовувати в балкових системах тригранні ферми з попереднім напруженням (рис. 14.2).

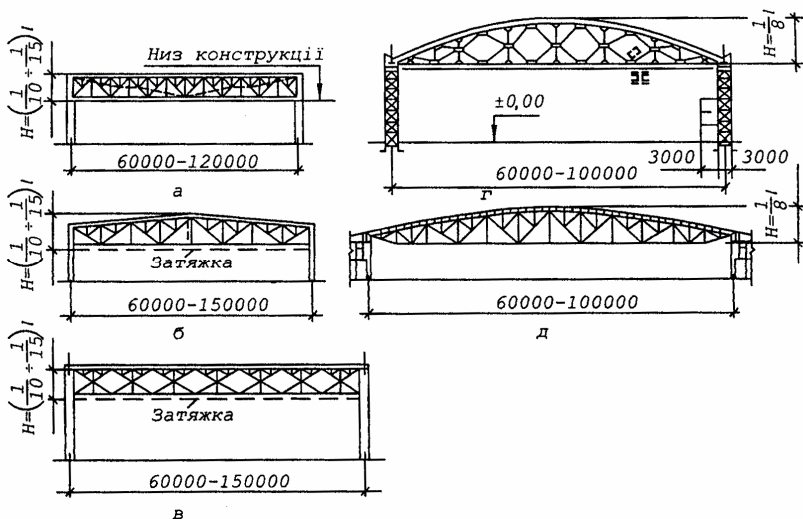


Рис. 14.1. Великопролітні кроквяні ферми з паралельними поясами (а, в); трапецієподібні (б); сегментні (г, д)

Спільна робота на стиск залізобетонних плит, які вкладають на верхньому поясі ферм, застосування трубчастих стержнів і попереднє напруження сприяють тому, що такі системи є економічними щодо витрат металу.

Головний недолік балкових конструкцій – велика будівельна висота, яка зумовлюється вимогами жорсткості. У зв'язку з цим найбільш раціональними системами решітки є ромбічна або хрестова. Вони дають змогу зменшити розрахункову довжину стержнів і перевозити великогабаритні відправні елементи конструкцій. Висота ферм з паралельними поясами $h = (1/8 - 1/16)l$, трапецієподібних $h = (1/7 - 1/11)l$, сегментних $h = (1/8 - 1/12)l$.

Для передачі навантаження у вузлах ферми часто застосовують шпренгельну решітку, яка сприяє також стійкості стисненого поясу в площині ферми.

У важких фермах, характерних для великопролітних будівель, застосовують переважно Н- і П-подібні поперечні перерізи, оскільки вони дають змогу проектувати прості з'єднання стержнів у вузлах (рис. 14.3).

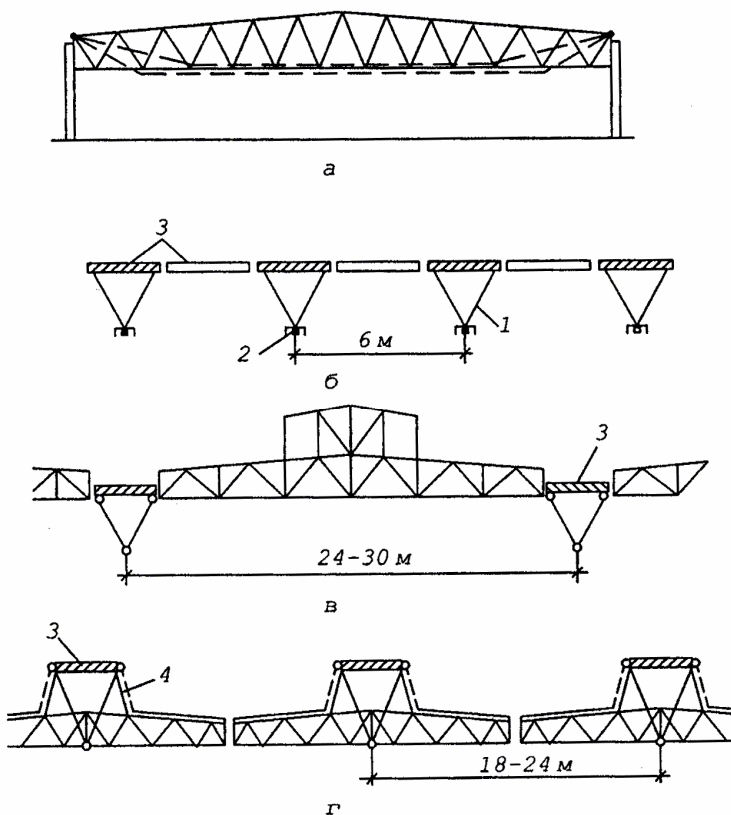


Рис. 14.2. Покриття з тригранними балковими фермами: а – поперечний переріз; б, в, г – поздовжній переріз; 1 – тригранна ферма; 2 – затяжки; 3 – залізобетонні плити покрівлі; 4 – вікна ліхтарів

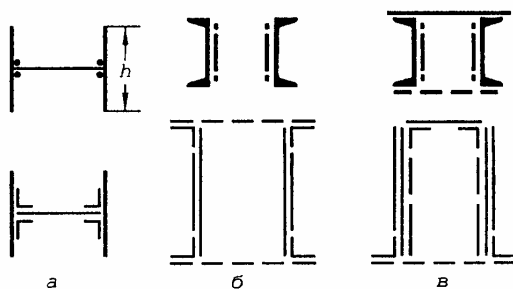


Рис. 14.3. Типи перерізів стержнів великопролітних ферм:
а – Н-подібні; б, в – П-подібні

Щоб на роботу важких ферм з прольотом понад 40 м не впливали горизонтальні переміщення і повороти на опорах від температурних деформацій, проектують спеціальні конструкції нерухомих і рухомих опор. При прольотах до 60 м нерухому опору виконують у вигляді плиткового шарніра або тангенціальної плити-шарніра (рис. 14.5), а рухому – у вигляді однокоткової опори. Для балкових ферм прольотом $l = 60 \dots 120(150)$ м застосовують нерухому балансиру опору, а для рухомої опори – дво- і багатокоткову опору або опору балансирного типу (рис. 14.6).

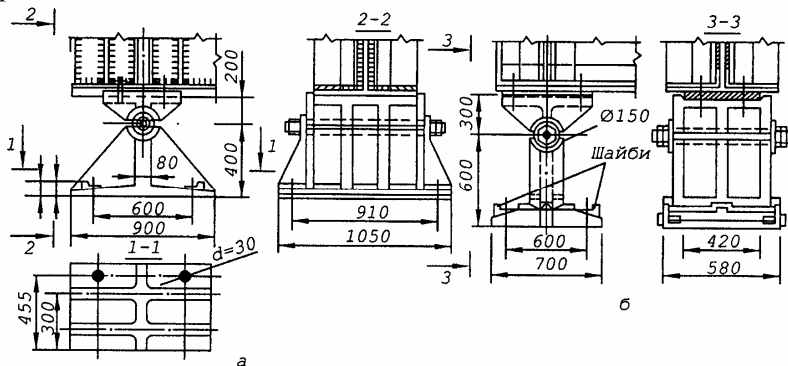


Рис. 14.5. Балансирні опори важких ферм: а – нерухома; б – рухома

Циліндричний коток розраховують на умовний діаметральний стиск за формулою

$$d = \frac{F_v}{nl_{cd}R_{cd}}, \quad (14.1)$$

де F_v – опорна реакція; n – кількість котків; d – діаметр котка; l_{cd} – довжина котка; R_{cd} – розрахунковий опір котків діаметральному стику при вільному дотику.

Циліндричну вкладку, або цапфу, при щільному дотику розраховують на зминання за формулою

$$\sigma = \frac{F_v}{1,25rl_{cd}} \leq R_{lp}, \quad (14.2)$$

де r – радіус шарніра або цапфи; R_{lp} – розрахунковий опір сталі місцевого зминання при щільному дотику.

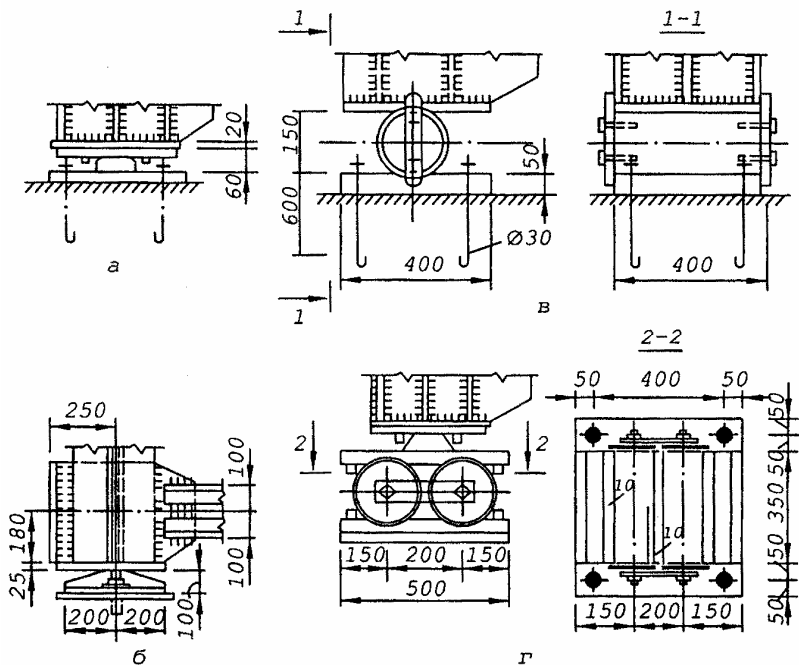


Рис. 14.6. Типи опор важких ферм:
а, б – нерухомі; в, г – рухомі коткові

Зусилля у стержнях важких ферм розраховують таким же чином, як і в легких фермах.

На рис. 14.7 зображена ферма покриття палацу спорту в Києві. Ферма має параболічний обрис з кривизною нижнього поясу, до якого кріпиться стеля.

Схема покриття універсального спортивного комплексу ЦСКА в Москві зображена на рис. 14.8. У даному випадку висота блоково-балкової конструкції має габарити, які забезпечують можливість її транспортування.

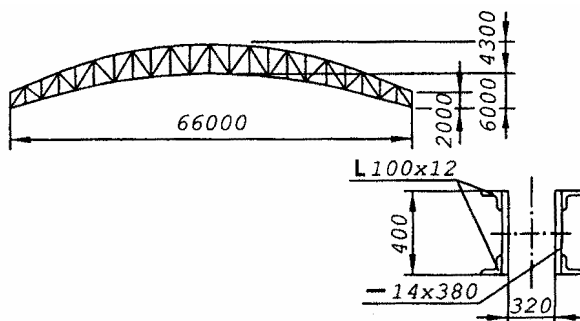


Рис. 14.7. Ферма покриття палацу спорту в Києві

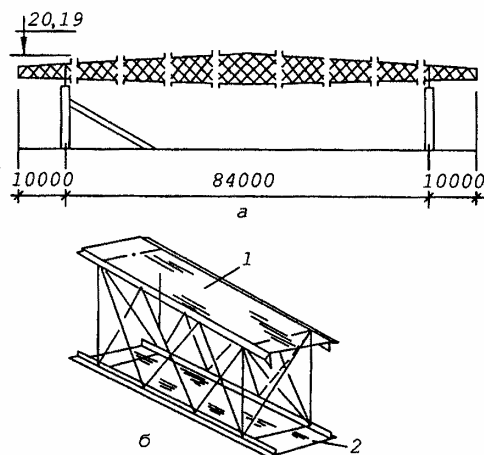


Рис. 14.8. Блоково-балкова конструкція:

а – блок повної довжини; б – блок панелей; 1 – попередньо напружена сталева обшивка; нижня сталева обшивка без попереднього напруження

14.3. Рамні конструкції

У покриттях великих прольотів застосовують двошарнірні та безшарнірні рами. У ригелях рам

при жорсткому з'єднанні з колоною зменшуються витрати металу порівняно з балковими конструкціями за рахунок розвантаження ригеля вузловими моментами. При цьому в колонах, окрім нормальних зусиль, виникають значні згинальні моменти.

У великопролітних покриттях застосовують рами як суцільного, так і наскрізного перерізів.

Рами суцільного перерізу використовують рідко і лише при невеликих прольотах (до 50...60 м), їхні переваги – менша трудомісткість, кращі транспортні можливості, менша висота будівлі.

Великопролітні наскрізні рами роблять двошарнірними, з шарнірами на рівні фундаментів або з шарнірами у вузлах з'єднання ригеля з колоною, а також безшарнірними з колонами, затисненими на рівні фундаментів (рис. 7.9). Безшарнірні схеми рам застосовуються при прольотах 120...150 м. Проте найбільш поширені двошарнірні рами прольотом до 120 м з шарнірами на рівні фундаментів (рис. 14.10). Ширину колон наскрізної рами приймають рівною довжині панелі ригеля (приблизно 5...7 м). У таких випадках погонна жорсткість колон перевищує жорсткість ригеля, внаслідок чого розвантажений вплив опорних моментів стає значним.

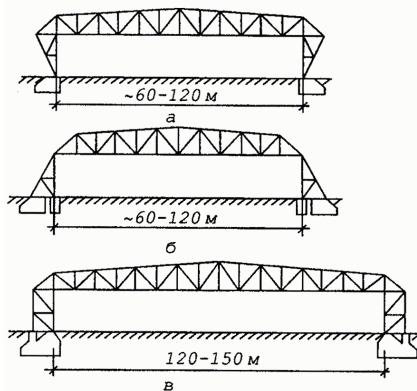


Рис. 14.9. Система наскрізних рам:

а – двошарнірна на рівні фундаментів; б – двошарнірна у вузлах з'єднання ригеля з колоною; в – безшарнірна

Найбільшого ефекту розвантаження наскрізної рами досягають за допомогою попереднього напруження ригеля та колон рами. Попереднє напруження спричинює в системі рами згинальні моменти протилежного знака моментам від вертикального навантаження. Попередньо напружену затяжку в рамних конс-

трукціях розміщують під час монтажу в розтягненій зоні відповідно до епюри згинальних моментів від вертикального навантаження.

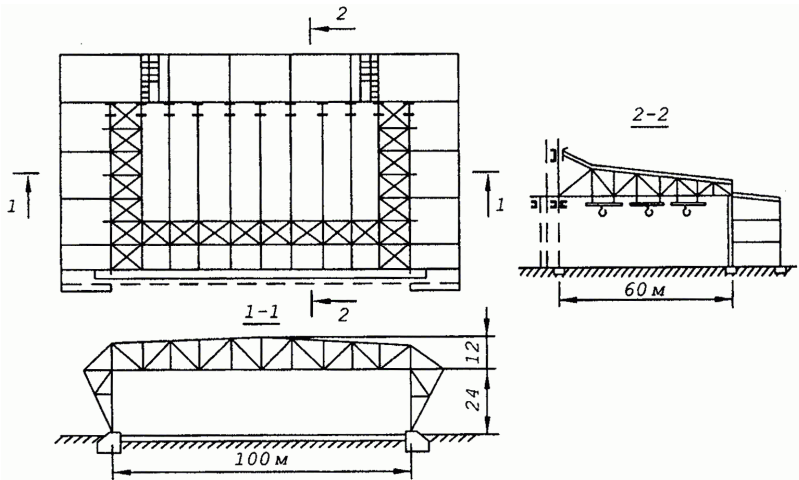


Рис. 14.10. План і розрізи ангара

У двошарнірних наскрізних рамах висоту ригеля приймають $1/8 \dots 1/15$ прольоту, а в безшарнірних – $1/12 \dots 1/20$ прольоту.

Поперечний переріз наскрізних ригелів та колон проектують аналогічно наскрізним фермам (рис. 14.11).

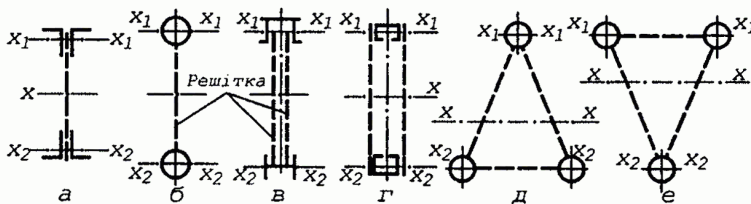


Рис. 14.11. Типи перерізів наскрізних рам

Рамні конструкції сприймають вертикальне рівномірно розподілене навантаження від власної маси, мас покрівлі та снігу, зосереджене навантаження від мостового крана, підвісної кран-балки, а також горизонтальне вітрове навантаження, яке прикладається у вигляді зосередженої сили у вузлі з'єднання ригеля з колоною. Двошарнірні рами – один раз статично невизна-

чені, де невідомою силою є розпір, прикладений горизонтально в опорних вузлах. Безшарнірні рами – тричі статично невизначені, в яких поряд з невідомим розпором є невідомий опорний момент та вертикальна сила.

Розрахунок рам виконують методами сил і переміщень, а також, застосовуючи готові табличні формули. У цих випадках доцільно використовувати ЕОМ.

У результаті статичного обчислення визначають розрахункові величини M , N та Q для всіх характерних поперечних перерізів рами.

Колони суцільної рами розраховують на позacentрове стиснення. Для визначення зусиль у стержнях наскрізної рами при трапецієподібному або полігональному обрисах ригеля використовують побудову діаграми Кремона. Для цього аналітичним методом попередньо визначають розпір та вертикальні опорні реакції.

14.4. Аркові конструкції

Аркові покриття застосовують для великих прольотів (60...80 м). Основні його переваги – мала маса конструкцій. Це пояснюється тим, що арка є розпірною системою і переріз працює переважно на стиск і незначний за величиною згинальний момент. Проте аркова конструкція більш деформівна порівняно з рамою, оскільки погонна жорсткість арки i_a менша від погонної жорсткості ригеля рами

$$i_a = \frac{I_a}{S} < \frac{I_p}{l} = i_p, \quad (14.3)$$

де $I_a \cdot S$ – момент інерції та довжина дуги арки; $I_p \cdot l$ – момент інерції та проліт рами.

Ось чому аркові конструкції застосовують у великопролітних покриттях, де немає динамічних або значних горизонтальних сил, у павільйонах, критих ринках, спортивних залах тощо.

За статичною схемою арки поділяють на тришарнірні, двошарнірні та безшарнірні.

Доцільність того чи іншого типу арок можна визначити за епюрою моментів (рис. 14.12). Найбільший згинальний момент виникає в чверті прольоту тришарнірної арки, тому її конструкція найбільш важка й досить рідко застосовується на практиці.

У безшарнірних арках моменти всередині прольоту найменші і зростають на невеликих ділянках біля опор, цим зумовлюється те, що вони за масою найлегші. Безшарнірні арки доцільно застосовувати за наявності міцних, скелястих ґрунтів, у протилежному випадку витрати матеріалу на фундаменти значною мірою перекинуть економію матеріалу, одержану за рахунок конструкції арки.

Найчастіше застосовують двошарнірні арки, в яких згинальні моменти розподіляються по прольоту більш-менш рівномірно, а їх обриси доцільно приймати з паралельними поясами.

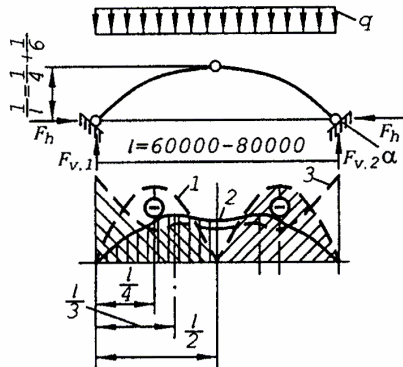


Рис. 14.12. Статичні схеми й епюри моментів у арках від рівномірно розподіленого навантаження:

1 – тришарнірна; 2 – двошарнірна; 3 – безшарнірна

Двошарнірні арки найбільш економічні за витратами матеріалу, простіші у виготовленні та монтажі, що сприяє широкому їх застосуванню.

Порівняно з рамою арка займає більший простір, оскільки в аркових покриттях біля опор є зони, які не можуть повністю використовуватись. Основними розмірами арок є проліт l і стріла (висота) підйому арки f .

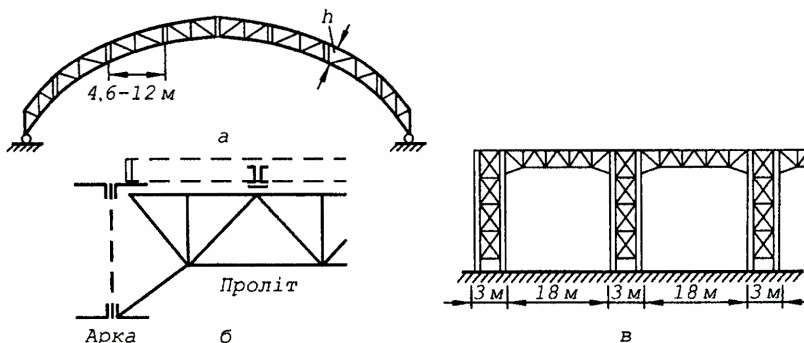


Рис. 14.13. **Компонування аркового покриття:** а, б – конструктивна схема арки з розташуванням наскрізних ферм-прольотів; в – схема спарених арок

Оптимальне співвідношення $f/l=1/4-1/6$. При збільшенні висоти арок нормальна сила та розпір зменшуються, а згинальний момент значно зростає і навпаки, зменшення висоти підйому арки збільшує нормальну силу та розпір і зменшує згинальний момент. Цьому значною мірою сприяє вітрове навантаження.

У поздовжньому напрямку будівлі арки розміщують з кроком від 12 до 24 м. З конструктивною метою між арками розташовують наскрізні ферми-прольоти з кроком 4...7 м, на яких укладаються плити покрівлі (рис. 14.13, а). Одночасно наскрізні ферми-прольоти використовують як зв'язки і забезпечують цим стійкість нижнього поясу арки. Для зручності монтажу та забезпечення стійкості арок застосовують спарені арки, що дає змогу виготовляти їх на заводі секціями довжиною 4...6 м (рис. 14.13, в).

Конструктивно арки бувають суцільного й наскрізного перерізу. *Арки суцільного перерізу* мають висоту $1/50 - 1/80$ прольоту і застосовуються при прольотах до 60 м (рис. 14.14, а). Переріз суцільних арок виконують у вигляді зварного широкополічкового двотавра, труби, двох швелерів або двотаврів, з'єднаних планками. Для прольотів понад 60 м застосовують переважно наскрізні арки з паралельними поясами (рис. 14.14, б).

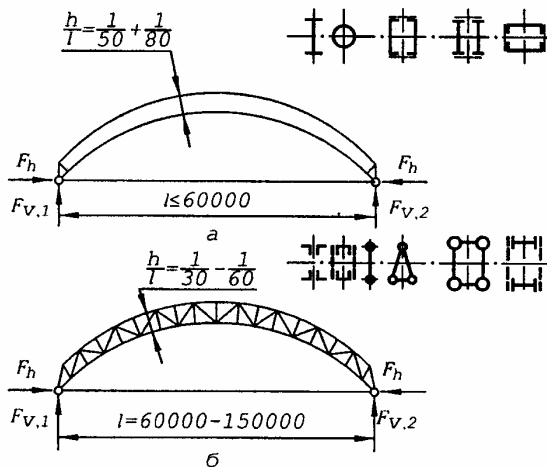


Рис. 14.14. Конструктивні схеми й типи перерізів двошарнірних арок:
а – суцільні; б – наскрізні

Наскрізні арки мають меншу жорсткість, ніж суцільні, тому висота їхнього перерізу збільшується до $1/30 \dots 1/60$ прольоту. Решітка наскрізних арок буває розкісна і трикутна. Пояси наскрізних арок виконують із кутників, швелерів, труб, двотаврів. Для великих прольотів з великими зусиллями наскрізні арки роблять просторовими у вигляді трикутного або чотирикутного поперечного перерізу.

Розрахунок арок починають з навантаження, яке складається з вертикального постійного (власної маси арки та покрівлі) і тимчасового у вигляді снігу та вітру (рис. 14.15).

Двошарнірна арка – це статично невизначена система, в якій за невідому силу приймають розпір F_h . Розпір від рівномірно розподіленого навантаження в дво- і тришарнірних арках, у пологих арках, окреслених за квадратною параболою або іншою кривою, близькою до неї, визначають за формулою

$$F_h = \frac{q_g l^2}{8f}, \quad (14.4)$$

де q_g – розрахункове постійне навантаження на арку.

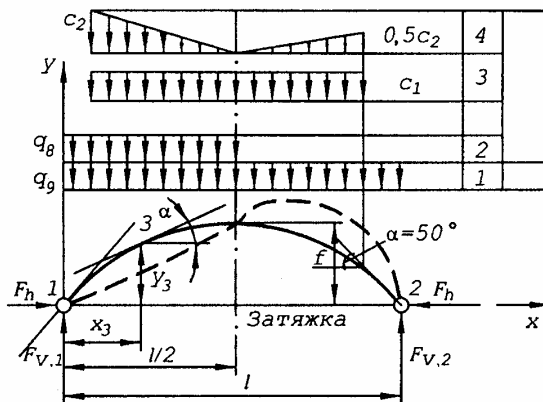


Рис. 14.15. Розрахункова схема арки:
1 – постійне навантаження; 2-4 – навантаження від снігу

Залежно від пологості арки змінюється розташування розрахункового снігового навантаження.

У пологих арках при $f/l < 1/8$ згідно з нормативними правилами розрахункове снігове навантаження приймають рівномірно розподіленим; при $f/l \geq 1/8$ у двох варіантах: перший – у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, другий – у вигляді двох нерівних трикутників, вплив яких наближено можна замінити однобічним рівномірно розподіленим навантаженням q_s .

Розпір від тимчасового снігового навантаження для цих випадків визначають за формулами:

$$F_{h,s,1} = \frac{q_s l_2}{8f}; \quad (14.5)$$

$$F_{h,s,2} = \frac{q_s l^2}{16f}. \quad (14.6)$$

Розрахунок на вітрове навантаження необхідно виконувати для крутих арок при $f/l > 0,2$.

Зусилля M_x , N_x , Q у будь-якому перерізі арки на відстані від опори одержують за формулами:

$$M_x = M_b - F_h y; \quad (14.7)$$

$$N_x = Q_b \sin \alpha + F_n \cos \alpha; \quad (14.8)$$

$$Q_x = Q_b \cos \alpha - F_n \sin \alpha, \quad (14.9)$$

де F_n – розпір від постійного або тимчасового навантаження; M_b і Q_b – момент і поперечна сила при розгляді арки як балки з прогоном l ; y – ордината осьової точки даного перерізу; α – кут між дотичною до осі арки і горизонталлю.

Найбільш не вигідне поєднання поздовжньої сили та згинального моменту в розрахунковому перерізі у тришарнірних арках в $1/4l$, у двошарнірних в $1/3l$, а в безшарнірних – і на опорах.

Зусилля в елементах наскрізних арок визначають за формулами: у верхньому поясі

$$N_{sup} = -N_x a_2 / h - M_x / h; \quad (14.10)$$

у нижньому поясі у розкосі

$$N_{inf} = -N_x a_1 / h + M_x / h; \quad (14.11)$$

у розкосі

$$N_d = Q_x \frac{\cos \alpha}{\cos \beta}; \quad (14.12)$$

у вертикальних стояках

$$N_c = \frac{Q_x}{\cos \alpha}, \quad (14.13)$$

де a_1 і a_2 – відстані від центра ваги перерізу до відповідного поясу арки (рис. 14.16). Підбирають і перевіряють міцність та стійкість поперечних перерізів верхнього й нижнього поясів та елементів решітки так само, як і стержнів легких ферм.

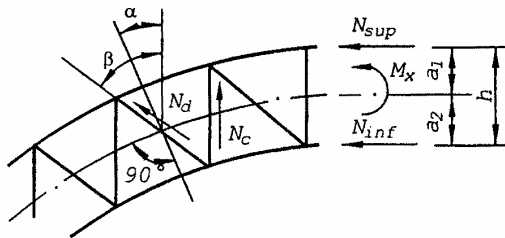


Рис. 14.16. Розрахунок зусиль в елементах наскрізної арки

Стійкість арок забезпечують вертикальними зв'язками, які встановлюють через 16-20 ширин поясу арки.

Стійкість арки в її площині забезпечується при виконанні умови

$$N_{cr} > (1,2 - 1,3)N, \quad (14.14)$$

де N – розрахункова поздовжня сила в 1/4 прольоту від постійного навантаження на всьому прольоті й тимчасового снігового навантаження на половині прольоту; N_{cr} – розрахункова критична сила, втрати стійкості арки.

Критичну силу N_{cr} можна визначити наближено за формулою Ейлера-Ясінського, приймаючи за розрахункову довжину половину дуги арки s , помножену на коефіцієнт μ (табл. 14.1):

$$N_{cr} = \pi^2 EI_x / 0,5\mu s, \quad (14.15)$$

де I_x – момент інерції перерізу арки в 1/4 прольоту. Коефіцієнт розрахункової довжини n враховує кривизну арки й залежить від співвідношення f/l .

Таблиця 14.1 – Коефіцієнт μ в арках

Статична схема арки	f/l			
	1/20	1/5	1/3	1/2,5
Тришарнірна	1,2	1,2	1,2	1,3
Двошарнірна	1	1,1	1,2	1,3
Безшарнірна	0,7	0,75	0,8	0,85

Подібно до рам найбільш складними в арках є опорні та ключові шарніри. Наскрізнi арки у цих вузлах переходять у суцільний переріз, і, таким чином, шарнірні вузли суцільних і наскрізних арок виконують однаково.

Затяжка в арці може розміщуватися на рівні опорних шарнірів або вище опор. Щоб уникнути провисання при неповному навантаженні, затяжку по всій довжині за допомогою підвісок прикріплюють до арки. Кількість підвісок визначають залежно від максимальної гнучкості розтягнутого елемента затяжки за формулою

$$l_{ef} / i \leq 400,$$

де i – радіус інерції перерізу затяжки відносно горизонтальної осі.

Сучасні великопролітні арки проектуються у вигляді однопролітної конструкції з затяжкою або без неї. Сталева арка з затяжкою на рівні опор перекиває, наприклад, Палац спорту на стадіоні в Лужниках (м. Москва) (рис. 14.17). Переріз поясів наскрізної арки виконаний із П-подібних зварних профілів, з'єднаних решіткою з кутників. Затяжка має хрестоподібний переріз із чотирьох кутників.

Великопролітні арки на відміну від рамних конструкцій мають такі габаритні перерізи, які дають змогу поділити арку на відправні елементи-блоки заводського виготовлення. Арки складають із окремих блоків довжиною 12 м на будівельному майданчику за допомогою монтажних стиків і монтують у вертикальне проектне положення методом повороту із горизонтального стану.

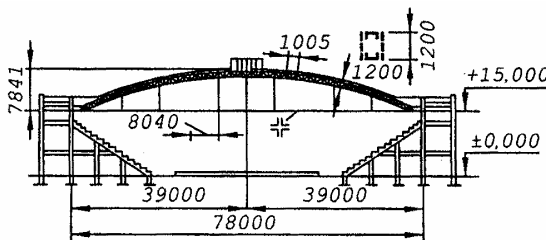


Рис. 14.17. Арка з затяжкою покриття Палацу спорту на стадіоні в Лужниках

14.5. Просторові сітчасті системи плоских покриттів

Балкові, рамні й аркові системи складаються з окремих плоских несучих конструкцій, з'єднаних між собою легкими зв'язками, які не перерозподіляють навантаження між несучими конструкціями.

У просторових системах зв'язки мають уже достатній переріз, щоб сприймати навантаження та перерозподіляти його між несучими елементами. При цьому переріз основних несучих елементів зменшується і навантаження перерозподіляється в

двох напрямках. Такі просторові конструкції є легшими, ніж площинні.

Просторові конструкції поділяють на плоскі (плити) та криволінійні (оболонки).

У будівництві поширені просторові сітчасті покриття (так звані структури), конструктивною особливістю яких є багаторазове повторення елементів. Плоскі структурні конструкції проєктують з різних систем перехресних ферм (рис. 7.18). Кількість ферм, що перетинаються в одному

вузлі, утворюють різні структурні побудови. У кожній структурі можна виділити свій об'ємний елемент напівоктаедр, трикутник-тетраедр, що багато разів повторюється, побудова якого обґрунтована законами кристалографії.

Найбільш раціональною, економічною з огляду витрат сталі є жорстка структура, створена нахиленими перехресними фермами трьох напрямків (рис. 14.18, б). Проте така система є більш складна в конструктивному плані та трудомістка в монтажі. Перевагу надають простій перехресній системі з ортогональними до опорного контуру фермами. Верхні та нижні вузли таких структур роблять простішими та однотипними.

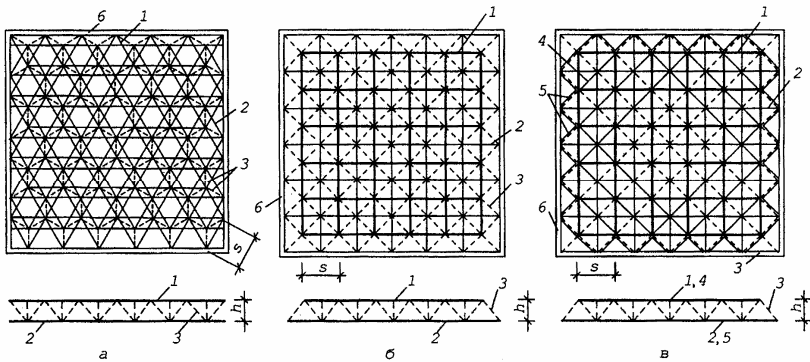


Рис. 14.18. Системи решіток структурних покриттів:

а – з поясними сітками з рівнобічних трикутних комірок; б – з поясними сітками з квадратних комірок; в – такі ж, підсилені діагоналями в кутових зонах

Завдяки просторовій жорсткості структурними конструкціями можна перекривати значні прольоти при невеликій будіве-

льній висоті $(1/16 - 1/20)l$. Однотипність конструктивних елементів та вузлових з'єднань дає змогу складати покриття різних прольотів і конфігурацій. Найбільш поширеними є структури з поясними сітками з квадратних комірок.

Стержні структурних конструкцій виготовляють з круглих труб або з прокатних профілів (кутників, швелерів, двотаврів). Традиційними для стержневих плит є трубчасті профілі, які відповідають вимогам стійкості, мінімальній металомісткості, а також естетичним вимогам. Для звичайних промислових споруд вигідніше застосовувати структури з прокатних профілів, незважаючи на те, що вони на 15...25 % важчі від структур із дефіцитних труб. На масу та кошторис структурних конструкцій значно впливають вузлові з'єднання, на які витрачається до 15...20% сталі.

Розрізняють два види вузлових з'єднань у структурах: зварні та болтові (рис. 14.19).

Прикладом *зварних з'єднань* є вузли, розроблені Центральним науково-дослідним інститутом будівельних конструкцій ім. В. А. Кучеренка, з'єднання типу «Октаплаттен», розроблені фірмою «Мансман» (ФРН), а також з'єднання на листових фасонках, розроблені Казанським будівельним інститутом (КБІ).

Болтові з'єднання залежно від характеру роботи поділяють на такі типи: з високоміцними болтами, які працюють на розтяг; зі стяжними болтами, які фіксують стержні у вузлі; з несучими болтами, які працюють на зсув.

До типу з високоміцними болтами належать системи «Меро», «Веймар» (ФРН) і «Мархі» Московського архітектурного інституту.

З'єднання на стяжних болтах представлені системами «Триодетик» (Канада) та «ІФІ» (ФРН).

Останній тип болтових з'єднань застосовують в структурах зі стержнями з профільного прокату, серед яких конструкція типу «Юністрат» (СІЛА) для штампованих стержнів та тип ЦНДІБК з поодиноких кутників.

Недоліком вузлів на болтах, які працюють на зсув, є велика деформативність, що призводить до похибок розподілу зусиль у структурах порівняно з розрахунковою схемою. Розрахунок

структурної конструкції складний, оскільки вона є багато разів статично невизначеною системою. Точний розрахунок структурних конструкцій у сучасних умовах виконують за допомогою ЕОМ, розглядаючи їх як просторові шарнірно-стержневі системи.

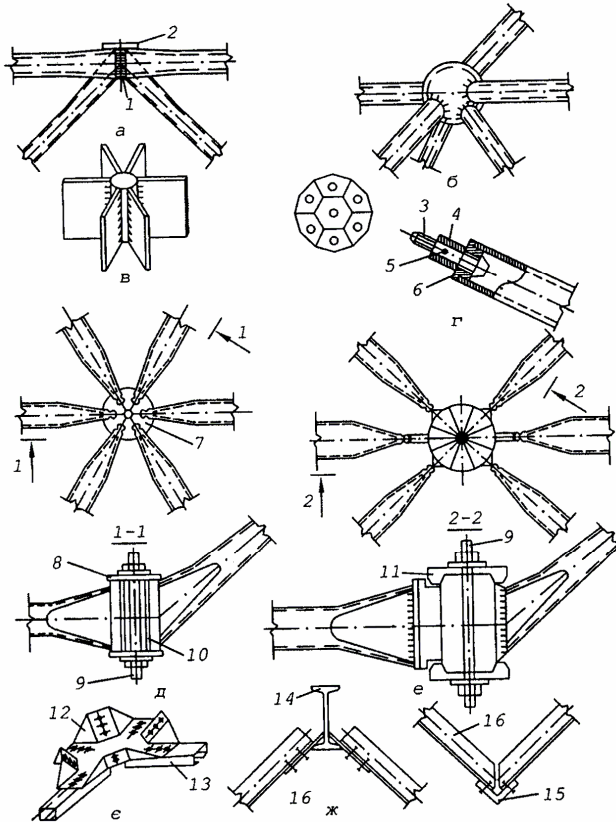


Рис. 14.19. Типи вузлів структурних конструкцій:

- а – ІНДІБК; б – «Октанплаттен»; в – «КІБІ»; г – «Мархі»; д – «Триодетик»;
 е – «ІФІ»; є – «Юністрат»; ж – із профільного прокату; 1 – ванна зварна;
 2 – опорний столик для настилу покриття; 3 – болт; 4 – гайка; 5 – штифт;
 6 – наконечник; 7 – циліндр з пазами; 8 – шайба; 9 – стяжний болт; 10 – клин;
 11 – чашка; 12 – штампований вузол елемента; 13 – стержень; 14 – верхній
 пояс; 15 – нижній пояс; 16 – розкіс

При розрахунку наближеним методом стержневу систему замінюють плитою еквівалентної жорсткості і за довідковими таблицями визначають у плиті згинальні моменти й поперечні сили. Після цього переходять від суцільної плити до стержневої системи. Далі згинальний момент M_{pl} та поперечну силу Q_{pl} , які обчислюють на ширині поясної сітки S , прикладають у вигляді зосереджених зусиль $M_{pl}S$ та $Q_{pl}S$ у вузли структури та визначають зусилля в стержнях.

Зусилля в поясах N_b і розкосах N_d визначають залежно від схеми структури. Для схеми на рис. 14.18, а

$$N_b = \pm 0,578 \frac{M_{pl}S}{h}; \quad (14.16)$$

$$N_d = \frac{Q_{pl}S}{2 \sin \alpha}, \quad (14.17)$$

де h – висота структури; α – кут нахилу розкосу до горизонтальної площини. Для схеми на рис. 14.18, б

$$N_b = \pm \frac{M_{pl}S}{h}; \quad (14.18)$$

$$N_d = \frac{Q_{pl}S}{2 \sin \alpha}, \quad (14.19)$$

Для схеми на рис: 14.18, в

$$N_b = \pm 1,1 \frac{M_{pl}S}{h}; \quad (14.20)$$

$$N_d = -0,55 \frac{Q_{pl}S}{2 \sin \alpha}. \quad (14.21)$$

Прогини структур обчислюють за таблицями для ізотропних плит і перехресних ферм.

Конструктивну висоту структурної плити приймають залежно від жорсткості покриття та розмірів комірок поясних сіток. Доцільно приймати висоту структурних плит 1/15–1/20 прольоту для стержнів із труб і 1/20–1/25 прольоту для профільного прокату.

Розміри комірок поясних сіток залежать від типу вузлових з'єднань та покрівельного настилу. Розміри комірок приймають

такими, щоб покриття виконувати без прогонів. Згідно з вимогами застосування структурних покриттів обмежуються прольотами 60...80 м.

Перспективи застосування таких систем диктуються можливістю їх поточного автоматизованого виготовлення на спеціалізованих заводах та використання індустріальних методів монтажу великими блоками.

14.6. Висячі (вантові) покриття

Висячими (байтовими) називаються покриття, в яких основними несучими елементами конструкцій є ванти – канати, линви, троси, що працюють на розтяг. Завдяки високій міцності канатного дроту (1200...1800 МПа) та повному використанню площі перерізу сталі канату під час розтягу висячі конструкції є легкими та економічними. Висячі покриття є архітектурно виразними, зручно транспортуються та монтуються.

Недоліками висячих покриттів є велика деформативність пролітної будови, особливо під дією зосередженого навантаження; складність відведення води з покриття. Бантові системи розпірні і відповідно потребують застосування масивних опорних конструкцій у вигляді колон і пілонів, рам і конструкцій трибун, а також замкнутих опорних контурів.

Основним несучим елементом висячих конструкцій є гнучка або жорстка струна, яка працює не тільки на розтяг, а й на згин. Гнучку струну роблять зі сталевих канатів-тросів, пучків та сталок високоміцного дроту, арматурних стержнів. Для жорстких струн застосовують прокатні профілі та складні перерізи – наскрізні та суцільні.

Залежно від конструктивного рішення пролітної частини розрізняють кілька видів висячих покриттів.

Однопоясні плоскі системи складаються з паралельних або радіальних ниток-тросів (рис. 14.20).

Двопоясні системи складаються з плоских тросових ферм з поясами, з'єднаними розкосами, жорсткими стояками або тросовими розтяжками.

При різному взаємному розміщенні ферм можна одержати плоскі або просторові покриття (рис. 14.21).

Покриття, які мають гнучкі та жорсткі струни і здатні сприймати складні або згинальні зусилля, належать до комбінованих систем. Висячі покриття, утворені з тонких металевих листів, називають мембранними.

Висячі оболонки мають вигляд металевих тонколистових оболонок-мембран і монолітних попередньо напружених залізобетонних оболонок (рис. 14.22).

Основи розрахунку. Висячі покриття розраховують за двома граничними станами:

а) за несучою здатністю вант або мембран, міцністю та стійкістю опорних конструкцій;

б) за граничними деформаціями та переміщеннями, перевищення яких може призвести до пошкодження покритті.

При розрахунку на міцність та деформативність (прольоту) невідгінним навантаженням є тимчасове навантаження всього покриття, а для визначення кінематичного переміщення – навантаження половини його площі.

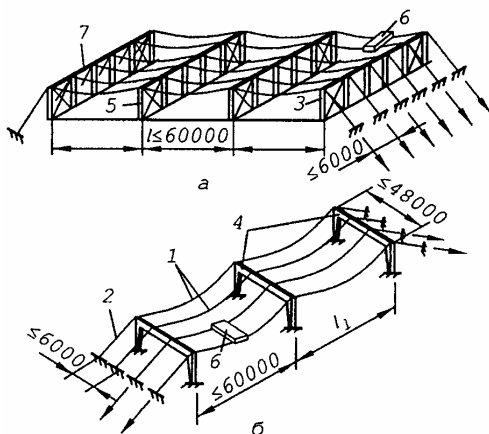


Рис. 14.20. Схема багатопролітних однопоясних прямокутних покриттів:

- а – з несучими колонами; б – з несучими рамами; 1 – несучі вантажі;
2 – відтяжки; 3 – колони; 4 – рами; 5 – зв'язки; 6 – залізобетонні плити;
7 – балки опорного контура

Розрахункове зусилля N у гнучкій нерозтягнутій струні визначають за формулою

$$N = \sqrt{F_h^2 + F_v^2}, \quad (14.22)$$

де F_v – зусилля, що визначається як опорна реакція шарнірно-опертої балки прольотом l .

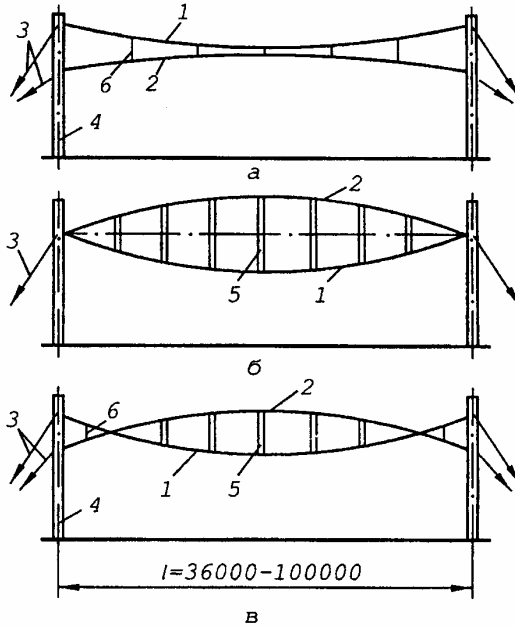


Рис. 14.21. Схеми двоясних висячих прямокутних покриттів:
а – увігнута; б – опукла; в – опукло-вгнута; 1 – несуча ванта; 2 – стабілізуючий трос; 3 – відтяжка; 4 – опора; 5 – жорсткі розпірки; 6 – гнучкі зтяжки

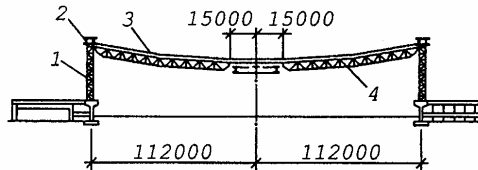


Рис. 14.22. Покриття Олімпійського стадіону у Москві:
1 – колони каркаса; 2 – опорний контур; 3 – сталеві мембрани; 4 – стабілізуючі ферми

Для визначення зусилля у ванті-струні необхідно знати розпір F_h або ординату кривої рівноваги у (стрілу прольоту) (рис. 14.23).

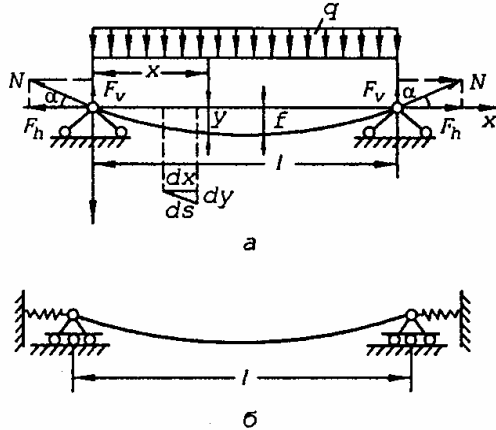


Рис. 14.23. Розрахунок гнучких струн:
а – схема завантаження, б – висяча ванта

Оскільки в будь-якому перерізі ванти момент дорівнює нулю, то можна записати умову для будь-якого перерізу:

$$M_x - F_h y = 0. \quad (14.23)$$

Звідси при рівномірно розподіленому навантаженні q , як для балки, будемо мати (для $f/l > 1/20$):

$$M_x = \frac{ql^2}{8}, \quad F_h = \frac{M}{f} = \frac{ql^2}{8f}. \quad (14.24)$$

При визначенні зусилля у ванті можна задатися не стрілою прольоту f , а довжиною ванти L , яка зв'язана зі стрілою f . Таким чином, розпір F_h можна записати через початкову довжину ванти L (довжина заготовки):

$$F_h = \sqrt{\frac{D}{2(L-l)}}. \quad (14.25)$$

Значення характеристики навантаження (14.25)

$$D = \int_0^l Q_x^2 \cdot$$

Більш точне значення можна одержати за формулою

$$F_h = \sqrt{\frac{lD}{L^2 - l^2}}, \quad (14.26)$$

або

$$F_h = \frac{\sqrt{3lD}}{4f}. \quad (14.27)$$

Прирівнявши значення цих розпорів, визначаємо довжину дуги для пологих кривих (формула Чебишева):

$$L = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} \right). \quad (14.28)$$

Значення величини D для різного характеру навантаження наведені в табл. 14.2.

У розтягнених струнах (при $f/l < 1/20$) треба враховувати пружне видовження Δl , у результаті якого виникає додаткове провисання пружної струни Δf :

$$\Delta f = \frac{F_{hf}}{2EA} \left(\frac{3l^2}{8f} + 1 \right), \quad (14.29)$$


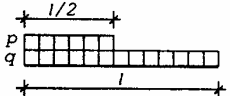
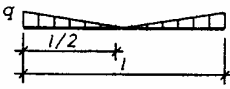
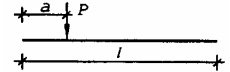
де F_h – розпір, визначений як для нерозтяжної струни за однією з формул, наведених вище.

Значення Δf для декількох навантажень наведені в табл. 14.2. Наближене значення розпору в розтяжній струні можна визначити за однією із вище записаних формул, підставивши замість L значення $L + \Delta L$, або замість f значення $f + \Delta f$. Причому ΔL визначають за формулою

$$\Delta L = F_h L / EA_n, \quad (14.30)$$

а Δf за формулою (14.29).

Таблиця 14.2 – Значення моменту, характеристики D і Δf залежно від характеру навантаження

Схема навантаження	Балковий момент M у середині прольоту	D	Δf
	$ql^2/8$	$q^2l^3/12$	$\frac{l}{128} \cdot \frac{ql^2}{EAf^2} \left(\frac{L}{l}\right)^2$
		$\frac{q^2l^3}{12} + \frac{qpl^3}{12} + \frac{5p^2l^3}{192}$	
	$ql^2/24$	$q^2l^3/80$	$\frac{5}{864} \cdot \frac{ql^2}{EAf^2} \left(\frac{L}{l}\right)^2$
	$p \frac{l\alpha}{2}$	$p^2l\alpha(1-\alpha)$	$\frac{1}{8} \cdot \frac{apl^3}{(1-\alpha)EAf^2} \left(\frac{L}{l}\right)^2$

Розрахунок однопоєсних систем з паралельними або радіальними вантами зводиться до розрахунку окремої струни.

Для рівномірно навантаженого покриття у вигляді системи паралельних вант користуються схемою навантаження 1 табл. 14.2. Розрахункове зусилля у ванті T_{ca} знаходять, підставивши значення Q і F_h :

$$T_{ca} = \frac{ql^2}{8} \sqrt{1 + \frac{16f^2}{l^2}}, \quad (14.31)$$

або

$$T_{ca} = F_h \sqrt{1 + \frac{16f^2}{l^2}}, \quad (14.32)$$

де q – сумарне розрахункове постійне та тимчасові навантаження. У радіально-вантовій системі в рівномірно навантажених покриттях навантаження на кожному ванту зменшується від опори до центра за лінійним законом згідно зі схемою навантаження (табл. 14.2).

Розрахункове зусилля у ванті після підставлення значень Q і F_h :

$$T_{ca} = \frac{ql^2}{24f} \sqrt{1 + \frac{36f^2}{l^2}}, \quad (14.33)$$

або

$$T_{ca} = F_h \sqrt{1 + \frac{36f^2}{l^2}}. \quad (14.34)$$

Прогин Δf визначають відповідно до завантаження згідно з табл. 14.2.

Розрахунок двопоясних систем типу безрозкісних ферм можна виконувати наближеним методом, якщо прийняти умову, що стабілізуючий пояс у граничному стані не бере участі у роботі перекриття (рис. 14.24). У цьому випадку несучі та стабілізуючі пояси розглядають як поодинокі струни-ванті і їх розрахункові зусилля визначають відповідно за формулами (14.32) і (14.34). Навантаження d є сумою постійного та тимчасового навантажень, збільшеною на 10...15 % за рахунок взаємодії поясів від попереднього напруження. Для стабілізуючого поясу навантаження p складається з навантаження від попереднього напруження та зменшення тиску, зумовленого вітром.

Для визначення прольотів двопоясних систем використовують також формулу одинарних струн-вант, але при цьому необхідно врахувати спільну роботу поясів ферм.

Розрахунок вантових та комбінованих ферм з трикутною решіткою не відрізняється від розрахунку ферм з жорсткими стержнями. Стиснені зусилля в стержнях нейтралізуються (гасяться) зусиллями попереднього напруження, і гнучкі стержні завжди залишаються розтягненими.

У двопоясних системах доцільно приймати відстань між вантами-тросами по горизонталі 3...6 м, а відстань між стояками або затяжками 2,5...4,0 м.

Оптимальна стріла провисання несучих вант $1/8 - 1/15$ прольоту і може бути не меншою $1/20$; для стабілізуючих тросів стріла провисання може бути такою ж або дещо меншою.

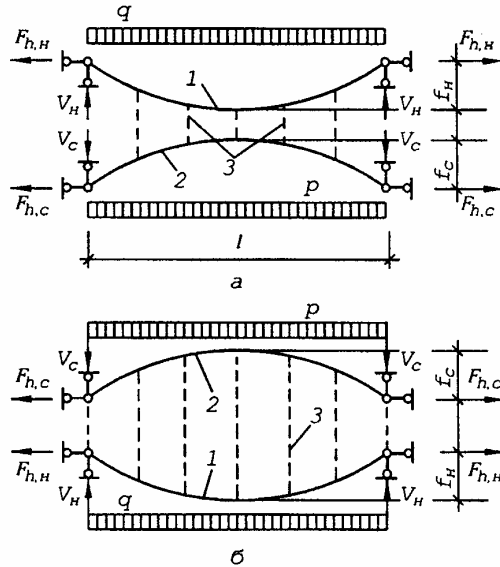


Рис. 14.24. Розрахунок двопоясних систем:

а – з увігнутими поясами; б – з випуклими поясами; 1 – несуча ванта;
2 – стабілізуюча ванта; 3 – розтягнені або стиснені стояки

Наближений розрахунок несучих вант у двопоясних системах у граничному стані від дії повного постійного q_g і тимчасового q_s навантажень може бути виконаний аналогічно однопоясній системі (рис. 14.25).

У даному випадку повинна виконуватися умова: під дією розрахункового навантаження зусилля попереднього напруження стабілізуючих вант дорівнює 20...30 % їх початкового напруження, що відповідає додатковому тимчасовому навантаженню: $\Delta q_s = (0,2 - 0,3) q_s$. У зв'язку з цим розрахункові навантаження на двопоясні системи будуть: для несучої ванти $q_{ca} = q_g + (1,2 + 1,3) q_s$; для стабілізуючого троса – $\Delta q_{st} = (1,2 - 1,3) q_s$.

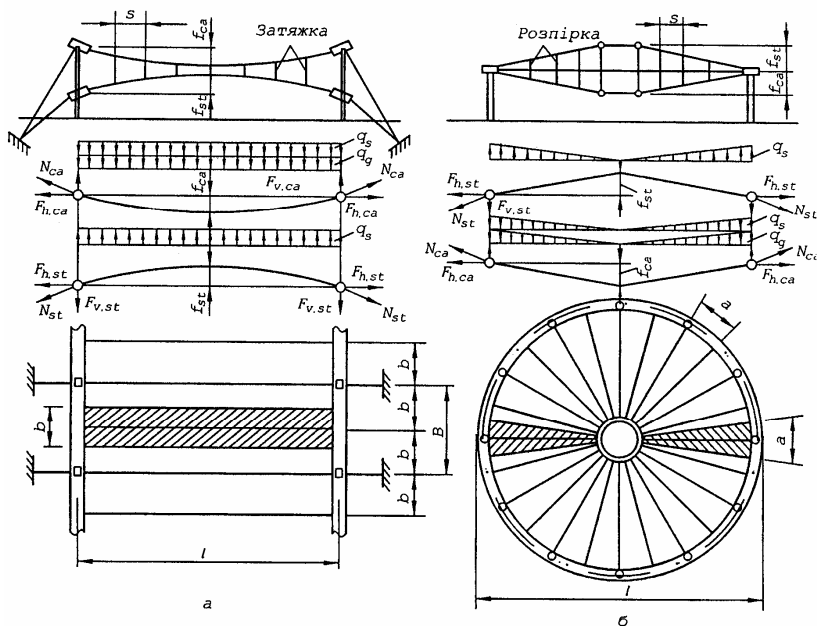


Рис. 14.25. Розрахунок двопоясних висячих систем:
а – прямокутної; б – круглої

Зусилля в розпівках і затяжках напружених систем визначають за формулами

$$N_c = q_{ca}s ; \quad (14.35)$$

$$N_t = q_{st}s , \quad (14.36)$$

де s – крок розпіврок або затяжок.

Розрахунок несучих конструкцій виконують у такій послідовності: а) визначають основні розміри та форму прийнятої системи під дією повного розрахункового навантаження; б) визначають зусилля в несучих вантах, здійснюють добір їх поперечного перерізу та перевіряють міцність; в) виконують розрахунок за деформаціями, в основі якого лежить перевірка пружного прогину від тимчасового навантаження.

Потрібну площу поперечного перерізу несучої ванті визначають за формулою

$$A_{cal} = \frac{1,6N}{\eta R_{un}}, \quad (14.37)$$

а перевірка на міцність ванти відповідно до фактичної її площі перерізу $A_{cal}^{фак}$:

$$\sigma = \frac{1,6N}{\eta A_{cal}^{фак}} < R_{un}, \quad (14.38)$$

де 1,6 – коефіцієнт надійності за матеріалом; η – коефіцієнт, який враховує зменшення розривного зусилля каната щодо сумарного розривного зусилля дроту ($\eta = 0,81...0,85$ – для канатів ТК І ЛК-Р, $\eta = 0,75...0,8$ – для канатів ТЛК-РО, $\eta = 1$ – для закритих канатів); R_{un} – тимчасовий опір дротів каната розриву, МПа (для канатів ТК, ТЛК-РО, ЛК-Р $R_{un} = 1176, 1372, 1568, 1764, 1862$ і 1960 ; для закритих канатів $R_{un} = 1078, 1176, 1274, 1372$).

Особливо важливим є розрахунок другої групи граничного стану. Гранична величина розрахункового вертикального прогину гнучкої струни від дії тимчасового навантаження повинна задовольняти умову

$$\frac{\Delta f}{l} = \frac{3q_{s,n}l^2s}{128EAf^2} \leq 1/200, \quad (14.39)$$

де $q_{s,n}$ – нормативне тимчасове навантаження на 1 м струни; E – модуль пружності струни; A – площа перерізу струни; f – стріла провисання струни.

ТЕМА 15

СТАЛЕВІ КАРКАСИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДИНКІВ

Застосування сталевих конструкцій у будинках з великою кількістю поверхів (16-20 поверхів) і у висотних будинках (понад 30 поверхів) пояснюється перевагами як матеріалу (сталі), так і способів індустріального будівництва. Це висока несуча здатність при мінімальних поперечних перерізах і власній масі

каркаса, повна заводська готовність конструкцій, що забезпечує скорочення терміну будівництва, відсутність «мокрих» процесів на монтажі, можливість демонтажу будинку та повторного використання сталі після терміну експлуатації.

Основними елементами каркаса є колони, балки-ригелі перекриття, вертикальні зв'язки жорсткості та горизонтальні диски перекриття. Каркаси багатоповерхових будинків сприймають і передають на фундамент усі вертикальні й горизонтальні навантаження.

Для стінових конструкцій застосовують легкі панелі з утеплювачем, які виконують функції огорожувальних елементів.

Сучасна класифікація каркасів багатоповерхових будинків залежить від способу сприйняття горизонтального вітрового навантаження.

Системи сучасних сталевих каркасів багатоповерхових будинків поділяються залежно від способу забезпечення горизонтальної жорсткості: зв'язкова схема з податливими з'єднаннями, рамна, комбінована рамно-зв'язкова, каркасно-ствольна з коробчастим залізобетонним ядром, безкаркасні схеми з поперечними несучими стінами, коробчасті (оболонкові) схеми тощо.

Зв'язкова *схема з податливими вузловими з'єднаннями* застосовується в будинках висотою до 20 поверхів завдяки простоті з'єднання балок з колонами та меншим трудозатратам на монтажні роботи. Горизонтальна жорсткість забезпечується вертикальними зв'язками. Вертикальні зв'язки виконують у вигляді розкисної, напіврозкисної або перехресної решітки з розміщенням в одному прольоті від низу до верху.

При кількості поверхів до 30-40 застосовується *рамна система*, основними елементами каркаса якої є колони і ригелі, з'єднані жорстко у вузлах. Рамна система є набором багатопрілітних багатоповерхових рам, які сприймають вертикальне й горизонтальне навантаження.

Спільну роботу рам на горизонтальне завантаження забезпечують горизонтальні жорсткі диски, якими є залізобетонне перекриття зі замоноличених плит або монолітного залізобетону. Такі диски розташовують по висоті будинку через декілька поверхів. У рамних системах вертикальні зв'язки не використовуються. До недоліків належить складність конструктивного рі-

шення вузлів, що потребує збільшення затрат сталі порівняно з іншими системами. Така система застосована в перших багатоповерхових будинках Москви, а також у книгосховищі Центральної наукової бібліотеки АН України у Києві.

У *рамно-зв'язковій системі* зв'язки проектується в одній з площин будинку, а в перпендикулярній до неї – зв'язки відсутні (рис. 15.1). У даному випадку в площині зв'язків каркас працює як зв'язковий, а в іншому – як рамний.

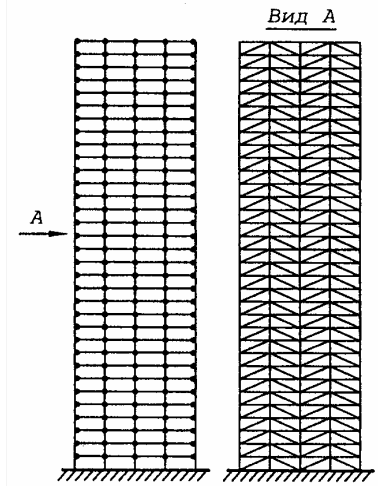


Рис. 15.1. Рамно-зв'язкова система каркаса

навантаження центральним стоволом будинку, а колони працюють переважно на центровий тиск і з'єднані з ригелями шарнірно. Прикладом застосування цієї системи є 20-поверховий готель «Київ» (рис. 15.3).

Каркасно-ствольна система з підвіскою поверхів до верхніх консольних балок звільняє перший поверх від колон, що сприяє збільшенню площі для тротуару та транспортних засобів. Окрім цього, скорочуються витрати сталі, оскільки замість колон використовуються сталеві розтягнені елементи. Прикладом є 30-поверховий будинок страхової компанії в Лондоні (рис. 15.4). Центральне ядро – залізобетонне, балки міжповерхових перекриттів одним кінцем спираються на ядро жорсткості, а другим кріпляться до підвісок із листової сталі. Товщина підвісок змі-

Каркасно-ствольна система поділяється на чотири типи: зі зовнішніми колонами (рис. 15.2, а); з підвіскою поверхів по периметру будинку до верхніх консольних балок сталевими смугами, круглими тягами або канатами; з підвіскою поверхів до попередньо напружених канатів, які закріплюються у фундаменті; з консольними балками, закріпленими в стволі (рис. 15.2, б, в, г).

Каркасно-ствольна система зі зовнішніми колонами сприймає все горизонтальне

нюється від 19 внизу до 51 мм в місцях прикріплення до консольних ферм, які передають навантаження на ядро жорсткості. Консольні ферми розміщуються в двох площинах по висоті будинку: в середній частині будинку (сприймають навантаження від нижніх поверхів) і у верхній, на рівні покрівлі.

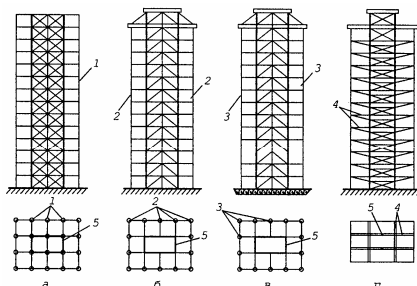


Рис. 15.2. Каркасно-ствольна система: а – зі зовнішніми колонами; б – з підвіскою поверхів по периметру до консольних балок; в – з підвіскою поверхів до поперечно напружених канатів; г – з консольними балками, закріпленими в стволі

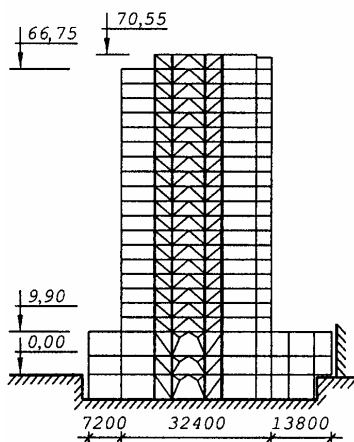


Рис. 15.3. Сталевий каркас 20-поверхового готелю «Київ»

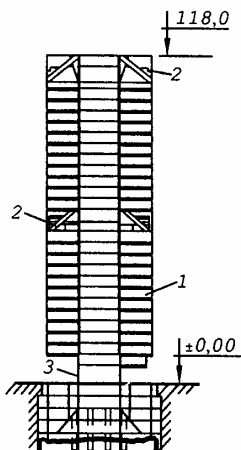


Рис. 15.4. Каркас багатопверхового будинку в Лондоні:
1 – підвіска; 2 – похила відтяжка з шести смуг;
3 – залізобетонне ядро жорсткості

Каркасно-ствольна система з коробчастим залізобетонним ядром сприймає горизонтальні сили не тільки центральним жорстким ядром (як каркасно-ствольна), а й зовнішнім контуром будинку – коробкою, яка з'єднана з центральним ядром горизонтальними діафрагмами. Така система нагадує конструкцію з двох труб, вставлених одна в другу, що працюють спільно та мають велику жорсткість і меншу деформативність. Ця система доцільна для будинків, що мають 50-60 поверхів.

Конструювання сталевих каркасів. Вибір системи каркаса, розміщення колон і балок в плані залежать у першу чергу від кількості поверхів та архітектурно-планувального рішення будинку. При плануванні суттєве значення має вибір кроку колон, оскільки при більшому кроці маса колон зменшується, а маса ригелів збільшується і навпаки. У будинках висотою 20-40 поверхів крок колон доцільно приймати 4...6 м, а висоту міжповерхових перекриттів 350...600 мм. Важливим є прийняття стандартних, однотипних розмірів сітки колон. Орієнтовно витрати металу на колони і ригелі становлять 70...90% металу всього каркаса. Колони є найбільш навантаженими і металомісткими елементами, тому важливим є вибір раціонального типу їх поперечного перерізу.

Найбільш часто використовуються такі типи перерізів колон: двотаврові, прямокутні й квадратні коробчастого профілю, хрестоподібні, трубчасті, а також комбіновані профілі з кутників або товстолистової сталі (рис. 15.5).

Товщина листів квадратних колон у будинках висотою 20-40 поверхів може бути 40...60 мм, а розміри 400x400...550x550 мм. У 60-поверхових і вище будинках застосовують колони перерізом 700x700 мм і товщиною листів до 100 мм.

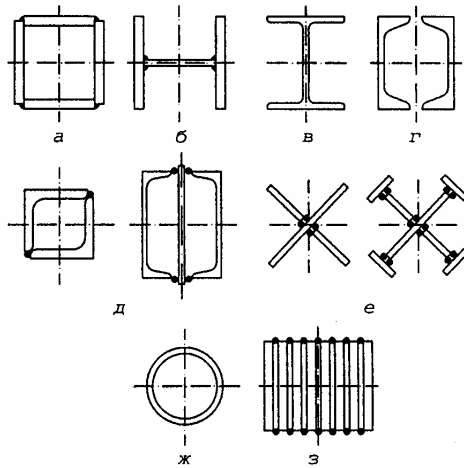


Рис. 15.5. Перерізи колон багатоповерхових будинків:

а – зварний, квадратний із чотирьох листів; б – зварний двотавровий;
в – широкополічкові двотаври; г – зварний із двох кутників або швелерів;
д – такий самий, підсилений центральним листом; е – зварний перехресний і
перехресний, підсилений листами; ж – кільцевий із труб; з – зварний із пакета
листів

Ригелі каркасів виконують з прокатних або зварних балок двотаврового перерізу. При значних прольотах і навантаженнях застосовують прокатні балки з перфорованою стінкою, а також наскрізні ферми, які об'єднуються зі залізобетонною плитою перекриття.

Зв'язки каркасів мають вигляд ферм, поясами яких є стержні колон, а стояками – ригелі. Між колонами і ригелями розташовані розкоси із кутників.

Бази колон, як і стики, проектується з фрезерованими торцями. Торець колони передає навантаження на стругану опорну плиту бази, вони з'єднані між собою зварюванням на монтажі (рис. 15.6). За допомогою трьох установних болтів опорна плита вкладається в проектне положення, після чого база закріплюється анкерними болтами і заливається цементним розчином. У рамних системах при передачі згинального моменту база проектується з траверсами і спеціальними анкерними кріпленнями. Роз-

рахунок бази виконують відповідно до вимог розрахунку центрово- та позакентрово-стиснених колон.

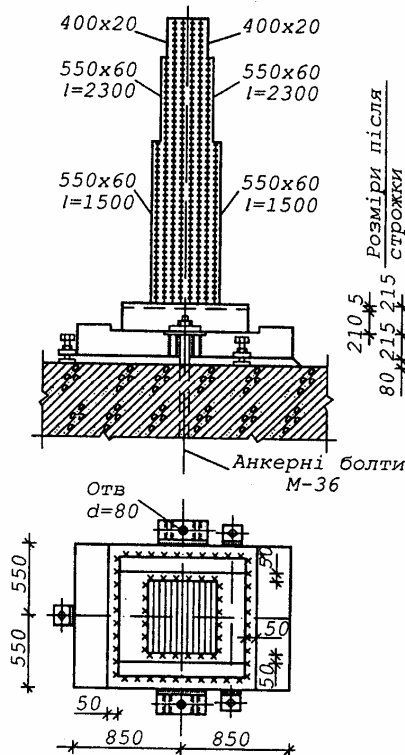


Рис. 15.6. Переріз бази колони під великі зусилля

З'єднання балок з колонами може бути шарнірним або жорстким. При шарнірному з'єднанні балки передають на колони тільки вертикальні реакції, а при жорсткому – вертикальні реакції і моменти (рис. 15.7). Для спрощення складання каркаса та виготовлення балок між торцем балки і колоною залишається просвіт 10...20 мм. При шарнірному з'єднанні опорна реакція передається на монтажний столик і балка кріпиться до нього установними болтами, а при жорсткому з'єднанні – на опорний столик або через вертикальне ребро, приварене до колони. Опорний момент передається через горизонтальні накладки, які

приварюються на монтажі стиковими швами до колони та фланговими швами до полицок балок.

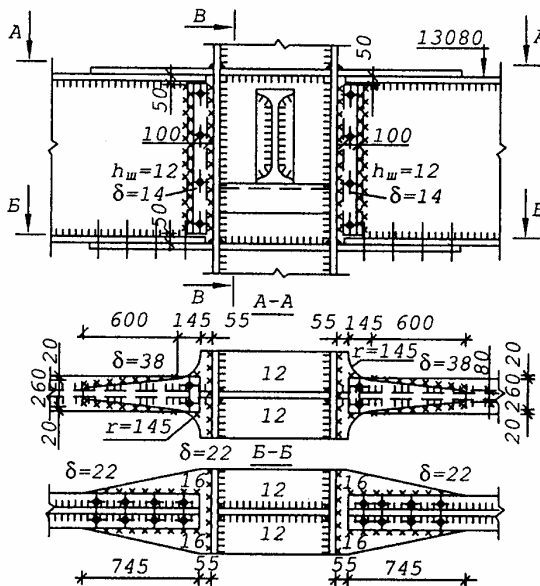


Рис. 15.7. Жорстке з'єднання балок з колонами

Особливості розрахунку. Сталевий каркас багатоповерхових будинків розраховують на несучу здатність (міцність) та жорсткість. При розрахунку на міцність елементів каркаса перевірку виконують на дію постійного вертикального навантаження від маси конструкцій, тимчасового вертикального навантаження на перекриття і горизонтального вітрового тиску.

Постійне навантаження складається із маси сталевих конструкцій, стін і перекриття.

До *тимчасового навантаження* належать маса обладнання і меблі, розміщені на перекритті, маса людей. У житлових будинках і будинках громадського призначення нормативне тимчасове навантаження може становити $1,5 \dots 4,0 \text{ кН/м}^2$.

Вітрове навантаження складається зі статичної й динамічної складових. Динамічна складова вітру зумовлена пульсаціями швидкісного тиску вітру і враховується при висоті будинку понад 40 м.

У розрахунках рамних каркасів уся просторова система поділяється на плоскі багатопролітні багатоповерхові рами, які є багато разів статично невизначеними.

Точний розрахунок каркасів багатоповерхових будинків виконують на ЕОМ з використанням програм «Марс 105», «РАСК». Для попереднього визначення перерізів і порівняння варіантів можна використовувати наближені розрахунки.

У зв'язкових каркасах просторова система також поділяється на плоскі рами. Зв'язкові ферми розраховуються у даному разі на навантаження від вітру, як консольні ферми зі закріпленням у фундаментах.

Оскільки кріплення ригеля з колоною в даному випадку є шарнірним, то на ригель передається тільки вертикальне навантаження від перекриття, а колони при повному навантаженні перекриттів працюють на центральний стиск. Проте тимчасове навантаження на перекриття може змінюватися, тому необхідна додаткова перевірка колони на позacentровий стиск при завантаженні перекриттів з одного боку колони. Ригелі перекриттів розраховуються як однопролітні, завантажені постійним і тимчасовим навантаженням.

Розрахунок каркаса на жорсткість потребує двох перевірок. Перша перевірка стосується визначення горизонтального прольоту каркаса під дією горизонтального вітрового навантаження. Такий проліт каркаса не повинен перевищувати $1/500$ його висоти.

Під час другої перевірки визначають перекіс каркаса в окремих панелях, якщо жорсткість стінових елементів не враховували при розрахунку каркаса. Відносні горизонтальні відхилення каркаса від дії статичної складової вітру на рівні поверху не повинні перевищувати $1/500 \dots 1/1000$ залежно від матеріалів огорожджувальних конструкцій.

ТЕМА 16

ЛИСТОВІ КОНСТРУКЦІЇ

16.1. Загальні відомості

Листовими називаються конструкції, основними несучими елементами яких є плоскі або гнуті металеві листи типу пластин і оболонок. Листові конструкції застосовують для зберігання, перевантаження, транспортування, технологічної переробки рідини, газів і сипких матеріалів.

До листових конструкцій належать резервуари для зберігання води, нафтопродуктів й інших рідин, газгольдери для зберігання та перерозподілу газів, бункери й силоси для зберігання і перевантаження сипких матеріалів, трубопроводи великих діаметрів для транспортування рідин, газів і подрібнених або зріджених твердих порід, спеціальні конструкції металургійних, хімічних та інших галузей промисловості (кожухи доменних печей, повітронагрівачі, електрофільтри, місткості хімічної та нафтової апаратури, димові та вентиляційні труби, градирні, захисні споруди-оболонки атомних електростанцій).

Умови експлуатації листових конструкцій дуже різняться між собою, наприклад, вони можуть бути надземними, наземними, підземними, підводними, можуть сприймати статичне й динамічне навантаження, працювати під низьким, середнім чи високим тиском, у вакуумі, під дією низьких, середніх і високих температур, у нейтральному і агресивному середовищі тощо.

Конструктивною особливістю листових конструкцій є виконання їх із товстолистової і деколи з тонколистової сталі з незначним застосуванням фасонної профільної сталі. Листові конструкції мають велику довжину зварних з'єднань, яка перевищує в два-три рази довжину зварних швів звичайних металевих конструкцій (на одиницю маси). До зварних швів металевих конструкцій висувають підвищені вимоги: вони повинні бути не тільки міцними, але й щільними, герметичними. Зварні з'єднання виконують встик і внакладку. Найбільш доцільним є з'єднання встик, що забезпечує найбільшу надійність і найменші витрати металу.

Для листових конструкцій використовують листи товщиною до 4 мм із рулонної холоднокатаної сталі, а при товщині від 4 до 10 мм – із рулонної гарячекатаної сталі.

Для більшості листових конструкцій застосовують марки сталей згідно з табл. 50 СНиП II-23.81.

16.2. Резервуари для води

Резервуари встановлюють на водонапірних баштах, вони складаються з циліндричної частини, днища та покрівлі. Днища резервуарів залежно від обсягу бувають різної форми (рис. 16.1).

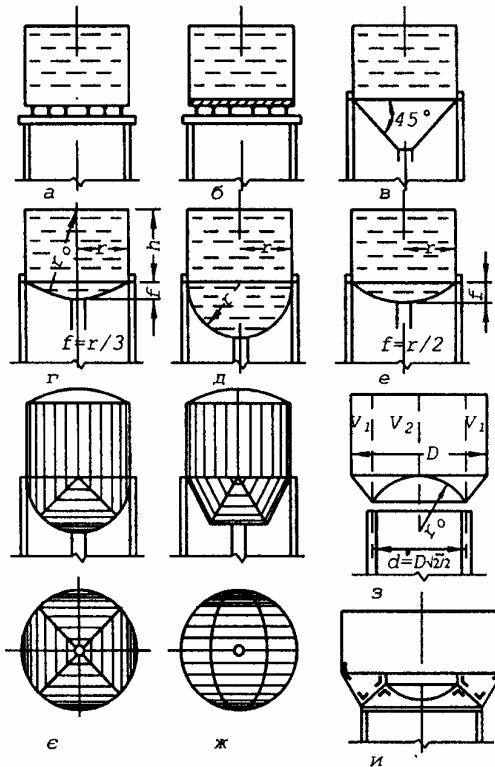


Рис. 16.1. Схеми резервуарів водонапірних башт:

а, б – з плоскими днищами; в – з конічними днищами; д, е – зі сферичними днищами; ж – днища з циліндричних пелюстків або підків; з, и – днища системи Інтца

Плоскі днища найбільш прості для виготовлення, працюють на згин при опиранні на балки і тому мають товщину листів більшу, ніж днища іншої форми. Плоскі днища складні в експлуатації, тому що огляд їх утруднений.

Конічні днища (16.1, в) простіші для виготовлення, ніж сферичні, їх зручно очищати від осадів. За витратою металу конічні днища менш економічні порівняно зі сферичними.

Сферичні днища застосовують двох видів (16.1, г, д): у вигляді сферичного сегмента висотою $1/6$ діаметра резервуара; у вигляді напівсфери.

Загальний недолік сферичного днища – складність згину листа по поверхні сфери, чого неможливо виконати на звичайних вальцах. Днища із циліндричних пелюстків або підків (рис. 16.1, є, ж) не мають цього недоліку, але потребують підвищеної точності при виготовленні пелюстків.

При значних діаметрах резервуара застосовують *днища системи Інтце*, які виконують з конічної та сферичної частин (рис. 16.1, з, г). Кути нахилу конічної частини та дотичної до сферичної частини мають бути однаковими, близько 45° . Днище при цьому працює на напруження стиску і не створює розпору, тобто на опорне кільце передається тільки вертикальний тиск, якщо

$$d = \frac{D\sqrt{2}}{2}, \quad (16.1)$$

де d – діаметр опорного кільця; D – діаметр циліндричної частини резервуара. Це співвідношення одержимо тоді, коли об'єми води V_1 і V_2 будуть рівнозначними. Недоліком днища є робота на стиск. Для забезпечення стійкості стисненої оболонки днища треба його підкріпляти ребрами або збільшувати товщину, порівняно з днищами, які працюють на розтяг.

Магістральні трубопроводи, резервуари спеціального призначення, кожухи доменних печей, повітрянагрівачі виготовляють зі спеціальних сталей.

У резервуарах для кислот й інших агресивних рідин доцільно застосовувати алюмінієві сплави або біметали – сталеві листи, плаковані з боку агресивного середовища нержавіючою

сталлю. Для захисту від корозії зовнішню поверхню резервуарів або газгольдерів покривають лакофарбовою плівкою.

З точки зору розрахунку листові конструкції – це тонкостінні оболонки, які здебільшого розраховують за безмоментною теорією. З цього випливає, що напруження розтягу й стиску по товщині оболонки розподіляється рівномірно, а згинальний момент досягає значної величини тільки в місцях зміни контуру, наприклад, у місці з'єднання оболонки з плоским днищем.

Основи розрахунку. Для оболонки подвійної кривизни залежність між нормальними напруженнями σ_1 і σ_2 , які діють на поверхні оболонки перпендикулярно одне одному, описується формулою

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{q}{t}, \quad (16.2)$$

де r_1 і r_2 – радіуси кривизни оболонки; q – інтенсивність тиску; t – товщина оболонки. Для циліндричної частини резервуара (рис. 9.1, б) один із радіусів дорівнює нескінченності, і тоді залежність (9.2) має вигляд

$$\frac{\sigma}{r} = \frac{q}{t}, \quad (16.3)$$

звідки товщина стінки

$$t = qr / \sigma. \quad (16.4)$$

Товщину стінки за існуючим методом граничних умов визначаємо за формулою

$$t = \frac{q\gamma_f r}{k_c \gamma_c R_y}, \quad (16.5)$$

де $q = \rho h$ – гідростатичний тиск; γ – об'ємна маса рідини; h – висота рівня резервуара, на якому визначається товщина стінки; γ_f – коефіцієнт надійності щодо навантаження; k_c – коефіцієнт міцності в стиках листів.

У резервуарах зі стінками змінної товщини товщина листів кожного яруса визначається за величиною тиску в нижньому його краї. Найменшу товщину стінки приймають рівною 4 мм.

У сферичному днищі (рис. 16.2) виникають як меридіальні напруження σ_1 так і напруження σ_2 , напрямлені вздовж дотичної до горизонтальної сфери днища. Для визначення σ_1 і σ_2 запишемо два рівняння. Вирізавши частину днища і проектуючи всі діючі зусилля на вісь y , одержимо

$$\sigma_1 2\pi r_x t \cos \alpha = G, \quad (16.6)$$

де G – маса води, що знаходиться над вирізаною частиною днища. Звідси меридіальне напруження

$$\sigma_1 = \frac{G}{2\pi r_x t \cos \alpha}. \quad (16.7)$$

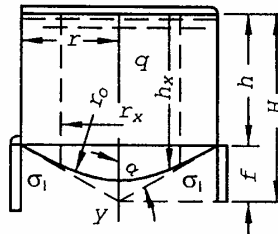


Рис. 16.2. Розрахункова схема резервуара

Для визначення кільцевого напруження σ_2 використовуємо рівняння оболонки, яке виражає залежність між σ_1 і σ_2 :

$$\sigma_2 = \frac{q r_0}{t} - \sigma_1. \quad (16.8)$$

Легко пересвідчитися, що $\sigma_2 < \sigma_1$ крім центральної точки днища, для якої $\sigma_1 = \sigma_2$. Для центральної точки днища з основного рівняння

$$\sigma = \frac{q r_0}{2t}, \quad (16.9)$$

тобто напруження вдвічі менше, ніж для циліндра того ж радіуса.

Товщину сферичного днища постійної товщини визначають за формулою

$$t = \frac{q \gamma_f r_0}{2k_c \gamma_c R_y}. \quad (16.10)$$

У резервуарах великого діаметра для економії металу застосовують для днища листи різної товщини. Позначивши місця стиків листів, визначають товщину листів за формулою

$$t = \frac{G\gamma_f}{2\pi r_x t \cos \alpha k_c \gamma_c R_y}. \quad (16.11)$$

Розрахунок опорних кілець. Зусилля в кільці на одиницю довжини визначають за формулою

$$p = \sigma_1 t \sin \alpha = \frac{G t \sin \alpha}{2\pi r t \cos \alpha} = \frac{G t g \alpha}{2\pi r}. \quad (16.12)$$

Опорне кільце навантажене рівномірно розподіленими радіальними силами, які діють на ділянці з'єднання днища зі стінкою у вигляді горизонтальної складової від напружень σ_1 (рис. 16.3). Склавши рівняння проекції на вісь z для половини кільця, одержимо внутрішнє стискальне зусилля в кільці:

$$N = p r = \frac{G t g \alpha}{2\pi}. \quad (16.13)$$

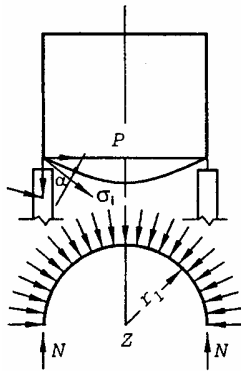


Рис. 16.3. Розрахункова схема кільця резервуара

Відповідно для цього зусилля вибирають переріз кільця, як центрово-стисненого елемента. Додатково стиснене кільце перевіряють на стійкість за формулою

$$N_{cr} = \frac{3EI_y}{i^2}, \quad (16.14)$$

де r – радіус кільця; I_y – момент інерції кільця відносно його вертикальної центральної осі. Надійність стійкості кільця визначають за формулою

$$n_y = \frac{N_{cr}}{N} \geq 1,2 - 1,3. \quad (16.15)$$

Крім горизонтальної складової напружень σ_1 , на опорне кільце діють вертикальні зусилля

$$q_1 = \sigma_1 t \cos \alpha = \frac{G}{2\pi r}. \quad (16.16)$$

Якщо кільце опирається по всій довжині на цегляні або залізобетонні стіни башт, то воно не працює на згин, а в ньому виникають невеликі напруження стиску.

Якщо опорне кільце опирається на окремі стояки (колони) башт, то воно працює на згин та стиск і розраховується за формулою

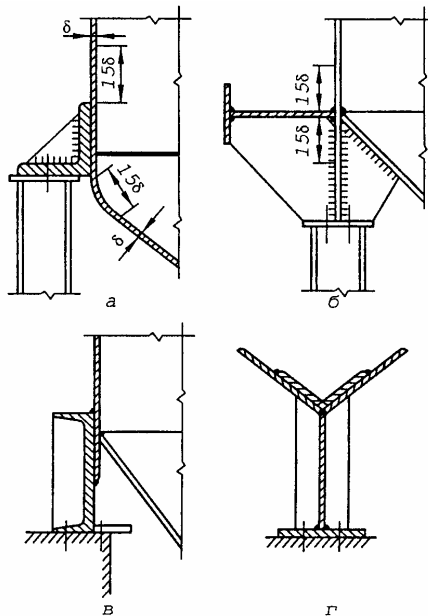


Рис. 16.4. Конструкції опорних кілець із кутників (а); з листів (б); з швелерів (в); з кутників і листів (г)

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} + \frac{M_x}{W_x} \leq \gamma_c R_y, \quad (16.17)$$

де M_x – згинальний момент, що визначається як для нерозрізної балки, опорами якої служать стояки башти.

Опорне кільце резервуара виконують з кутників, листів, швелерів (рис. 16.4). У розрахунковий переріз кільця входить горизонтальний лист, зовнішній пояс і частина циліндричної стінки резервуара по $15t(\delta)$ з кожного боку горизонтального листа.

Якщо резервуар не має утеплювального шару, покрівлі виконуються з листів товщиною 2...4 мм, опорами яких є крокви або інші конструктивні рішення.

16.3. Резервуари для нафтопродуктів

Типи і схеми резервуарів. Резервуари для нафтопродуктів у більшості випадків мають вигляд циліндричних місткостей з плоскими днищами, які через піщану основу опираються на ґрунт (рис. 16.5,а). Застосовуються також циліндричні резервуари зі сферичним днищем (рис. 16.5,б), краплеподібні резервуари з просторовим або плоским днищами (рис. 16.5,в,г), кулясті та горизонтальні циліндричні резервуари (рис. 16.5,д,є).

Для зберігання нафти і нафтопродуктів з низькою пружністю парів застосовують наземні вертикальні циліндричні резервуари низького тиску (до $2,0 \text{ кН/м}^2$).

Світлі нафтопродукти та інші рідини з високою пружністю парів зберігаються в резервуарах підвищеного тиску (до $70...200 \text{ кН/м}^2$ – для легких рідин і до $60...1800 \text{ кН/м}^2$ – для зріджених газів). Резервуари підвищеного тиску мають криволінійні обриси елементів, які плавно з'єднуються між собою. Існують також резервуари спеціальних конструкцій з понтонами і з плаваючою покрівлею.

16.4. Вертикальні циліндричні резервуари низького тиску

На практиці часто застосовують типові резервуари низького тиску місткістю від 100 до 20 000 м³. Конструкція вертикального циліндричного резервуара складається з днища, корпуса та покриття.

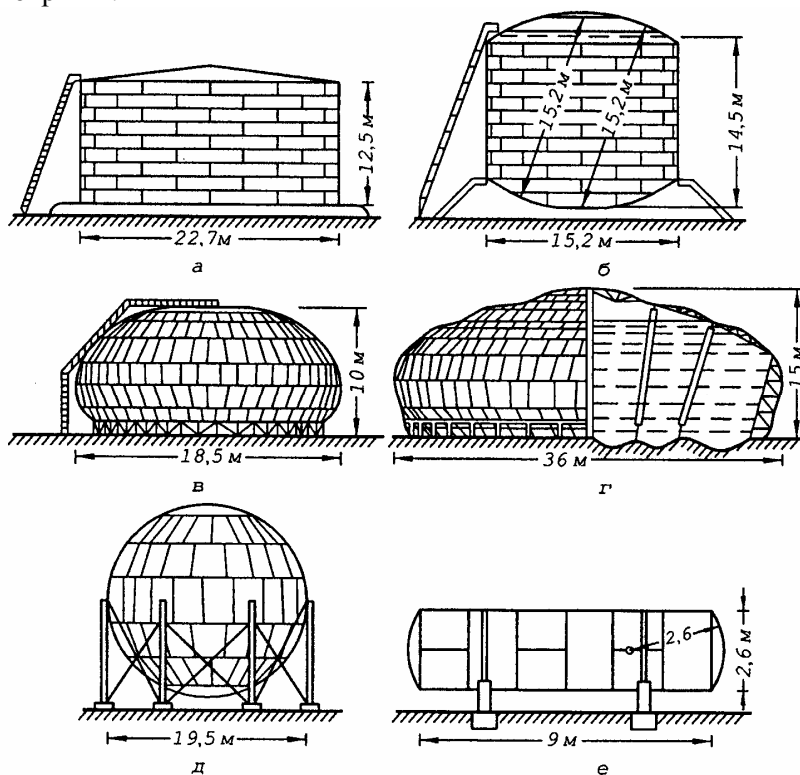


Рис. 16.5. Схеми резервуарів:

а – з плоским днищем; б – зі сферичним днищем; в, г – краплеподібні з просторовим або плоским днищем; д, г – кулясті та горизонтальні циліндричні

Днище резервуара встановлюється на піщану подушку висотою 200...350 мм над поверхнею землі. Товщина днища приймається конструктивно: $t=4$ мм при діаметрі резервуара $D < 18$ м, $t=5$ мм при $D=18...25$ м і $t=6$ мм при $D=25$ м.

Корпус резервуара під дією гідростатичного тиску рідини розтягується, і товщина його листів визначається розрахунком, але за умовою зварювання не повинна бути меншою 4 мм. Листи товщиною 6 мм і більше зварюються встик, а при меншій товщині зварювання виконують внакладку, причому зовнішній шов приймають суцільним, а внутрішній – уривчастим довжиною 100 мм і з просвітом 300 мм. У випадку зберігання сильноагресивних продуктів (наприклад, сірчаної нафти) обидва кільцеві шви доцільно виконувати суцільними.

Покрівля резервуара опирається на корпус та центральний стояк, товщину її листів приймають 2,5...3,0 мм.

Останнім часом резервуари будують зі застосуванням виготовлених на заводах листових рулонів полотнищ днища і корпусу; при монтажі їх розгортають, рихтують і з'єднують.

Для резервуарів місткістю до 10000 м³ оптимальне відношення висоти до діаметра резервуара H/D перебуває в межах 1/2 – 1/5. Сталеві листи для резервуарів мають єдиний розмір – 1500х6000 мм, а тому для обчислення висоти H беруть до уваги кратність ширини листа.

Корпус резервуара розраховують як циліндричну оболонку, навантажену внутрішнім гідростатичним і збитковим тиском.

Напруження на розтяг у стінці:

$$\sigma = \frac{pr}{t} = \frac{(\gamma_{f_1}\gamma_0x + \gamma_{f_2}p_0)}{t} \leq \gamma_c R_y \quad (16.18)$$

де $\gamma_{f_1}\gamma_0x$ – гідростатичний тиск за законом трикутника на глибині x від поверхні рідини; $\gamma_{f_1}=1,1$ – коефіцієнт надійності щодо навантаження; γ_0 – питома вага рідини; $\gamma_{f_2}p_0$ – заданий збитковий тиск середовища з коефіцієнтом надійності щодо навантаження; $\gamma_{f_2}=1,2$; r – радіус резервуара; t – товщина стінки резервуара; $\gamma_c=0,8$ – коефіцієнт умови роботи корпусу.

Товщина листів кожного поясу корпусу резервуара визначається з формули (16.18) за умови повного заповнення рідиною, причому відстань x приймають від верху корпусу до нижнього краю поясу.

Товщина днища цього типу резервуара має незначні напруження, тому товщину його листів приймають конструктивно.

У місці з'єднання-защемлення корпусу з днищем виникає згинальний момент, який обчислюють за формулою

$$M = \gamma_{f_1} \gamma H r t, \text{ кН}\cdot\text{см/см}, \quad (16.19)$$

де H – висота резервуара.

Виступ днища приймають рівним 50 мм для того, щоб не збільшувати жорсткості з'єднання стінки з днищем. У місці з'єднання днища зі стінкою резервуара міцність зварних швів перевіряють за формулою

$$\sigma_{wf} = \frac{M}{W_{wf}} \leq R_{wf} \gamma_w \gamma_c, \quad (16.20)$$

де $W_{wf} = \frac{2(0,7k_f)^2}{6}$ – момент опору 1 см двох кутових швів. Товщину шва приймають не менше $0,7t$ і не менше 4 мм.

Якщо міцність з'єднання забезпечена, не потрібно перевіряти міцність корпусу на згин.

Покрівлю резервуара розраховують на такі навантаження:

а) власна маса металевих конструкцій $0,2...0,4 \text{ кН/м}^2$ з коефіцієнтом надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1,1$;

б) термоізоляція $0,45 \text{ кН/м}^2$, $\gamma_f = 1,1$;

в) сніг відповідно до району будівництва;

г) вакуум $0,25 \text{ кН/м}^2$.

Окрім цього, покрівлю перевіряють на зворотну дію навантаження від збиткового тиску $2,0 \text{ кН/м}^2$ і пасивного тиску вітру. У даному разі вважають, що сніг і термоізоляція відсутні. Прольоти і поперечні ребра покрівельних щитів розраховують як однопролітні балки, а листову обшивку – як тонкі пластини.

16.5. Резервуари підвищеного тиску

Такі резервуари мають різноманітну конструктивну форму, особливістю якої є застосування оболонок як для стінок корпусу, так і для днищ і покрівлі.

Вертикальні циліндричні резервуари підвищеного тиску проектується зі сферичними або сферично-циліндричними покрівлями і плоскими або випуклими днищами (рис. 16,6,а,б). Резервуари з плоским днищем при великому внутрішньому тиску можуть, трохи піднявшись, погнути днище. Нижній пояс корпусу таких резервуарів закріплюється за допомогою анкерів через 2,0...2,5 м у кільцевому фундаменті. Міцність і стійкість нижнього поясу резервуара забезпечує кільце жорсткості з кутника, розміщеного з внутрішнього боку навпроти консолей для анкерів. Сферично-циліндрична покрівля резервуарів виконана із циліндричних пелюстків з плавним переходом на корпус. Таке рішення простіше, ніж сферична покрівля. Корпус і покрівля резервуара мають різні контури і тому їх з'єднують завдяки горизонтальному листу або вальцьованому швелеру.

Резервуари з випуклим днищем мають подібну конструкцію покрівлі та днища. Для рівномірного опирання на криволінійне днище резервуар встановлюють на високу піщану подушку.

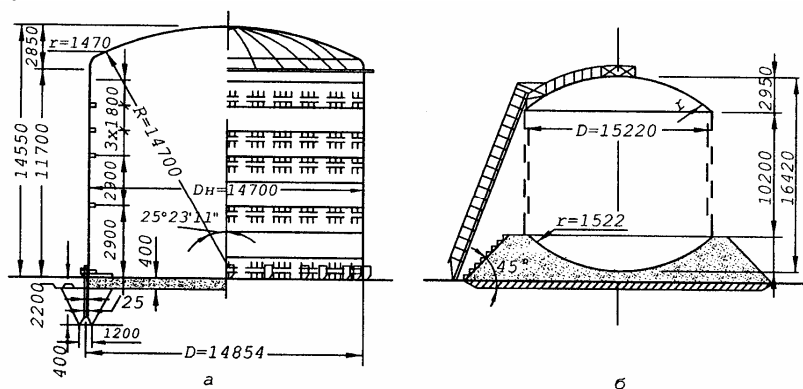


Рис. 16.6. Вертикальні циліндричні резервуари підвищеного тиску:
а – зі сферично-циліндричною покрівлею і плоским днищем; б – з пологим
сферичним днищем і покрівлею

Резервуари підвищеного тиску розраховують на збитковий внутрішній тиск 25...30 кН/м².

16.6. Інші конструкції резервуарів підвищеного тиску

Горизонтальні циліндричні резервуари проектують місткістю до 150 м^3 зі збитковим тиском $40...70 \text{ кН/м}^2$ при зберіганні зріджених газів (рис. 16.5,е). Діаметр таких резервуарів приймають до 3,25 м, а довжину до 18,5 м, що дає змогу їх транспортувати. Наземні резервуари встановлюють на опори, відстань між якими становить 0,5-0,7 довжини резервуара. По осі опор всередині резервуара проектується діафрагма з гнутого кутника з приварюванням до нього трикутника жорсткості. Днища резервуарів малої місткості та тиску іноді роблять плоскими. При більших тисках застосовують циліндричні або сферичні днища.

Розраховують циліндричну частину та просторове днище за безмоментною теорією, аналогічно до розрахунку вертикальних резервуарів. Дотичні напруження в циліндричній частині становлять

$$\sigma_1 = qr/t. \quad (16.21)$$

Найбільше напруження в нижній точці резервуара, для якої q дорівнює масі стовпа рідини над цією точкою. Легко пересвідчитись, що при $D = 3,25 \text{ м}$ і мінімальній товщині стінки 4 мм напруження будуть незначними.

Оскільки горизонтальні резервуари випробовують на внутрішній тиск, що значно перевищує величину q (наприклад, залізничні цистерни випробовують на тиск 0,6 МПа), то розрахунок виконують на цей тиск і товщину стінки визначають за формулою

$$t = \frac{qr}{\gamma_c R_y}. \quad (16.22)$$

Нормальне напруження, яке діє вздовж твірної циліндра, можна знайти, якщо прирівняти опір поперечного перерізу циліндра розтягу до повного внутрішнього тиску, тобто:

$$2\pi r t \sigma_2 = \pi r^2 q, \quad (16.23)$$

звідки

$$\sigma_2 = qr/2t. \quad (9.24)$$

Окрім цього, для резервуара, опертого на дві опори, треба визначити напруження σ_3 від згину, які мають напрямок такий же, як σ_2 :

$$\sigma_3 = M_x / W_{рез} . \quad (16.25)$$

Згинальний момент M_x обчислюють за розрахунковою схемою балки на двох опорах з консолями від навантаження власної маси резервуара і маси рідини в ньому.

Наближене значення моменту опору резервуара можна визначити згідно з рівнянням

$$W_{рез.x} = I_x / r_{cp} = \pi r_{cp}^2 t . \quad (16.26)$$

На величину $\sigma_2 + \sigma_3$ розраховують кільцеві зварні шви резервуара. При стикових швах задовольняється рівняння

$$\sigma_2 + \sigma_3 \leq \gamma_k \gamma_c R_{wy} , \quad (16.27)$$

де R_{wy} – розрахунковий опір стикового зварного шва, який дорівнює $0,85R_y$; γ_k – коефіцієнт міцності стику. Якщо зварні шви виконуються внакладку, то їх розраховують на зусилля, яке діє на одиницю довжини, тобто $(\sigma_2 + \sigma_3)t$.

Кулясті резервуари застосовують для зберігання зріджених газів та низькокиплячих нафтопродуктів при внутрішньому збитковому тиску ($0,02 \dots 0,06$ кН/см² (рис. 16.5,д). Кулясті резервуари встановлюють на 8-12 колон або спеціальне опорне кільце. Пояс, на який опирається резервуар, підсилюється поздовжніми і поперечними ребрами жорсткості з внутрішнього боку. Кулясті резервуари належать до місткостей високого тиску і розраховуються з урахуванням вимог Держміськтехнагляду.

Товщина оболонки сферичного резервуара

$$t = \frac{(p\gamma_{f_1} + p_0\gamma_{f_2})D}{4\gamma_c R_{wy}} , \quad (16.28)$$

де p і p_0 – гідростатичний і збитковий тиски; D – діаметр резервуара; R_{wy} – розрахунковий опір стикового зварного шва, який дорівнює $0,85R_y$.

Краплеподібні резервуари мають форму краплі рідини на змоченій поверхні під дією сил поверхневого натягу (рис. 16.5,в). Їх застосовують при місткості 2000...6000 м³, збитковому тиску 3...5 Н/см² і вакуумі до 300 мм вод. ст.

З умови рівності напружень $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$ у краплеподібній оболонці в граничних умовах одержуємо основне рівняння для її розрахунку:

$$\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{p\gamma_{f_1} + p_0\gamma_{f_2}}{\gamma_c R_{wy} t}, \quad (16.29)$$

де r_1 і r_2 – радіуси кривизни точки, що розглядається.

Багатоторові резервуари (рис. 16.5,г) доцільно застосовувати при місткості понад 6000 м³, проте значна трудомісткість виготовлення перешкоджає їх широкому впровадженню.

16.7. Газгольders

Газгольders – це інженерні споруди у вигляді резервуарів, які призначені для зберігання, вирівнювання складу, переміщення та розподілу різноманітних газів.

Залежно від внутрішнього тиску газгольders поділяють на два класи: газгольders низького тиску зі збитковим тиском до 0,5 Н/см² і високого тиску з робочим тиском до 300 Н/см² і більше.

Газгольders низького тиску мають змінну місткість і поділяються на дві групи:

а) мокрі газгольders з вертикальними і гвинтовими напрямними конструкціями;

б) сухі газгольders з поршнем із гнучкою секцією.

Газгольders високого тиску мають однакову місткість, їх можна поділити за типом геометричної форми:

а) циліндричні газгольders зі сферичними днищами – горизонтальні та вертикальні;

б) сферичні газгольders.

Найбільш поширені мокрі газгольders з вертикальними і гвинтовими напрямними. Застосовуються мокрі газгольders як відкриті, так і розташовані в будовах. Мокрі газгольders можуть

мати місткість від 100 до 32 000 м³. Мокрий газгольдер складається із водяного басейну, телескопів, дзвона і напрямних конструкцій (рис. 16.7). Водяний басейн, як і напрямні конструкції, є нерухомою частиною споруди. Дзвін і проміжні ланки (телескопи) переміщуються або вгору при надходженні газу, або вниз при його витраті. У нижній частині дзвона і кожного телескопа є водяний затвор (рис. 16.7), який перешкоджає виходу газів у атмосферу. Різниця рівня води в затворі залежить від тиску газу і становить 200...400 мм. У неробочому стані газгольдера дзвін і телескопи занурені у водяний басейн (рис. 16.7, б). При наповненні газгольдера газом спочатку піднімається дзвін, а потім телескопи, черпаючи своїми затворами воду з басейна. Дзвін і телескопи мають котки на консолях, які переміщуються по напрямних конструкціях. Напрямні конструкції складаються із прикріплених до басейну стояків, кілець (ригелів) і розкосів. Басейни виконують як металевими, так і залізобетонними.

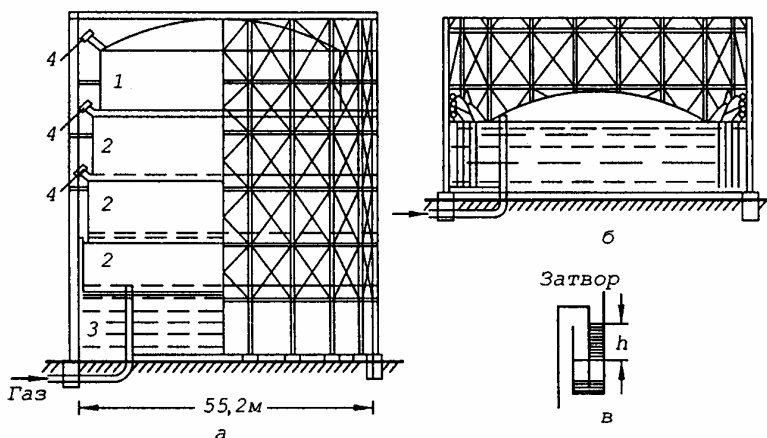


Рис. 16.7. Схема мокрого газгольдера (а):

1 – дзвін; 2 – телескоп; 3 – резервуар; 4 – водяний затвор; б – схема газгольдера у неробочому стані; в – схема водяного затвора

Сухий газгольдер поршневого типу – це вертикальний резервуар, в якому переміщається поршень-шайба. Корпус газгольдера складається з листової сталі та двотаврових стояків. Між поршнем і внутрішньою поверхнею корпуса знаходиться ковзний затвор на мастилі, який перешкоджає проходженню газу в

надпоршневу частину. Сухі газгольдери мають місткість до 1000000 м^3 , це великі споруди діаметром 45 і висотою 70 м.

Порівняно з мокрими сухі газгольдери мають деякі переваги: не потребують водяного резервуара і обладнання для нагрівання води в зимовий період, витрати сталі на 1 м^3 газу дещо менші.

Незважаючи на це, такі газгольдери мають суттєві недоліки: складні й трудомісткі у виготовленні, допускають проникнення через затвори в надпоршневу частину вибухово небезпечних сумішей газу, в експлуатації вимагають високих витрат.

Газгольдери високого тиску проектують циліндричними або шаровими. Циліндричні газгольдери бувають як горизонтальні, так і вертикальні групові (рис. 16.8). Шарові газгольдери найбільш економічні щодо витрат металу, проте порівняно з циліндричними складніші у виготовленні та монтажі.

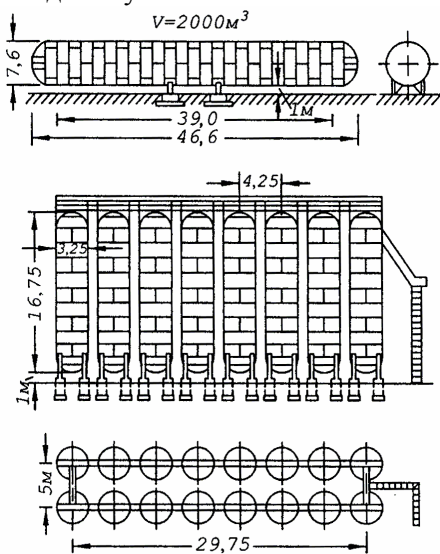


Рис. 16.8. Газгольдери високого тиску

Днища циліндричних газгоlderів роблять сферичними, у вигляді напівсфери з плавними переходами на корпус.

Конструкції газгольдерів. Днища і стінки басейна газгольдерів проектують аналогічно до конструкцій резервуарів водонапірних башт і нафтових резервуарів. Товщина листів стінок і дзвона дуже мала, до 4 мм, а в газгольдерах малої місткості – до 2 мм. Покрівлю дзвона виконують зі сталі товщиною 2 мм по каркасу з радіально розміщених ребер із кутників або двотаврів, зігнутих у формі дзвона.

Зовнішні котки мокрого газгольдера переміщуються по стояках прямої конструкції, а внутрішні – по ребрах жорсткості, які приварені до стінки газгольдера (рис. 16.9). Стояки прямої конструкції проектують з прокатних двотаврів, а при великих місткостях – у вигляді наскрізних стояків із кутників; кільця й розкоси проектують із кутників.

16.8. Бункери

Бункерами називаються місткості для зберігання та перевантаження сипких матеріалів.

Розрізняють бункери пірамідальні (з плоскими стінками), гнучкі і круглі. Для зберігання великої кількості сипких матеріалів застосовуються підвісні бункери з гнучкими стінками параболічного обрису.

На рис. 16.10 зображена конструктивна схема і деталі прямокутного бункера. Конструкція бункера складається із вертикальних балок і кутникових ребер, на які спираються ребра жорсткості із кутників і стіни. Стінки бункера роблять з листів товщиною не менше 8 мм. Стінка від тиску сипкого тіла працює на згин у прольоті між ребрами жорсткості.

Бункери з плоскими стінками розраховують на дію навантаження: від маси конструкцій $1 \dots 1,2 \text{ кН/м}^2$, снігового, вітрового навантаження, тимчасового навантаження на перекриття до 4 кН/м^2 , а також від тиску сипкого матеріалу.

Розрахункове значення вертикального q_x і горизонтального o_y тисків, що діють на лист стінки на глибині x від поверхні сипкого тіла:

$$q_x = \gamma_c \gamma x; \quad (16.30)$$

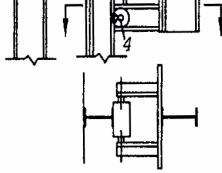


Рис. 16.9. **Конструкція затвору і котків мокрого газгольдера:**

1 – стоек напрямної конструкції; 2 – зовнішній коток; 3 – ребро жорсткості; 4 – внутрішній коток

$$q_y = \gamma_c \gamma x \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2), \quad (16.31)$$

де $\gamma_c = 1,3$ – коефіцієнт надійності щодо перевантаження; γ – густина сипкого матеріалу; φ – кут природного відкосу сипкого матеріалу.

Обшивку воронки розраховують на згин з розтягом, як пластину, під дією нормального до її поверхні тиску сипкого матеріалу:

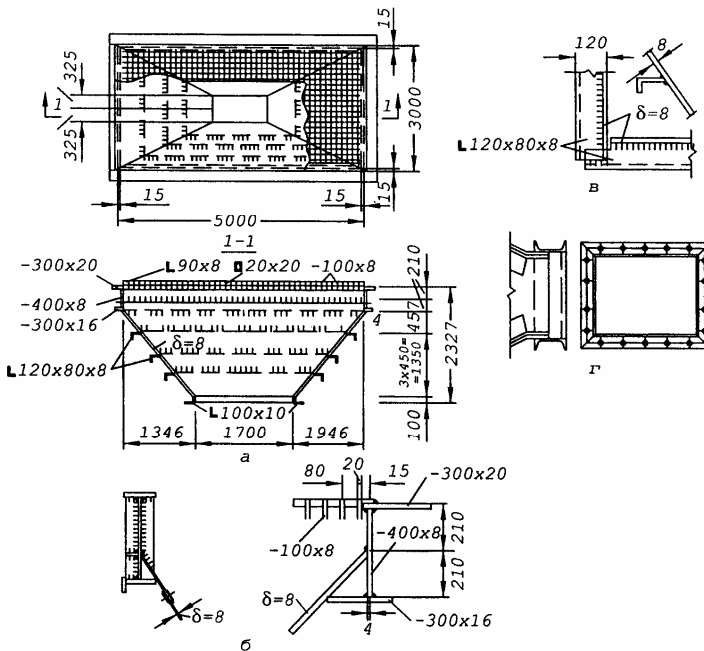


Рис. 16.10. **Прямокутний бункер:** а – конструктивна схема; б – кріплення

бункера до поздовжньої і поперечної балок; в – з'єднання ребер; г – вихідний отвір

$$q = q_x \cos^2 \alpha + q_y \sin^2 \alpha,$$

де α – кут нахилу площини воронки до горизонту.

Горизонтальні ребра жорсткості з кутників розраховують як балки, на які припадає частина тиску сипкого тіла.

Гнучкі бункери призначені для зберігання великих обсягів сипких матеріалів. Вони мають вигляд підвішеної параболічної оболонки, яка працює головним чином на розтяг.

На рис. 16.11 показана розрахункова схема гнучкого бункера. Щоб оболонка бункера працювала на розтяг, її обрис приймають за рівнянням

$$y = \frac{2}{3} f\left(\frac{x}{l}\right)^2 \left(1 - \frac{x}{3l}\right). \quad (16.32)$$

Площу поперечного перерізу бункера визначають за формулою

$$A = \frac{5}{4} f l. \quad (16.33)$$

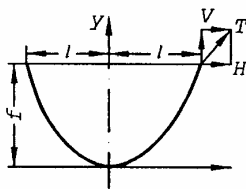


Рис. 16.11. Розрахункова схема гнучкого бункера

Найбільша ордината кривої навантаження буде на середині прольоту

$$F_{\max} = \frac{5}{4} \gamma_c \gamma f, \quad (16.34)$$

де $\gamma_c = 1,2$ – коефіцієнт надійності щодо навантаження.

Складові реакції у точці підвісу бункера мають вигляд:

$$F_h = \frac{F_{\max} l^2}{3f}, \quad (16.35)$$

$$F_v = \frac{F_{\max} l}{2}. \quad (16.36)$$

Повне зусилля розтягу $N(T)$, яке припадає на одиницю довжини бункера в місці його прикріплення до балки,

$$N = \sqrt{F_h^2 + F_v^2}. \quad (16.37)$$

Товщину стінки бункера визначають з умови міцності зварних стикових швів при з'єднанні листів оболонки:

$$t_w = \frac{N}{\beta_{wf} \gamma_c \gamma_f R_{wy}}. \quad (16.38)$$

У поздовжньому напрямку оболонка бункера підвішується до балок, які опираються на колони. При значній довжині бункера ставляться проміжкові поперечні жорсткі діафрагми у вигляді горизонтальних балок або ферм, що сприймають горизонтальну складову реакції $F_h(H)$.

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ

1. Розрахункова схема поперечної рами.
2. Як навантаження діють на раму?
3. Як враховується просторова робота каркасу?
4. Приклади визначення розрахункових зусиль у елементах рами.
5. Послідовність розрахунку рам.
6. Як ведеться розрахунок на температурні впливи?
7. Як визначається розрахункове зусилля в елементах рами?
8. З чого складається конструкція покриттів?
9. Що являють собою підстропильні ферми?
10. Як обпираються ферми на колони?
11. Для чого необхідні ліхтарі?
12. Які існують види колон в виробничих будівлях?
13. Розрахунок й конструювання колон.
14. Підкранові балки. Як вони обпираються на колони?
15. Що таке комплексні поставки?
16. З чого складається вартість металевих конструкцій?
17. Які витрати входять у вартість заводського виготовлення?
18. Що відносять до цехових витрат?
19. Що відносять до загальнозаводських витрат?
20. Як визначають економічний ефект?
21. Як розраховують наведені витрати?
22. З чого складається каркас промислової будівлі? Які вимоги пред'являються до каркасу будівлі?
23. Економічні фактори, які впливають на компоновку каркасу.
24. Оптимізація конструктивних рішень каркасу. Компоновка й конструктивна схема каркасу.
25. Компоновка однопрольотних й багатопрольотних рам.
26. Що таке зв'язки, де їх використовують й для чого?
27. Компоновка конструкцій покриття. Які бувають покриття?
28. Що ми називаємо фахверком? Схема конструкцій фахверка.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Артемьева И.Н. Аллюминий в строительстве. – Л., 1985.
2. Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. – М., 1975.
3. Брудка Я. Трубчатые стальные конструкции. – М., 1975.
4. Васильев В. А. Металлические конструкции. – М., 1976.
5. Ведеников Г.С., Беленя Е.В., Игнатева В.С. и др. Металлические конструкции. Общий курс: учеб. для вузов. – М., 1998.
6. Временная инструкция о составе и оформлении строительных чертежей зданий и сооружений. Конструкции металлические, чертежи КМ ГН 460-74. – М., 1978.
7. Дробязко Л.Н. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. – К 1985.
8. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. – М., 1982.
9. ЕСКД. Общие правила выполнения чертежей. – М., 1979.
10. ЕСКД. Правила выполнения чертежей зданий. – М., 1978.
11. Жербин М.М., Владимирский В.О. Металлические конструкции. – К., 1986.
12. Каплун Я. А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. – М., 1979.
13. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: підр. для вузів. – Львів, 1994.
14. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К., 1984.
15. Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталебетонних конструкцій. – Львів, 2001.
16. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий: справочник проектировщика / под ред. И.И.Ищенко. – М., 1979.
17. Лессиг Е.И. Листовые металлические конструкции. – М., 1974.
18. Лихтарников Я.М. Техничко-економические основы проектирования строительных конструкций. – К., 1980.
19. Лихтарников Я.М., Ладиженский Д.В., Климов В.М. Расчет стальных конструкций. – К, 1984.

20. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М., 1991.
21. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. – М, 1983.
22. Металлические конструкции / под ред. Е.И.Беленя. – М, 1986.
23. Металлические конструкции. Специальный курс / под ред. Е.И. Беленя. – М., 1976.
24. Металлические конструкции: справочник проектировщика / под ред. Н.П. Мельникова. – М., 1980.
25. Михайлов А.М. Сварные конструкции. – М., 1983.
26. Муханов К.К. Металлические конструкции. – М., 1978.
27. Пермяков В.О., Трохимович В.В, Тарасенко В.Л. Металеві конструкції з'єднання: навч. посібник. – К., 1966.
28. Проектирование металлических конструкций / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. – Л., 1990.
29. Развитие строительной науки и техники в Украинской ССР: в 3 т./ под ред. М.М.Жербина. – К., 1989.
30. Сахновский И.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К, 1984.
31. СНиП П.24-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М., 1975.
32. СНиП П. 17-75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ. – М, 1975.
33. СНиП. 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М., 1975.
34. СНиП П.23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М, 1988.
35. СНиП 2.03.П-85. Защита строительных конструкций от коррозии. –М., 1986.
36. Справочник конструктора металлических конструкций / В.Т. Васильченко, А.Н. Рутман, Е.П.Лукияненко. – К., 1990.
37. Стороженко Л.І., Семко А.В., Ефименко В.Л. Сталежелезобетонные конструкции. – К., 1997.
38. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М., 1981.
39. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций. – М, 1987.

40. Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции. – М., 1983.
41. Файбишенко В.К. Металлические конструкции. – М., 1984.

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

ЛУГЧЕНКО Олена Іванівна
РАПНА Костянтин Олексійович

Конспект лекцій
з курсу

«ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання і слухачів
факультету післядипломної освіти напряму підготовки
6.060101 – Будівництво,
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

План 2011, поз. 4Л

Підп. до друку 08.12.2011 р.
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60х84/16
Ум. друк. арк. 8,2
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідoctво суб'єкта видавничої справи:
ДК №4064 від 12.05.2011 р.