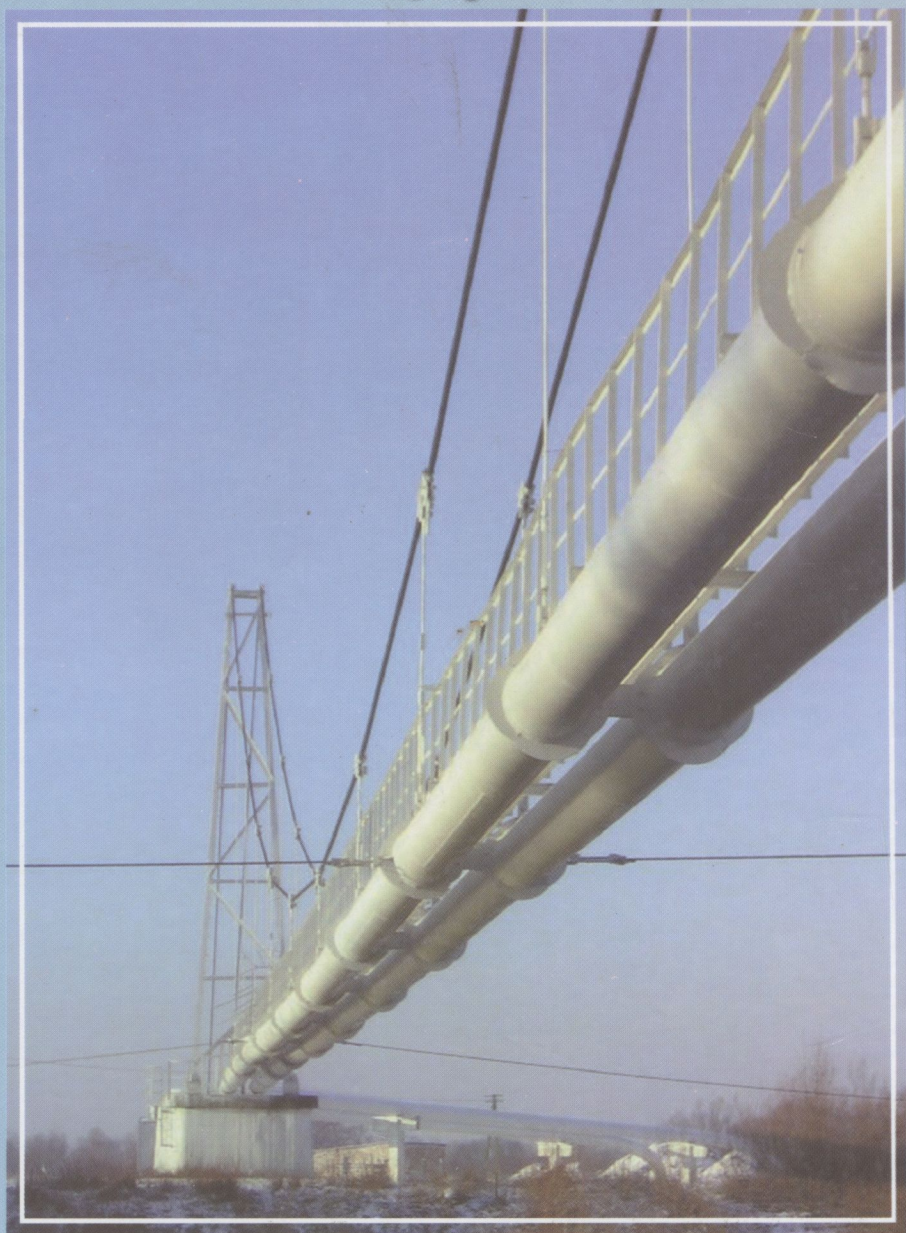


О.Ю. Царинник



**МЕТАЛЕВІ
КОНСТРУКЦІЇ**

3707-10

624(075)
418

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Науково-методичний центр
вищої освіти Міністерства освіти і науки України

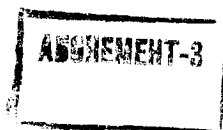
О.Ю. Царинник

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Спецкурс

Навчальний посібник

*Рекомендовано Міністерством
освіти і науки України як
навчальний посібник для
студентів вищих навчальних
закладів*



Львів
Видавництво "Бескид Біт"
2004

ББК [38.54+39.71] я73

Ц186

УДК [624.014+621.643] (075,8)

Рекомендовано Міністерством освіти і науки України як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів (лист № 1/11-2683 від 11.06.2004 р.).

РЕЦЕНЗЕНТИ: **Молодченко Г.А.**, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельних конструкцій Харківської державної академії міського господарства;
Кваша В.Г., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельної механіки та мостів Національного університету “Львівська політехніка”;
Гайдаш М.Л., кандидат технічних наук, доцент кафедри спорудження та ремонту нафтогазопроводів і сховищ Івано-Франківського національного технічного університету нафти і газу.

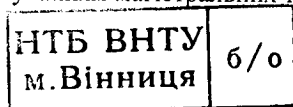
Царинник О.Ю.

Ц186 **Металеві конструкції.** Спецкурс: Навчальний посібник. – Львів: Видавництво “Бескид Біт”, 2004. – 304 с.

ISBN 966-8450-05-1

Викладено поглиблені відомості про ефективні конструкції балок, конструкції покриттів великих прогонів та просторові конструкції, які виконуються з металу. Детально розглянуто питання проектування та розрахунку металевих конструкцій магістральних трубопроводів для транспортування нафти, газу та нафтопродуктів. Подано приклади їх розрахунку на основі чинних нормативно-технічних документів.

Посібник призначений для студентів будівельних вузів. Може бути корисним для студентів нафтових вузів та інженерів, котрі займаються проектуванням магістральних трубопроводів.



ББК [38.54+39.71] я73

ISBN 966-8450-05-1

© Царинник О.Ю., 2004

© Видавництво “Бескид Біт”, 2004

ПЕРЕДМОВА

Навчальний посібник „Металеві конструкції. Спецкурс” розрахований на студентів V курсу спеціальності „Промислове та цивільне будівництво”, які навчаються за спеціалізацією „Проектування об’єктів нафтогазовидобувного комплексу”. Цей курс є продовженням і розвитком основного курсу „Металеві конструкції”, який вивчається раніше. Посібник може бути корисним для студентів нафтових вузів, котрі навчаються за спеціальністю „Спорудження газо-нафтопроводів, газосховищ та нафтобаз”.

Матеріал викладеного в цьому посібнику курсу розділено на дві логічні частини. Перша частина складається з 3 розділів:

Розділ 1. Ефективні конструкції балок.

Розділ 2. Сталеві конструкції покриття великих прогонів.

Розділ 3. Просторові конструкції покриття.

Матеріал, викладений в цих розділах, може бути використано під час вивчення спецкурсу „Металеві конструкції” студентами спеціальності ПЦБ незалежно від їх спеціалізації.

У першому розділі висвітлено конструктивні рішення, підходи до проектування і розрахунку ефективних балкових конструкцій: біметалевих, з гнучкою стінкою, з гофрованою стінкою, з перфорованою стінкою, а також балок з попереднім напруженням. Згадані конструктивні рішення об’єднані принципом концентрації матеріалу, що дає змогу зменшити їх металомісткість і застосовувати для прогонів, при яких звичайні балки суттєво поступаються скрізним конструкціям.

У другому розділі йдеться про великопрогонові металеві конструкції: ферми, рами і арки, які знайшли практичне застосування в сучасному будівництві. Ефективність великопрогонових ферм визначається втіленням в їх конструкцію принципу концентрації матеріалу і можливістю застосування попереднього напруження. Рами і арки належать вже не до балкових, а до розпірних конструкцій, що дає змогу суттєво зменшити згинальні моменти і, відповідно, зусилля в них. Крім того, під час проектування великопрогонових арок і рам часто застосовують регулювання зусиль.

У третьому розділі розглядаються найрізноманітніші типи просторових конструкцій, які виготовляють з металу: структурні плити, сітчасті циліндричні оболонки і склепіння, безкаркасні складчасті будинки, куполи, висячі покриття. На відміну від розглянутих у перших двох розділах конструктивних схем, найефективніші просторові конструкції, як правило, проектуються з використанням принципу багатозв’язності системи. Це різко збільшує ступінь їх статичної невизначеності і, відповідно, надійність конструкцій. Точний розрахунок просторових конструкцій можливий лише на ЕОМ із застосуванням відповідного програмного забезпечення. Але існує і багато способів наближеного розрахунку, які забезпечують точність, достатню для інженерної практики. Деякі з цих способів описано в розділі 3.

Другу логічну частину посібника утворює четвертий розділ „Магістральні трубопроводи для транспортування нафти і газу”, що безпосередньо відповідає спеціалізації „Проектування об’єктів нафтогазовидобувного комплексу”. Основний акцент розділу зроблено на металевих конструкціях для магістральних трубопроводів, хоча для збереження логіки і послідовності викладення матеріалу додатково розглядаються окремі питання будівельної механіки, механіки ґрунтів, теорії пружності. У розділі розглянуто основні моменти конструювання і розрахунку підземних і надземних магістральних трубопроводів, а також їх повітряних переходів через природні і штучні перешкоди. Матеріал розділу викладено відповідно до чинного СНиП 2.05.06–85 «Магистральные трубопроводы». Майже кожне положення розрахунку ілюструється завершеними числовими прикладами, які дають змогу повніше зрозуміти особливості роботи металевих конструкцій магістральних трубопроводів.

До розділу 4, як і до всіх попередніх, подано перелік основної теоретичної, довідкової і нормативної літератури, що дає змогу використовувати викладений матеріал не лише як навчальний посібник, але як посібник під час проектування та розрахунку описаних металевих конструкцій.

1. ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКЦІ БАЛОК

Основними напрямками розвитку будівельних конструкцій, серед яких і металеві, є зменшення їх матеріаломісткості, трудомісткості і вартості. Для балкових конструкцій ці питання вирішуються завдяки зменшенню:

- трудомісткості – запровадження та розширення сортаменту прокатних великорозмірних профілів (в тому числі широкополочкових); запровадження сортаменту зварних двотаврових профілів;
- трудомісткості і вартості – застосування односторонніх зварних швів та односторонніх ребер жорсткості; влаштування виштампуваних ребер жорсткості;
- матеріаломісткості – застосування для невеликих прогонів балок з гнутих профілів (наприклад, гнутих швелерів); бісталевих балок або балок з гнутою, гофрованою або перфорованою стінкою; попередньо напружених балок.

1.1. Бісталеві балки

З метою зменшення витрат матеріалу доцільно використовувати сталі підвищеної міцності. Але оскільки ці сталі мають більшу вартість (у зв'язку з використанням легуючих компонентів і ускладненням технології виплавки та прокатування), їх використання виправдане лише у найбільш напружених елементах перерізу. В од-

нопрогонових розрізних балках такими елементами є полицки у середній частині прогону – зоні дії максимальних згинальних моментів. Менш напружені приопорні ділянки полицок і стінка виконуються зі звичайної маловуглецевої сталі. Ці балки називаються бісталевами.

Особливістю роботи таких

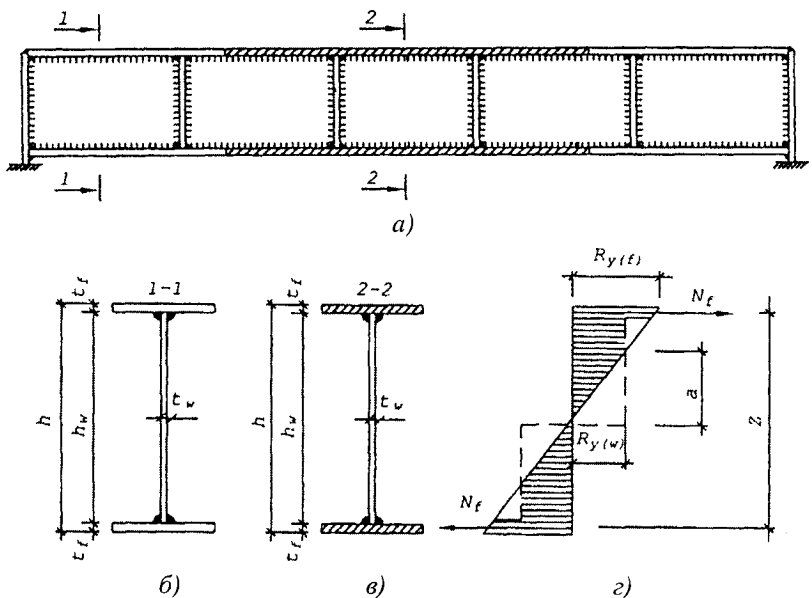


Рис. 1.1. Бісталева балка: а – загальний вигляд (заштриховано елементи зі сталі підвищеної міцності); б – приопорний переріз з маловуглецевої сталі; в – переріз, полицки якого виконано зі сталі підвищеної міцності або високоміцної; г – еюра напружень у бісталевому перерізі

балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює за межею текучості. Епюра нормальних напружень у перерізі складна (рис. 1.1). Напруження у полицках досягають більших значень, ніж у стінці, а текучість сталі стінки (через нижче значення межі текучості) спостерігається ще за пружної роботи матеріалу полицок.

Несуча здатність бісталевого перерізу може бути записана як сума згинальних моментів, що сприймаються полицками та стінкою балки:

$$M = M_f + M_w. \quad (1.1)$$

Згинальний момент M_f дорівнює добутку рівнодійної напружень у кожній з полицок на плече прикладення цих рівнодійних:

$$M_f = A_f R_{y(f)} z. \quad (1.2)$$

Аналогічно знаходять згинальний момент, який сприймається стінкою. Попередньо доповнюють кожну з трапецієподібних епюр напружень у стінці до прямокутної. Згинальний момент, що відповідає такій прямокутній епюрі:

$$M_{w1} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot A_w R_{y(w)} z_{w1} = h_w t_w R_{y(w)} \frac{h_w}{4} = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)}.$$

Добудованим трикутним частинам епюри заввишки a відповідає згинальний момент:

$$M_a = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot a t_w R_{y(w)} \cdot \frac{a}{3} = \frac{t_w a^2}{3} R_{y(w)}.$$

Отже, згинальний момент, що відповідає фактичній трапецієподібній епюрі напружень у стінці, дорівнює:

$$M_w = M_{w1} - M_a = \left(\frac{t_w h_w^2}{4} - \frac{t_w a^2}{3} \right) R_{y(w)}.$$

Із подібності трикутників з висотами $h_w/2$ і a випливає:

$$\frac{a}{R_{y(w)}} = \frac{h_w}{2 R_{y(f)}} \Rightarrow a = \frac{h_w}{2} \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}}.$$

Тоді:

$$\begin{aligned} M_w &= \left(\frac{t_w h_w^2}{4} - \frac{t_w a^2}{3} \right) R_{y(w)} = \\ &= t_w R_{y(w)} \left[\frac{h_w^2}{4} - \frac{h_w^2}{3 \cdot 4} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]. \end{aligned} \quad (1.3)$$

Позначимо $\frac{t_w h_w^2}{6} = W_w$. Тоді: $M_w = W_w R_{y(w)} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]$. Підставляючи M_f

і M_w в (1.1), отримаємо згинальний момент, який сприймається повним перерізом:

$$M = A_f R_{y(f)} z + \frac{3W_w R_{y(w)}}{2} \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] =$$

$$= R_{y(f)} \left[A_f z + W_w \frac{3R_{y(w)}}{2R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] \right]. \quad (1.4)$$

Позначивши $m = \frac{3R_{y(w)}}{2R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]$, одержимо:

$$M = R_{y(f)} [A_f z + W_w m]. \quad (1.5)$$

Якщо $W_{nl} = A_f z + W_w m$, де W_{nl} – пружно-пластичний момент опору бісталевого перерізу, то остаточно одержимо:

$$M = R_{y(f)} W_{nl}. \quad (1.6)$$

Отже, економія матеріалу досягається не тільки за рахунок використання у полицках сталі підвищеної міцності, але й повнішого використання міцності сталі стінки. Наприклад, при $R_{y(w)} = 210$ МПа і $R_{y(f)} = 430$ МПа, $m = 0.67$, тобто $R_{y(f)} W_w m$ (частка згинального моменту, яка сприймається стінкою балки) збільшується приблизно в 1.4 раза проти $R_{y(w)} W_w$.

1.2. Сталеві балки з гнучкою стінкою

Ідея використання сталевих балок з гнучкою стінкою впливає із загальновідомого принципу концентрації матеріалу. Справді, з курсу опору матеріалу відомо, що максимальний момент опору при однаковій площі поперечного перерізу буде мати переріз, у якого матеріал максимально віддалений від нейтральної осі.

Тобто в ідеальному випадку переріз, у якого весь матеріал сконцентрований в полицках (ідеальний двотавровий переріз). Але, крім згинального моменту, в балках виникає поперечна сила, для сприйняття якої потрібна стінка. Крім того, стінка потрібна для забезпечення сумісної роботи полицок балки і не повинна втрачати стійкості під навантаженням. Отже, з цих умов стінка балки повинна мати якусь певну (бажано мінімальну) товщину.

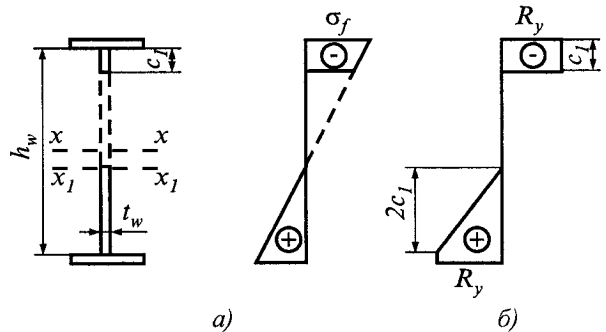


Рис. 1.2. Епюри нормальних напружень σ_x у відсіці балки при чистому згині: а – у пружній закритичній стадії; б – у граничному стані

Основною особливістю роботи балок з гнучкою стінкою є можливість закритичної роботи стінки (рис. 1.2), тобто місцева втрата стійкості стінки (утворення складок) між ребрами жорсткості без втрати несучої здатності конструкції в цілому.

До сталевих балок із гнучкою стінкою належать балки, умовна гнучкість стінки яких $6 < \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{R_y / E} < 13$, що відповідає співвідношенню

$180 < h_w/t_w < 400$ при $R_y=230$ МПа (тобто при $h_w = 1000$ мм, $t_w \leq 5$ мм). Такі балки рекомендується застосовувати як прогони, кроквяні і підкроквяні конструкції при прогонах до 12...36 м, зі співвідношенням постійних та тимчасових навантажень 1/1.5...1/2 (при більших тимчасових навантаженнях складки в стінках балок будуть то зникати, то виникати знову, що погіршує роботу конструкції); стінки вентиляційних коробів великих габаритів (понад 0.4...0.5 м); балки жорсткості в комбінованих системах з гнучкою аркою; елементи висячих або вантових конструкцій. Матеріал – сталь з $R_y \leq 430$ МПа. Тонкостінні балки з гнучкою стінкою можуть виготовлятися: 1) з поперечними ребрами жорсткості в місцях кріплення прогонів для зменшення концентрації напружень та конструктивного оформлення вузлів; 2) без ребер жорсткості у разі надійного закріплення балок від загальної втрати стійкості, наприклад, при кріпленні настилу до верхнього поясу балки через 300...400 мм та під час виконання деяких інших вимог СНиП.

Можливі конструктивні рішення поперечних перерізів балок з гнучкою стінкою наведено на рис. 1.3.

Традиційне вирішення балки з трьох листів (рис. 1.3, а) має недоліки – низька технологічність (значна деформативність стінок під час зварювання), можливість значного деформування під час транспортування і монтажу; значна концентрація напружень в поясних швах і небезпека пропалення під час зварювання порівняно тонкої стінки.

Рациональним може бути застосування для поясів нерівнополічкових кутників із розсосередженням поясних швів (рис. 1.3, б). Однак при цьому збільшується обсяг зварювальних робіт і понижується центр ваги пояса, що призводить до незначного (1...2 %) збільшення металомісткості балки.

Перспективним є застосування для поясів широкополічкових таврів, що дає змогу перенести зварний шов у менш напружену зону перерізу і виключити його з роботи на сприйняття місцевих напружень (рис. 1.3, в).

Для потужних балок з великим навантаженням на верхній пояс і надійним закріпленням від загальної втрати стійкості балки можливе застосування для верхнього пояса прокатних швелерів або двотаврів (рис. 1.3, з, д).

Дослідження показують, що двотаврові балки з гнучкою стінкою за рахунок використання закритичної роботи матеріалу конкурентоспроможні з фермами, хоча мають в 1.5–2 рази меншу висоту.

Розрахунок балок з гнучкою стінкою. Завдяки наявності тонкої стінки міцність таких балок перевіряють за формулою:

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^4 \leq 1.0, \quad (1.7)$$

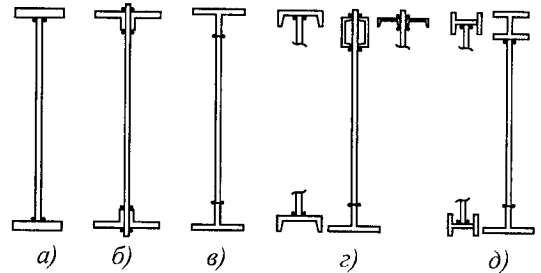


Рис. 1.3. Типи перерізів тонкостінних балок з поясами: а – з листа; б – з кутників; в – з таврів; з – зі швелерів; д – з двотаврів і таврів

де M , Q – згинальний момент та поперечна сила посередині відсіку, який перевіряють; M_u – граничне значення згинального моменту при чистому згині, Q_u – граничне значення поперечної сили при чистому зсуві:

$$M_u = R_y t_w h_w^2 \left[\frac{A_f}{t_w h_w} + \frac{0.85}{\lambda_w} \left(1 - \frac{1}{\lambda_w} \right) \right], \quad (1.8)$$

$$Q_u = R_y t_w h_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3.3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right], \quad (1.9)$$

де $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{R_y / E}$ – умовна гнучкість стінки; τ_{cr} – критичне напруження, яке ви-

значається формулою: $\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}$, μ – відношення більшої сторони

відсіку до меншої, $\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{R_y / E}$, d – менша сторона відсіку; β – коефіцієнт,

який визначається за формулами:

при $\alpha \leq 0.03 \rightarrow \beta = 0.05 + 5\alpha \geq 0.15$;

при $0.03 < \alpha \leq 0.1 \rightarrow \beta = 0.11 + 3\alpha \leq 0.40$.

Коефіцієнт α обчислюють за формулою: $\alpha = \frac{8W_{min}}{t_w h_w^2 a^2} (h_w^2 + a^2)$, де a – від-

стань між поперечними ребрами жорсткості; W_{min} – мінімальний момент опору таврового перерізу, який складається зі стиснутого пояса балки і ділянки стінки, яка прилягає до нього заввишки $0.5t_w \sqrt{E / R_y}$ (відносно власної осі тавра, паралельної до пояса балки).

Формулу (1.8) для граничного моменту M_u виведено у припущенні, що всередині згинаного відсіку епюра нормальних напружень має вигляд, зображений на рис. 1.2, б. Як видно з цього рисунка, майже вся стиснута частина стінки виключена з роботи, що зумовлює зміщення центра ваги перерізу в напрямку розтягнутого пояса. До складу стиснутого пояса включають прилеглу частину стінки заввишки $c_l = 0.85t_w \sqrt{E / R_y}$. Граничну поперечну силу при чистому зсуві Q_u (1.9) знаходять з умови граничної рівноваги в момент утворення у відсіку балки пластичного механізму.

Слід зазначити, що перевірку міцності потрібно виконувати в кількох відсіках балки – з найбільшим згинальним моментом, з найбільшою поперечною силою і у відсіку, де їх поєднання несприятливе. На відміну від звичайних балок постійного перерізу, в яких міцність вичерпується в перерізі з найбільшим згинальним моментом, в балках з гнучкою стінкою міцність може бути вичерпана одночасно в кількох відсіках. Це свідчить про ефективніше використання несучої здатності конструкції.

Поперечні ребра жорсткості потрібно розташовувати з кроком не рідше ніж $a \leq 2h$. Вимоги щодо розмірів поперечних ребер жорсткості такі самі, як і для

звичайних балок. Ребра повинні мати переріз: парні – $b_h \geq h_w / 30 + 40$ мм, односторонні – $b_h \geq h_w / 24 + 50$ мм. Товщина ребра повинна бути $t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}$.

Ребра розраховують на стійкість як стержень на дію умовного стискального зусилля, яке знаходять за формулою:

$$N = 3.3R_s t_w h_w \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2},$$
 але не менше від величини зосередженого навантаження над ребром.

Розрахункова довжина умовної стійки з ребром: $l_{ef} = h(1 - \beta) \geq 0.7h_w$. В розрахунковий переріз умовного стиснутого стержня включають парні і одиничні ребра жорсткості й смуги, які примикають до них завширшки $0.65t_w \sqrt{E / R_y}$ з кожного боку від ребра. Симетричне двостороннє ребро розраховують на центральний стиск, а одностороннє – на позацентровий з ексцентриситетом, що дорівнює відстані від центра ваги розрахункового перерізу до осі стінки балки.

Опорну ділянку конструюють з торцевого опорного ребра та парних ребер на відстані від торця не менше b_h і не більше $1.3t_w \sqrt{E / R_y}$.

Ширина кожного звісу стиснутого пояса повинна бути не більше від значення $0.38t_f \sqrt{E / R_y}$.

Загальну стійкість балок з гнучкою стінкою можна не перевіряти, якщо вона забезпечена надійним кріпленням настилу до верхнього пояса при відстані між прогонами або горизонтальними зв'язками не більше $l_{ef} \leq 0.21b_f \sqrt{E / R_y}$, де l_{ef} – розрахункова довжина верхнього пояса між закріпленнями з площини балки.

При визначенні прогину балки момент інерції поперечного перерізу слід зменшувати множенням на коефіцієнт $\alpha = 1.2 - 0.033\bar{\lambda}_w$ для балок з ребрами у прогоні і на коефіцієнт $\alpha = 1.2 - 0.033\bar{\lambda}_w - h_w / l$ для балок без ребер у прогоні. Коефіцієнт α враховує збільшення деформативності балки за рахунок закритичної роботи стінок.

Згідно із СНиП II-23-81*, для балок з умовною гнучкістю стінки $7 \leq \bar{\lambda}_w \leq 10$ під дією рівномірно розподіленого навантаження або йому еквівалентного (5 і більше вантажів у прогоні балки), прикладеного симетрично відносно площини стінки, допускається не укріплювати стінку ребрами жорсткості. При цьому перевірці міцності балки виконують за формулою:

$$M \leq R_y t_w h_w^2 \left[\frac{A_f}{t_w h_w} + \frac{1.4}{\lambda_w} \left(1 - \frac{1}{\lambda_w} \right) \right] \delta, \quad (1.10)$$

де $\delta = 1 - 5.6A_f h_w / (A_w l)$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечної сили на несучу здатність балки. При цьому слід приймати $t_f \geq 0.3\bar{\lambda}_w t_w$ і $0.025 \leq A_f h_w / (A_w l) \leq 0.1$.

Послідовність проектування балок з гнучкою стінкою.

1. Вибирають можливий тип перерізу поясів. На несучу здатність балки з гнучкою стінкою впливають (у порядку спадання впливу): EI_f ; $R_{y(f)}$ та $R_{y(w)}$; μ . Тому доцільно застосовувати в поясах жорсткі профілі або закриті перерізи.
2. Вибирають марки сталі: $R_{y(w)} = 1.3 \dots 1.4 R_{y(f)}$ (при поясах з листів) і $R_{y(w)} = 1.1 \dots 1.2 R_{y(f)}$ (при поясах з жорстких профілів). В усіх випадках рекомендується $R_y \leq 430$ МПа.
3. З умови забезпечення потрібної жорсткості при дії рівномірно розподіленого навантаження визначають висоту $h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c l}{E [f/l]} \cdot \frac{g_n}{g} \cdot \frac{l}{\alpha}$.
 $h_{onm} \approx 1/12 \dots 1/15 l$ при $R_y = 210 \dots 230$ МПа. Збільшення міцності в 1.5 раз дозволяє зменшити висоту приблизно на 20...25%. Оптимальні значення висот балок близькі до значень, визначених з умов жорсткості.
4. Приймають $b \leq \bar{\lambda}_w \leq 13$, з погляду економії металу оптимально $h_w/t_w \geq 250$. Мінімальне значення t_w приймають з умов забезпечення надійності конструкції, як правило, не менше 2...3 мм. В агресивних середовищах застосовувати балки з тонкими стінками нераціонально через скорочення терміну їх експлуатації внаслідок корозії.
5. З умови забезпечення загальної стійкості приймають $b_f \geq 4.76 l_{ef.y} \sqrt{R_{y(f)}/E}$.
6. З умови забезпечення місцевої стійкості пояса приймають $t_f \geq 1.31 b_f \sqrt{R_{y(f)}/E}$. Як правило, $t_f \leq 30$ мм. Наближено товщину пояса можна визначити за перерізом з M_{max} : $t_f \approx \frac{M_{max}}{(0.9 \dots 1) h_w b_f R_{y(f)}}$.
7. Розташовують поперечні та опорні ребра. Рационально приймати крок ребер $a = (1.5 \dots 1.75) h_w$. Розміри поперечних ребер жорсткості визначають як і для звичайних балок. Додаткові парні ребра жорсткості встановлюють на відстані від торця не менше b_h і не більше $1.3 t_w \sqrt{E/R_y}$.
8. Визначають геометричні характеристики перерізів балки, перевіряють її несучу здатність по відсіках, уточнюють розміри перерізу.
9. Визначають розміри поясних швів, перевіряють несучу здатність проміжних та інших ребер жорсткості.

1.3. Балки з гофрованою стінкою

До балок з гофрованою стінкою належать балки, в яких у стінці для підвищення її місцевої стійкості створені гофри різної форми.

У звичайних балках товщина стінки, необхідна за умовами міцності на зріз, приблизно в 2...4 рази менша, ніж необхідно за умовами місцевої стійкості. По-

перечні ребра жорсткості, які забезпечують місцеву стійкість стінки, є одночасно діафрагмами, що істотно підвищують крутильну жорсткість балок. Поєднання цих висновків з вимогою зниження витрати металу і привело до ідеї гофрування стінок. Гнучкість таких стінок h_w/t_w підвищується до 300...600, при цьому чим тонше стінка, тим легше її гофрувати. Одночасно відпадає необхідність у поперечних ребрах жорсткості, за винятком опорних і в місцях прикладання значних зосереджених сил. Місцева стійкість гофрованої стінки, що працює тепер як оболонка зі значно більшою жорсткістю, забезпечується краще. Підвищується крутильна жорсткість балки, що особливо важливо для підкранових балок при ексцентричному прикладенні навантаження. Гофрована стінка, як і гнучка, має товщину 2...8 мм і, отже, має всі переваги, пов'язані з тонкостінністю. Виготовлення гофрованої стінки вимагає більших трудовитрат, ніж плоскої тієї ж товщини, у зв'язку зі здійсненням операції гофрування. Трохи ускладнюється зварювання поясних швів автоматичним способом. Разом з тим, зменшення товщини стінки й, особливо, кількості поперечних ребер жорсткості призводить до зниження загальних трудовитрат на виготовлення такої балки порівняно зі звичайною зварною на 15...25%.

Порівняння балок з гофрованою стінкою і балок з гнучкою стінкою при однаковій їх гнучкості за витратою металу і трудомісткістю виготовлення також буде на користь перших, завдяки значно меншій кількості ребер жорсткості, підвищеній крутильній жорсткості, більшому запасу місцевої стійкості стінки.

Сфера застосування балок з тонкими гофрованими стінками така ж, як і балок із гнучкою стінкою. Однак перші можуть використовуватися і як підкранові, а також у тих випадках, коли потрібна підвищена жорсткість на кручення.

Особливості роботи. У балках з гофрованими стінками нормальні напруження σ_x , що виникають від згину, спостерігаються тільки в поясах і дуже швидко падають у стінці практично до нуля, тому що стінка поперек гофрів не сприймає нормальних зусиль (рис. 1.4, а). Дотичні напруження розподіляються по висоті стінки майже рівномірно (рис. 1.4, б). Гофри передають змінні за напрямком зусилля на пояс, внаслідок чого пояс зазнає змінного по довжині згину у своїй площині.

Якщо порівнювати роботу балок із гнучкою і гофрованою стінками при однаковій гнучкості стінки, то виявляється, що остання працює значно довше в пружній стадії до втрати місцевої стійкості. Несуча здатність гофрованих балок також підвищується, тому що пояс не зазнає згину в площині балки, як у балках із гнучкою стінкою.

Деформативність балок з гофрованою стінкою на 15...20% менша, ніж у балок такого ж перерізу, але з гнучкою стінкою тієї ж товщини. Граничний стан

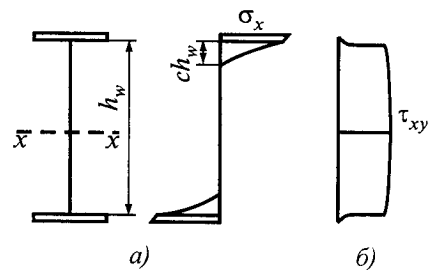


Рис. 1.4. Епюри напружень в балках з гофрованою стінкою: а – нормальних; б – дотичних

настає внаслідок втрати місцевої стійкості стінки під дією місцевих впливів зосереджених сил, якщо в цьому місці не встановлено ребра жорсткості.

Якщо запас місцевої стійкості стінки виявився достатнім, то граничний стан може настати через розвиток надмірних залишкових деформацій балки (непридатність до подальшої експлуатації). Характер граничного стану залежить від гнучкості стінки, параметрів гофрів, наявності ребер жорсткості в зонах дії зосереджених сил.

Конструкція балок з гофрованою стінкою. Конструктивні рішення балок різняться завдяки різним видам гофрів стінок (рис. 1.5). Для гофрованої стінки можуть застосовуватися стрічки, вирізані з листів профільованого настилу. Найбільш технологічні у виготовленні – трикутні гофри, більш стійкі – хвилясті гофри.

Гофр має два параметри – довжину хвилі a і висоту хвилі f (рис. 1.5).

Для виготовлення балок з гофрованою стінкою необхідно на універсальних заводах металевих конструкцій створювати ділянки з пресами для гофрування і спеціальними стендами для зварювання поясних швів автоматами, що можуть переміщатися по лініях примикання гофрованої стінки до пояса.

Переріз балок з гофрованою стінкою, як правило, двотавровий з поясами з листів. На відміну від балок з гнучкою стінкою, переріз поясів можна змінювати відповідно до епюри згинальних моментів, що забезпечує додаткову економію металу.

Запроектовані покриття виробничих будинків прогонами 18, 24 і 30 м, в яких як кроквяні і підкроквяні конструкції використовуються балки з тонкими гофрованими стінками. Висота стінки для прогону 18 м – 1200 мм (близько $1/16.5$ прогону), для прогонів 24 і 30 м – 1500 мм (до $1/20$ прогону), товщина стінок – 3...4 мм, їхня гнучкість – 300...500. Гофри прийняті трикутні з довжиною хвилі $a = 250$ мм (або $a/h_w = 1/4.8...1/6$), висотою хвилі $f = 40$ мм (або $f/a = 1/6.25$; $f/t_w = 13...10$). Монтажні стики балок – фланцеві на високоміцних болтах.

Часто в межах покрить виробничих будинків розміщують різні комунікації – газопроводи, водопроводи, вентиляційні коробки тощо. Для цього в балках з гофрованими або гнучкими стінками влаштовують круглі отвори, облямовані гнутим листом і укріплені спеціальними ребрами. Максимальний діаметр отвору в стінці не повинен перевищувати половини висоти стінки.

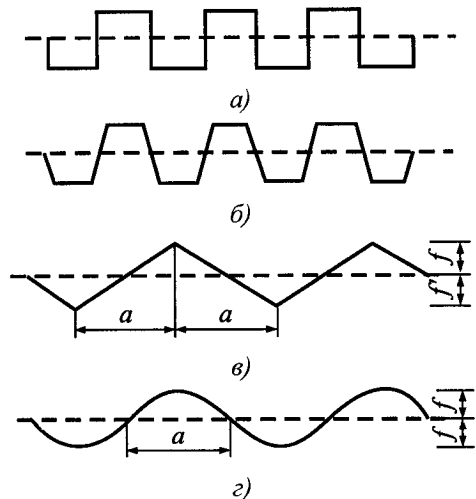


Рис. 1.5. Види гофрів стінок: а – прямокутні; б – трапецієподібні; в – трикутні; г – хвилясті

Результати розробок двотаврових балок з гофрованою стінкою свідчать про можливість знизити в них витрату металу до 20...25% порівняно із звичайними балками при однакових марках сталей.

Методики розрахунку балок з гофрованою стінкою в СНиП II-23-81* не наведено. Беручи до уваги, що стінка при гнучкості 200...500 практично не бере участі в роботі балки на поперечний згин (рис. 1.4), її міцність перевіряють з врахуванням роботи одних поясів:

$$\sigma = \frac{M}{A_f z} \leq R_y \gamma_c, \quad (1.11)$$

де $z = (h_w + t_f)$ – відстань між центрами ваги поясів; A_f – площа поперечного перерізу одного пояса.

Міцність стінки на зріз перевіряється за формулою:

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} \leq R_s \gamma_c. \quad (1.12)$$

Міцність стінки при дії зосереджених зусиль перевіряється, як і для звичайних балок, за формулою:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (1.13)$$

де l_{ef} – умовна довжина розподілу навантаження на стінку (приймається в першому наближенні як для звичайних балок, але для гофрованих стінок потрібне уточнення).

Прогин балки з гофрованою стінкою визначається з врахуванням згинних і зсувних деформацій за умови рівномірного розподілу дотичних напружень:

$$f = \int_0^l \frac{\overline{M} \cdot M}{EI_g} dx + \int_0^l \frac{\overline{Q} \cdot Q}{GA_w} dx, \quad (1.14)$$

де \overline{M} , \overline{Q} , M , Q – згинальні моменти і поперечні сили відповідно від одиничного зусилля, що діє в напрямку прогину, і від навантаження; I_g – момент інерції балки без врахування стінки.

Добавка прогину від поперечної сили становить приблизно 6...15% при висоті балки (1/14...1/10) l .

Послідовність проектування балок з гофрованою стінкою

Етапи проектування балок з гофрованою стінкою подібні до етапів проектування балок із гнучкою стінкою.

1. Вибирають тип перерізу балки і вид гофрів. Найвдалішим типом є зварний двотавр. Переріз балки можна змінювати відповідно до епюри згинальних моментів, в основному це робиться за рахунок зміни ширини пояса, як у звичайних балках. Досить технологічними є прямокутні гофри; за наявності спеціального обладнання гофри виконують хвилястими, які більш доцільні з умов стійкості. У балках заввишки 400...500 мм

стінку можна приймати з профільованого настилу за його товщини 0.8...1 мм.

2. Вибирають марки сталі: у поясах балок рекомендується застосовувати низьколеговані сталі типу 09Г2С і 16Г2АФ з $R_y = 290...400$ МПа. У гофрованих тонких стінках, що працюють на зсув, потрібно використовувати найдешевші сталі.
3. Визначають мінімальну і оптимальну висоту балки. Мінімальну (з умов жорсткості) висоту вибирають відповідно до загальних правил. Одержану висоту балки множать на коефіцієнт 1.15...1.06 при співвідношенні $h / l = 1/10...1/14$, що враховує збільшення прогину балки від зсувних деформацій. Оптимальну, з погляду витрати матеріалу, висоту одержують за формулою:
$$h_{opt} = \frac{Q}{t_{w,min} R_{y(w)} \gamma_c}$$
.
4. Визначають товщину стінки, маючи її висоту і задавшись гнучкістю $h_w/t_w = 200...500$. Крім цього, потрібно врахувати вимоги міцності, стійкості, технологічності, мінімальної вартості стінки, а також її корозійної стійкості.
5. З умови забезпечення загальної стійкості балки приймають $b_f \geq 4.76 l_{ef,y} \sqrt{R_{y(f)} / E}$. Бажано, щоб $b_f \leq h_w/3$, щоб на роботу балки не впливала нерівномірність розподілу нормальних напружень у поясі. У першому наближенні можна приймати $b_f = (1/5...1/4)h_w$.
6. Визначають параметри гофрованої стінки – крок або напівхвилю a і висоту f . Звичайно $a/h_w = 1/4...1/7$ і $t_w/f = 1/5...1/20$.
7. З умови забезпечення місцевої стійкості пояса приймають $t_f \geq 1.31 b_f \sqrt{R_{y(f)} / E}$ (як у звичайних зварних двотаврових балках і в балках із гнучкою стінкою). Наближено товщину пояса можна визначити за перерізом з M_{max} : $t_f \approx \frac{M_{max}}{1.03 h_w b_f R_{y(f)}}$. Товщину коректують з врахуванням сортаменту.
8. Розташовують опорні й інші ребра жорсткості, монтажні стики. Бажано, щоб ребра примикали до стінки в місцях, де вона перетинає поздовжню вісь пояса і висота гофра дорівнює нулю. Розміри ребер приймають як для звичайних зварних двотаврових балок.
9. Виконують перевірки міцності на згин і зріз, загальної стійкості, якщо балка не закріплена відповідним чином і розмір ширини пояса не вдалося вибрати відповідно до зазначених вище рекомендацій, нарешті, прогинів балки. В разі необхідності до визначених параметрів вносять корективи.
10. Призначають катети поясних швів і швів, що прикріплюють ребра жорсткості. Катети вибираються відповідно до нормативних вимог. Тонкі стінки завтовшки 3...4 мм можуть кріпитися до пояса односторонніми швами з мінімальними катетами. У зонах дії зосереджених

навантажень (прогони, балки, ліхтарі та ін.) варто передбачати двосторонні шви.

11. Проводять перевірку ребер на стійкість та міцність під час зминання.

1.4. Балки з перфорованою стінкою

Використання балок з перфорованою стінкою теж продиктовано принципом концентрації матеріалу – намаганням розташувати максимальну кількість матеріалу подалі від нейтральної осі перерізу, де матеріал використовується неефективно. Такі балки потрібно проектувати зі сталі з $R_y \leq 530$ МПа.

Сучасні прокатні двотаври з паралельними гранями полиць, у тому числі широкополичкові заввишки до 1 м, дають можливість перекривати прогони 13...15 м при значних навантаженнях. Питома трудомісткість виготовлення їх за основними операціями у 2...2.5 раза менша, ніж у фермах аналогічних прогонів. Однак витрата металу у прокатних двотаврах в 1.5 рази більша, ніж у фермах, а висота двотаврів у 2.5 раза менша. Зниження висоти конструкції завжди вигідно, але у разі малої висоти зменшується плече внутрішньої пари зусиль, а отже, зростають зусилля в поясах і площа останніх. До того ж стінки в двотаврах за умовами прокатування досить товсті (1/50...1/65 висоти).

Пошуки шляхів підвищення ефективності прокатних двотаврів привели дослідників ще в перші десятиліття ХХ століття до оригінальної ідеї. Стінка прокатного двотавру розрізається по зигзагоподібній лінії газомим різакром або методом пресування. Потім розрізані частини балки з'єднуються в місцях прилягання виступів за допомогою зварювання, утворюючи суцільні перемички. Утворюється своєрідна конструктивна форма – двотавр з отворами у стінці (рис. 1.6). У технічній літературі він одержав кілька назв: двотавр з перфорованою стінкою, двотавр з розвиненим перетином, наскрізний двотавр. В СНиП II-23-81* використовується перша назва.

Ефективність двотавра з перфорованою стінкою порівняно з вихідним пояснюється тим, що висота першого збільшується приблизно в 1.5 раза, товщина стінки становить 1/75 – 1/95 від висоти і, на рещті, завдяки отворами у стінці нового двотавру з неї вилучається до 35...40% матеріалу. Двотаври з перфорованою стінкою забезпечують 20...30 % економії металу порівняно із прокатними двотаврами. За трудомісткістю виготовлення вони на 25...35% ефективніші, ніж зварні двотаври, за рахунок скорочення операцій обробки й об'єму зварювання.

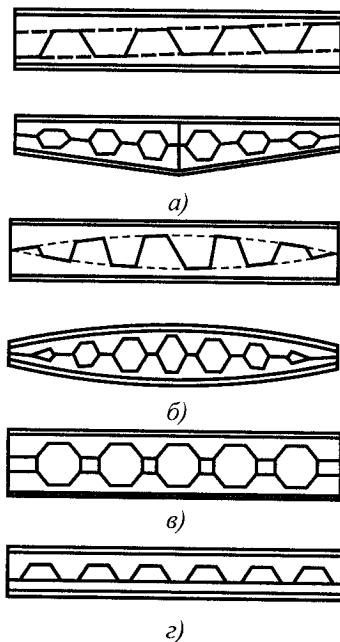


Рис. 1.6. Різновиди балок з перфорованою стінкою: а – з похилим різом стінки; б – із криволінійним різом; в – із вставками; г – з різних елементів

Двотаври з перфорованою стінкою застосовують як кроквяні і підкроквяні балки прогонами до 18 м; балки підвісних кранових шляхів; балки робочих майданчиків і перекрить прогонами до 12 м.

Особливості роботи. Робота двотаврів з перфорованою стінкою відрізняється від роботи балок з суцільною стінкою. Епюри нормальних напружень, виявлені в результаті численних випробувань балок, показано на рис. 1.7. В поясах по перетину 1-1 нормальні напруження в пружній стадії розподіляються за лінійним законом. У кутах отворів у перетині 2-2 внаслідок впливу концентраторів напружень (різка зміна перетину) спостерігається порушення лінійного закону. На невеликій ділянці напруження істотно зростають і пластичні деформації можуть з'являтися порівняно рано, хоча в цілому на несучу здатність балки це помітно не впливає. За низьких температур, дії циклічних або ударних навантажень пластичність у кутах сковується, у цих місцях можуть зароджуватися тріщини. На суцільній ділянці (перетин 3-3) хоча і відбувається деяке викривлення епюри нормальних напружень, але це досить близько до того, як розподіляються нормальні напруження у звичайних двотаврах. Нарешті, у перетині 4-4 показана епюра нормальних напружень σ_x .

Робота поясів балок з перфорованою стінкою ускладнюється тим, що вони зазнають додаткового вигину від поперечних сил у межах отворів. Граничний стан настає тоді, коли пластичність пронизує перетин пояса, причому при поперечному згині можуть з'явитися шарніри пластичності в чотирьох кутах отвору.

Втрата місцевої стійкості перемичок відбувається, в основному, від зсуву. Досліди показують, що перемичка при втраті місцевої стійкості закручується пропелероподібно. Розтягнута частина залишається в площині стінки, стиснута вигинається з площини. У зв'язку з тим, що стінка одного з таврових поясів стиснута або стиснуто-зігнута, вона також може втратити місцеву стійкість, після чого вичерпується несуча здатність усєї балки. На основі даних експериментальних досліджень були розроблені методики розрахунку, одна з яких відображена в СНиП II-23-81*.

Прогини балок з перфорованою стінкою дещо перевищують прогини, обчислені як для звичайних балок, з врахуванням моменту інерції по ослабленому перерізу.

Конструкція балок з перфорованою стінкою. Двотаврові балки з перфорованою стінкою можуть виготовлятися: 1) зигзагоподібним кисневим різанням стінки прокатних двотаврів з наступним зсувом розрізаних частин на півхвилю і зварюванням гребенів в стик (рис.1.6, а, б); 2) з'єднанням прокатних таврів або половинок двотавра, розрізаного посередині стінки, листовими вставками з проміжком між ними (рис.1.6, в). Зварні з'єднання стінок потрібно виконувати стиковим швом з повним проваром.

У першому випадку можна одержати переріз заввишки 1.5 вихідного симетричного (якщо зварюють половинки одного і того ж розрізаного двотавра) або

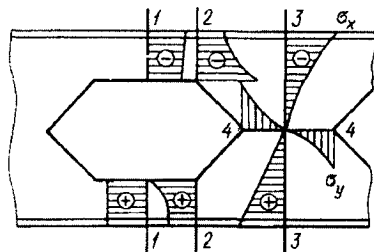


Рис. 1.7. Епюри нормальних напружень у поясах і перемичці балки

несиметричного (якщо зварюють половинки різних двотаврів) перерізу. Таким способом можна також виготовляти двоскатні балки. Варіант виготовлення балки з перфорованою стінкою із вставками більш трудомісткий і часто вимагає посилення кромки отворів стінки, тому надалі його не розглядатимемо.

Найекономічнішим розрізанням вихідного двотавра є зигзаг з розподілом гребеня і западини у співвідношенні $0.75h_o$ і $0.25h_o$, де h_o – висота вихідного двотавра, що після суміщення гребенів дає змогу збільшувати висоту балки у півтора раза, а момент інерції вдвічі, порівняно з вихідним двотавром. Кут нахилу розрізу до горизонталі приймають в межах $45 \dots 70^\circ$, довжина припорної ділянки $c \geq 250$ мм, $a \geq 90$ мм (рис 1.8).

Для зменшення концентрації зусиль в кутах отворів доцільно під час різання виконувати заокруглення радіусом $r = 2 \dots 3t_w$, що суттєво не збільшує трудомісткість, але значно збільшує ресурс втомної та крихкої міцності перфорованої стінки балки. Під час зварювання стиків ділянок гребенів нижньої та верхньої частини балки між отворами потрібно старанно заварювати кінці швів.

Для повнішого використання міцності матеріалу в стиснутій зоні стінка повинна мати більшу товщину, ніж в розтягнутій. Тому найекономічніші бісталеві балки з перфорованою стінкою, в яких верхній пояс виконано із сталі з R_y до 240 МПа, а нижній – зі сталі з R_y до 360 МПа (із співвідношенням міцності верхнього та нижнього поясів 0.72), що забезпечує оптимальне співвідношення площ перерізів поясів 0.72.

Розрахунок. Перевірка міцності балок з перфорованою стінкою, що згинаються в площині стінки, згідно із СНиП II-23-81* виконується за спрощеною моделлю. Напруження в поясах і стінці визначають як у звичайній балці, стінка якої послаблена отвором, з врахуванням додаткового згину пояса поперечною силою, яка цим поясом сприймається. Розрахунок виконують для найбільш напружених точок перерізу. Розрахункова схема балки зображена на рис. 1.8.

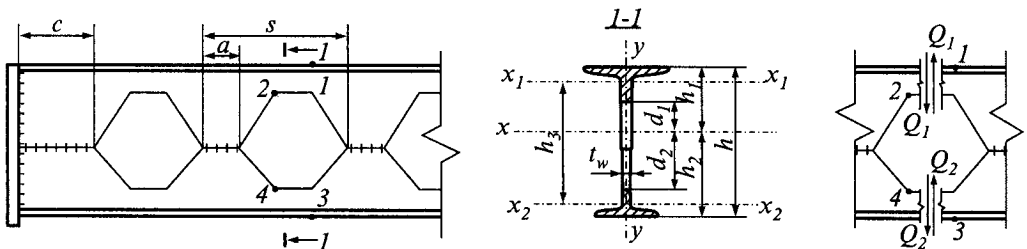


Рис. 1.8. Схема балки з перфорованою стінкою

Поперечна сила розподіляється між поясами пропорційно до їх згинної жорсткості:

$$Q_1 = Q \frac{I_1}{I_1 + I_2}; Q_2 = Q \frac{I_2}{I_1 + I_2}, \quad (1.15)$$

де Q – поперечна сила в балці; Q_1, Q_2 – поперечні сили, що сприймаються відповідно верхнім і нижнім тавровим перерізами; при симетричному перерізі балок

$Q_1 = Q_2 = Q / 2$; I_1, I_2 – моменти інерції верхнього і нижнього таврового перерізів відносно власних осей, паралельних полічкам.

Приймають, що в точках поясів, розташованих напроти середини перемички, умовно розташовані нульові моментні точки (рис. 1.7) і згинних напружень від поперечних сил немає. Тоді напруження в точках верхнього пояса такі:

$$\text{Точка 1} \quad \sigma_1 = \frac{Mh_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,max}} \leq R_{y1}\gamma_c \quad (1.16)$$

$$\text{Точка 2} \quad \sigma_2 = \frac{Md_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,min}} \leq \frac{R_{u1}\gamma_c}{\gamma_u} \quad (1.17)$$

Напруження в точках нижнього пояса:

$$\text{Точка 3} \quad \sigma_3 = \frac{Mh_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2,max}} \leq R_{y2}\gamma_c \quad (1.18)$$

$$\text{Точка 4} \quad \sigma_4 = \frac{Md_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2,min}} \leq \frac{R_{u2}\gamma_c}{\gamma_u} \quad (1.19)$$

У наведених формулах:

I_x – момент інерції балки в перерізі з отвором;

$W_{1,max}$ $W_{1,min}$ – найбільший і найменший моменти опору верхнього таврового перерізу;

$W_{2,max}$ $W_{2,min}$ – найбільший і найменший моменти опору нижнього таврового перерізу;

R_{y1} , R_{u1} , R_{y2} , R_{u2} – розрахункові характеристики прокату для верхнього і нижнього таврових перерізів,

$\gamma_u = 1.3$ – коефіцієнт надійності для елементів конструкцій, які розраховують з використанням розрахункових опорів R_u .

У кутових точках отворів (точки 2 і 4) міцність, згідно з (1.17) і (1.19), перевіряється за тимчасовим опором R_u . Це пояснюється тим, що в зазначених точках відбувається концентрація напружень і можливе руйнування від розривів.

Оскільки напруження σ в небезпечних перерізах залежать від M і Q , то потрібно спочатку відшукати переріз з найбільшим значенням нормальних напружень, а потім для цього перерізу виконувати перевірку.

Перевірка першої (бо в ній діє найбільша, порівняно з іншими перемичками, поперечна сила) перемички на зріз виконується за формулою:

$$\frac{Q_3 s}{t_w a h_3} \leq R_s \gamma_c, \quad (1.20)$$

де Q_3 – поперечна сила на віддалі $(c+s-0.5a)$ від опори, тобто в перерізі посередині перемички.

Розрахунок на стійкість балок з перфорованою стінкою виконується так само, як і звичайних, при цьому геометричні характеристики необхідно обчислювати для перетину з отвором. Зосереджені навантаження слід прикладати в пере-

різах, не послаблених отворами. В перерізах балки при $h_{ef} / t_w \geq 2.5\sqrt{E/R_y}$ або при незабезпеченні міцності від дії локальних навантажень потрібно встановлювати ребра жорсткості.

При визначенні прогину балок з відношенням $l / h_{ef} \geq 12$ момент інерції перетину балки з отвором потрібно помножити на коефіцієнт 0.95.

Послідовність проектування балок з перфорованою стінкою.

1. Вибрати тип різання стінки. Перевага – симетричним перерізам без вставок.
2. Матеріал – бажано, щоб $310 \leq R_y \leq 530$ МПа.
3. Вибрати $h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \gamma_c l}{E [f/l]} \cdot \frac{g_n}{g} \cdot 1.05$. Оптимальну висоту балки дуже наближено можна визначити за формулою для звичайних балок, наприклад $h_{opt} \approx 1.1\sqrt{W/t_w}$.
4. Вибрати співвідношення різання стінки. Оптимально $h_f = 0.25h_0$ (стінку по висоті розрізають у співвідношенні 0.25:0.75).
5. Визначають номер вихідного двотавра. Для несиметричних бістальних двотаврів рекомендоване співвідношення між площами поясів: $A_{f1}/A_{f2} \approx R_{y2}/R_{y1}$. Потрібні площі поясів визначають за максимальним згинальним моментом: $A_{f1} \approx M_{max}/(h_3 R_{y1} \gamma_c)$, $A_{f2} \approx M_{max}/(h_3 R_{y2} \gamma_c)$.
6. Приймають $a = (0.7 \dots 2.0)h_f \geq 90$ мм. У балці потрібно запроектувати ціле число отворів, тому повинна задовольнятися умова: $l = 2c + sn - a$, тут n – кількість отворів в балці, інші позначення на рис.1.8. Кут різання звичайно приймають в межах $40 \dots 70^\circ$ до горизонту.
7. Визначають місця розташування ребер жорсткості (за потребою) та монтажних стиків.
8. Обчислюють геометричні характеристики скомпонованого перерізу.
9. Виконують перевірки міцності та стійкості балки. Опорні ребра встановлюють при $h_w / t_{w,min} > 40$.

1.5. Попередньо напружені металеві балки

Попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломіцності балок. При цьому часто знижується також і вартість. Найчастіше економія металу становить 10...20 %, а вартості – 5...10 %. Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їх висоту і, відповідно, об'єм будівлі.

Попереднє напруження металевих конструкцій використовується як метод регулювання напруженого стану конструкції для підвищення їх ефективності, тобто зниження витрати матеріалу в конструкції при заданій несучій здатності або жорсткості. Існують різноманітні способи створення попереднього напруження, і всі вони пов'язані з додатковими витратами праці, а іноді матеріалу на додаткові елементи. Очевидно, що попереднє напруження буде доцільним, якщо ефект від нього перевищує додаткові витрати.

Основною ідеєю попереднього напруження є створення штучним шляхом у конструкції, стержні або найбільш напруженому перерізі стержня напружень, протилежних за знаком до тих напружень, які виникають від дії експлуатаційного навантаження.

З рис. 1.9 видно, що під час розтягу ненапруженого стержня напруження в ньому досягають розрахункового опору R_y при навантаженні P_1 . При створенні в стержні попереднього напруження стиску його розрахунковий опір R_y досягається при навантаженні $P_2 > P_1$. В останньому випадку спочатку під дією навантаження погашається попереднє стискальне напруження, а потім виникає напруження розтягу. Розрахункове зусилля стержня з площею перетину A без попереднього напруження $P_1 = AR_y$; з попереднім напруженням $P_2 = A(\sigma_0 + R_y)$.

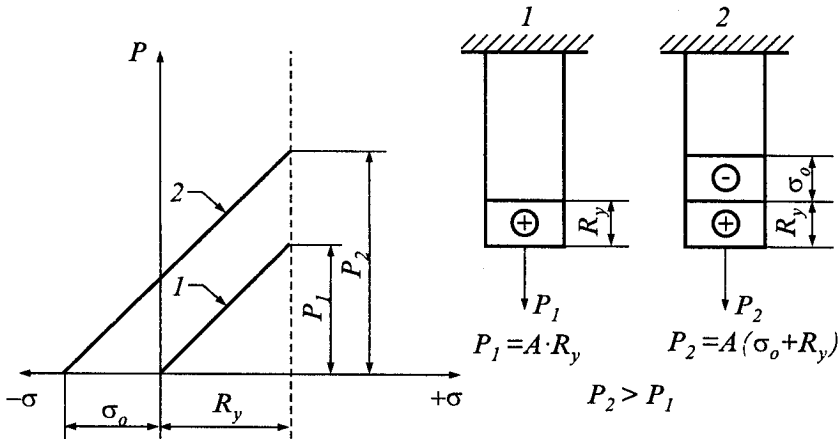


Рис. 1.9. Несуча здатність розтягнутого стержня: 1 – без попереднього напруження; 2 – з попереднім напруженням

При заданому зусиллі P необхідні площі перетину стержня будуть відповідно дорівнювати: без попереднього напруження

$$A_1 = P/R_y;$$

з попереднім напруженням:

$$A_2 = \frac{P}{R_y + \sigma_0} < A_1.$$

Аналогічно підвищується несуча здатність згинаючого елемента, якщо в перетині з найбільшим згинальним моментом створити попереднє напруження, протилежне за знаком до тих напружень, які виникають від навантаження. Тоді максимально допустимий згинальний момент у перетині $M_2 = W \cdot (\sigma_0 + R_y)$, у той час як максимальний момент того самого перетину без попереднього напруження $M_1 = W \cdot R_y < M_2$. Тому при заданому згинальному моменті необхідний момент опору перетину з попереднім напруженням буде меншим, ніж без попереднього напруження.

1.5.1. Балки, попередньо напружені зтяжками

Застосування. Балки, попередньо напружені зтяжками, знайшли застосування в прогонових будовах автомобільних мостів прогонами 30...50 м. Вони також можуть бути використані як підкранові балки прогонами 12 і 18 м для кранів вантажопідйомністю 30...50 т легкого або середнього режиму роботи.

Конструктивні рішення. У балках, які працюють на поперечний згин і попередньо напружуються зтяжками, зтяжки розміщують з боку розтягнутого пояса на невеликій відстані від нього (з конструктивних міркувань). В однопрогонових балках, як правило, зтяжки розміщують у середній частині прогону, в зоні дії найбільшого згинального моменту. У цьому випадку анкерні пристрої для кріплення зтяжки розміщуються в прогоні. У балках, які працюють на знакозмінне вібраційне навантаження, влаштовувати анкерні кріплення зтяжки в прогоні небажано, тому що в зоні анкерних пристроїв виникає концентрація напружень і витривалість балок знижується. У цьому випадку краще закріплювати зтяжки в торцях балок. Натяг зтяжки створює попереднє напруження стиску в розтягнутому від експлуатаційного навантаження поясі і розтяг в стиснутому. Чим більша відстань від зтяжки до центра ваги перетину балки, тим ефективніша робота зтяжки. Однак значне віддалення зтяжки за межі перетину балки утруднює її анкерування по кінцях і з'єднання захватами нижнього пояса з зтяжкою по її довжині. Захвати потрібні для забезпечення стійкості нижнього пояса балки при натягу зтяжки.

При великих прогонах зтяжки можна виконувати з декількох віток і розміщати їх внапуск з концентрацією віток на ділянках з максимальним значенням моментів.

Перетин балок приймається несиметричним з меншою площею пояса з боку зтяжки, що розвантажує цей

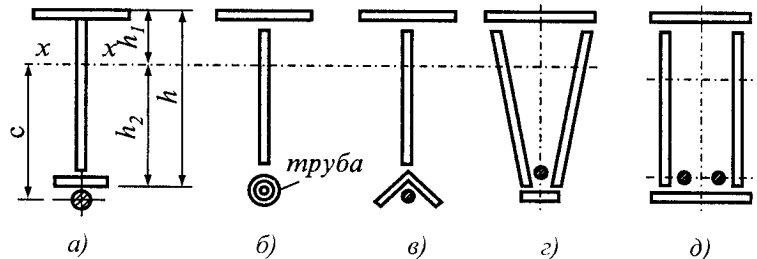


Рис. 1.10. Перерізи попередньо напружених балок: а...д – типи

пояс. При несиметричному перетині балки можна досягти оптимального використання її матеріалу. Оптимальні параметри перетину визначають з умови, що при діючому розрахунковому навантаженні крайові напруження у верхньому і нижньому поясах дорівнюють розрахунковому опору матеріалу балки, а напруження в зтяжці дорівнює розрахунковому опору матеріалу зтяжки. Звичайно перетин балки приймають у вигляді несиметричного двотавру з трьох листів (рис. 1.10, а). Можна приймати нижній пояс із прокатних профілів: труби, кутника, швелера, що краще працюють на стиск у процесі попереднього напруження (рис. 1.10, б і в). Можливі двостінчасті (рис. 1.10, д) і трикутні (рис. 1.10, з) перерізи із зтяжками всередині.

Затяжки в потужних балках виготовляють зі сталевих канатів або в'язки високоміцного дроту. Натяг виконують домкратами або електротермічним способом. Застосування електротермічного способу натягу затяжок особливо зручне в конструктивному і виробничому відношеннях при затяжках з арматурної сталі. Тут анкерування затяжки можливе простим приварюванням кінців стержня до планок, одна з яких приварюється до балки перед нагріванням затяжки, а друга – після нагрівання до досягнення затяжкою заданого розрахунком видовження Δ . Фіксація заданого видовження може бути виконана привареним до пояса фіксатором (рис. 1.11).

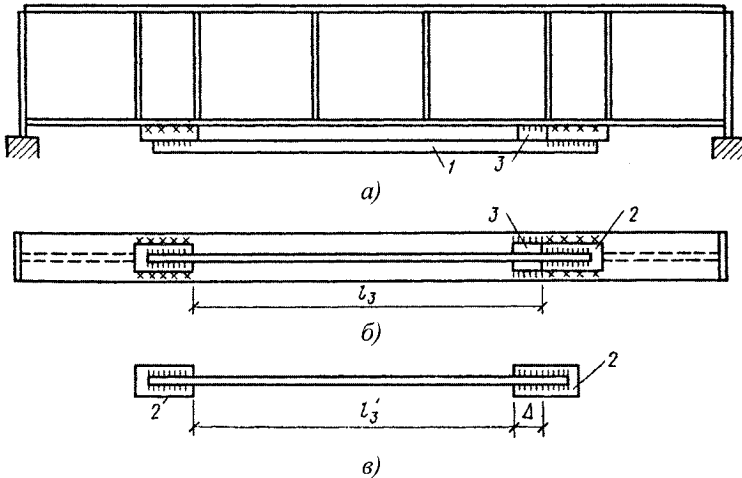


Рис. 1.11. Влаштування затяжки при електротермічному попередньому напруженні: а – балка з встановленою затяжкою; б – вигляд знизу; в – затяжка до розігріву; Δ – розрахункове видовження затяжки під час розігрівання; 1 – затяжка; 2 – планка; 3 – фіксатор

Можливе застосування петлеподібних затяжок, в яких дріт із заданим зусиллям намотується на упори або затяжка натягається домкратами за допомогою рухомого упора. У місці анкерного закріплення затяжки на балку передаються великі зосереджені сили, що спричиняють значні місцеві напруження в стінці і поясі балки. Для сприйняття цих сил, зміцнення пояса та стінки і зменшення концентрації зусиль у зоні анкерування ставляться додаткові ребра (рис. 1.12). Щоб забезпечити стійкість нижнього пояса під час натягу затяжки, її з'єднують з поясом захватами у вигляді ребер, скоб тощо, що дозволяють затяжці вільно переміщатися в поздовжньому напрямку, але перешкоджають випучуванню пояса з площини балки.

Відстань між захватами можна визначити наближеною перевіркою на стійкість нижнього пояса при дії стискального напруження за формулою:

$$\sigma_x = \frac{\gamma_1 X}{A} + \frac{\gamma_1 X c}{W} \leq \varphi R_y, \quad (1.21)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину, визначений за гнучкістю пояса балки відносно вертикальної осі при вільній довжині пояса, яка дорівнює відстані між

місцями з'єднання нижнього пояса з затяжкою; X – зусилля попереднього напруження затяжки; $\gamma_1 = 1.1$ – коефіцієнт перевантаження (точності натягу); c – відстань від затяжки до центра ваги перерізу балки; A і W – площа перерізу і момент опору балки.

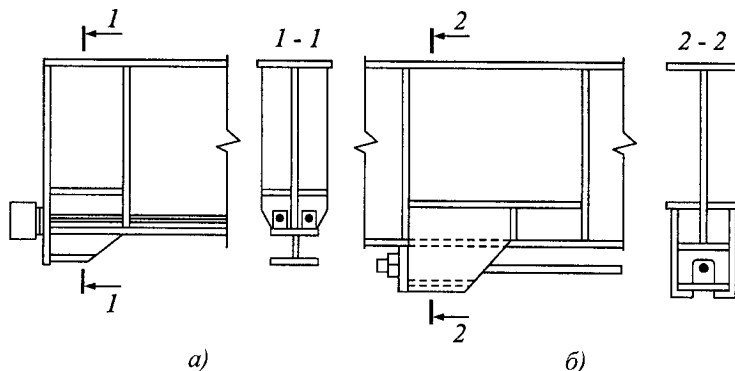


Рис. 1.12. Вузли кріплення затяжки, посилені ребрами жорсткості: а – на опорі; б – в прогоні

З (1.21), задавшись відстанню між місцями з'єднання нижнього пояса з затяжкою, можна знайти максимально можливе зусилля натягу затяжки, при якому стійкість пояса забезпечена:

$$X = \frac{R_y \phi W}{(W + cA) \gamma_1}. \quad (1.22)$$

Розрахунок балок, попередньо напружених затяжками. Формули для визначення оптимальних геометричних параметрів балок отримані з наведених нижче рівнянь, які описують напружений стан балки в перетині з найбільшим згинальним моментом при повному використанні розрахункових опорів матеріалів балки і затяжки (рис. 1.13).

Затяжку вважаємо розташованою в одному рівні з нижнім поясом балки ($c = h_2$). Це припущення при високих балках ($h > 1$ м) і затяжках, розташованих на невеликих відстанях від нижнього пояса ($\approx 0.05 \dots 0.1$ м), призводить до незначних похибок. У перерізі з максимальним згинальним моментом напружений стан балки повинен задовольняти умови:

- для верхнього пояса балки:

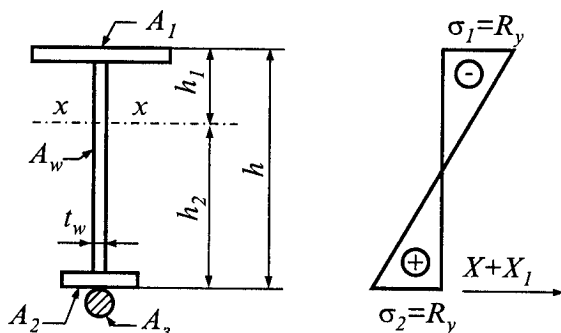


Рис. 1.13. Переріз балки з затяжкою і епора напружень від навантаження

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_1} + \frac{\gamma_2 X + X_1}{A} - \frac{(\gamma_2 X + X_1)h_2}{W_1} = R_y; \quad (1.23)$$

- для нижнього пояса балки:

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_2} - \frac{\gamma_2 X + X_1}{A} - \frac{(\gamma_2 X + X_1)h_2}{W_2} = R_y; \quad (1.24)$$

- для нижнього пояса при попередньому напруженні:

$$\sigma_2' = \frac{\gamma_1 X}{A} + \frac{\gamma_1 X h_2}{W_2} = R_y; \quad (1.25)$$

- напруження в зтяжці при завантаженні балки:

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_1 X + X_1}{A_3} = R_3. \quad (1.26)$$

Тут $\gamma_1 = 1.1$ і $\gamma_2 = 0.9$ – коефіцієнти перевантаження (точності натягу); R_3 – міцність зтяжки; X_1 – зусилля самонапруження, тобто додаткове зусилля, яке виникає в зтяжці в експлуатаційній стадії.

Позначивши $\beta = (\gamma_2 X + X_1)/X$, де β – коефіцієнт самонапруження, з рівнянь для напружень у верхньому і нижньому поясах балки одержимо:

$$\frac{M}{W_1} + \frac{\beta X}{A} - \frac{\beta X h_2}{W_1} = R_y; \quad (1.27)$$

$$\frac{M}{W_2} - \frac{\beta X}{A} - \frac{\beta X h_2}{W_2} = R_y; \quad (1.28)$$

$$\frac{\gamma_1 X}{A} + \frac{\gamma_1 X h_2}{W_2} = R_y. \quad (1.29)$$

При спільному розв'язанні цих рівнянь одержують формули для підбору геометричних характеристик оптимального перетину балок при заданих значеннях розрахункового моменту і фізичних характеристиках матеріалу балки R_y , E і зтяжки R_3 , E_3 :

$$M = R_y C \sqrt{A^3 \lambda_w}, \quad (1.30)$$

звідки необхідна площа поперечного перерізу балки:

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{M}{R_y C}\right)^2 \frac{I}{\lambda_w}}, \quad (1.31)$$

де $\lambda_w = h_w/t_w$ – гнучкість стінки балки, приймається 80...120; C – коефіцієнт, що залежить від асиметрії балки $A_0 = h_2/h_1$ і співвідношення $(R_y E_3)/(R_3 E)$. Значення C і A_0 беруться з наведеної нижче таблиці залежно від $(R_y E_3)/(R_3 E)$ і характеру завантаження балки.

Таблиця 1.1

Оптимальні значення A_0 , C і l_3 при різних випадках завантаження балки прогоном l

Навантаження	$(R_y E_3)/(R_3 E)$	A_0 ($\gamma_2=1$)	C ($\gamma_1=1$)	A_0 ($\gamma_2=0.9$)	C ($\gamma_1=1.1$)	Довжина затяжки
Зосереджений момент	0.1	1.87	0.348	1.58	0.347	$l_3 = l$
	0.2	2.11	0.369	1.75	0.359	
	0.3	2.56	0.399	1.99	0.381	
	0.4	3.60	0.446	2.40	0.415	
Рівномірно розподілене по довжині l	0.1	1.83	0.344	1.69	0.329	$l_3 = l\sqrt{\varepsilon}$
	0.2	1.98	0.357	1.80	0.341	
	0.3	2.16	0.371	1.95	0.354	
	0.4	2.36	0.384	2.12	0.367	
Зосереджене посередині прогону	0.1	1.82	0.342	1.72	0.323	$l_3 = \varepsilon l$
	0.2	1.94	0.353	1.88	0.328	
	0.3	2.06	0.363	2.07	0.332	
	0.4	2.19	0.373	2.27	0.336	

Для сталевих балок $(R_y E_3)/(R_3 E) = 0.4 \dots 0.1$, для алюмінієвих $(R_y E_3)/(R_3 E) = 1.5 \dots 0.3$. Отриману площу перетину балки розподіляють між стінкою і полчками, використовуючи наближену залежність $A_w/A \approx 0.55$. Далі сумарну площу поясів розподіляють між верхнім і нижнім поясами залежно від коефіцієнтів асиметрії балки за формулами:

$$A_1 = A \left(\frac{A_0}{A_0 + l} - \frac{A_w}{2A} \right); \quad A_2 = A \left(\frac{l}{A_0 + l} - \frac{A_w}{2A} \right) \quad (1.32)$$

Необхідна площа затяжки: $A_3 = (\beta X)/R_3$.

Зусилля попереднього напруження:

$$X = \frac{RAW_2}{\gamma_1 W_2 + \gamma_1 h_2 A}. \quad (1.33)$$

Зусилля самонапруження, виражені через коефіцієнт β : $X_1 = (\beta - \gamma_2)X$.

Загальний вираз для визначення X_1 одержують з розрахунку один раз статично невизначеної балки, в якій зайвим невідомим є зусилля в затяжці:

$$X_1 = \frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\int \frac{\overline{M}_1 M_p}{EI} dx}{\int \frac{\overline{M}_1^2}{EI} dx + \frac{l_3}{E_3 A_3} + \frac{l_3}{EA}}. \quad (1.34)$$

Оптимальна довжина затяжки визначається за формулами, наведеними вище в табл. 1.1, залежно від коефіцієнта ε :

$$\varepsilon = l - \frac{\sqrt{A_w/A}}{c} \cdot \frac{6A_0 - (A_w/A)(A_0 + l)^2}{6A_0(A_0 + l)}. \quad (1.35)$$

де c – відстань між центрами ваги перерізу балки і затяжки наближено $c \approx h_2$ (рис. 1.10)

При конструюванні анкерне кріплення затяжки слід розташувати ближче до опори балки від місця теоретичного обриву затяжки приблизно на 0.5 м.

Під час перевірки міцності підбраного перерізу, крім перевірок, характерних для ненапружених балок, потрібно перевірити міцність нижнього пояса в місці теоретичного обриву затяжки, а також місцеву стійкість нижнього пояса і стінки балки поблизу опор.

Перетини балки і затяжки вважаються підібраними раціонально, якщо розвиток повного пластичного шарніра в перетині балки і межа міцності затяжки досягаються одночасно.

Матеріали для затяжок. Затяжки виготовляють з високоміцних матеріалів – сталевих канатів, в'язок з високоміцного дроту, арматурних стержнів з високоміцної сталі. Економію металу одержують завдяки введенню в роботу конструкції високоміцних матеріалів, а також внаслідок зміни статичної схеми конструкції. Потужні затяжки натягаються механічним способом (головним чином домкратами). У затяжках невеликих довжин (6–12 м) і перетинів зусилля можуть створюватися електротермічним способом.

Зусилля затяжки передається на конструкцію за допомогою анкерів, розташованих на кінцях затяжки, і анкерних упорів, розташованих на конструкції в місцях прикріплення затяжок.

Для затяжок можна застосовувати спіральні канати: однопасмові, семипасмові (троси) з металевим сердечником і закриті.

Канати перед постановкою в конструкцію необхідно витягати зусиллям, яке на 15–20 % перевищує розрахункове зусилля затяжки. Для канатів, що пройшли витяжку, можна приймати модуль пружності не менше $E = 1.6 \cdot 10^5$ МПа. Затяжки з канатів для закріплення їх на конструкції, як правило, мають анкери стаканного типу

(рис. 1.14). Витяжку затяжок необхідно робити разом з анкерними стаканами на кінцях, щоб одержати обмяття й ущільнення каната в стакані. Для затяжок з порівняно невеликими зусиллями (до 1000...1500 кН) можливе застосування гільзоклинових або гільзостержневих анкерів (рис. 1.15).

Затяжки з високоміцного дроту виготовляють у вигляді в'язок. Дроти у в'язках можуть розташовуватися або по периметру кола (трубчастий перетин), або суцільною в'язкою круглого чи прямокутного перетину. З в'язок суцільного перетину виготовляють найпотужніші затяжки. Дріт застосовують високоміцний гладкий арматурний діаметром 2.5...8 мм із розрахунковим опором 910...1250 МПа. Для затяжок трубчастого перетину застосовують анкерні кріплення «колодка з пробкою» (рис. 1.16). У цьому випадку затяжки натягають і закріплюють в анкері гідравлічним домкратом подвійної дії. Модуль пружності дротів у в'язці

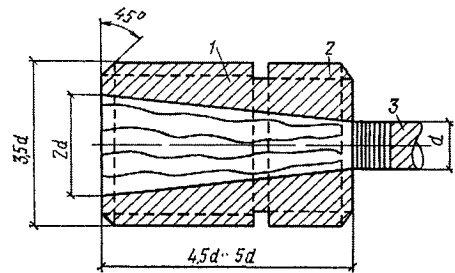


Рис. 1.14. Анкер стаканного типу: 1 – стакан; 2 – упорна гайка; 3 – канат

можна приймати $2 \cdot 10^5$ МПа. Для невеликих в'язок з високоміцного дроту малої потужності можна застосовувати гільзостержневі анкери, для потужних в'язок застосовують стаканні анкери. Для затяжок із семидротяних пасм з діаметром дротів 1.5...5 мм застосовують ті самі анкерні пристрої, що і для в'язок із високоміцного дроту.

Суцільні стержні для затяжок виготовляють з термозміцнених сталей класів Ат-V і Ат-VI, що задовольняють вимоги СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». Можливе застосування гарячекатаної арматури періодичного профілю без зміцнення або зміцненої витяжкою (сталь Ст5, 30ХГ2С, 35ГС та ін.) з $R_y = 400 \dots 510$ МПа.

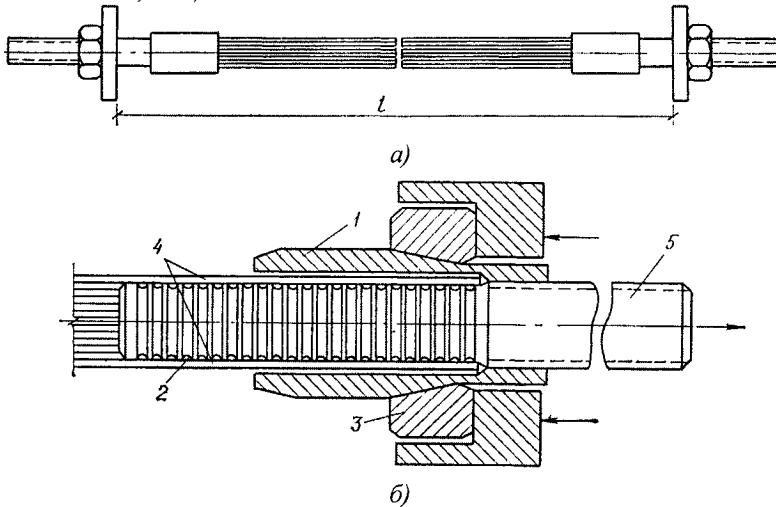


Рис. 1.15. Гільзостержневий анкер: а – затяжка с анкером; б – анкер; 1 – гільза; 2 – стержень; 3 – кільце; 4 – затяжка трубчастого перерізу; 5 – кінець стержня з різьбою

Затяжки із суцільних стержнів заанкерюють закріпленням гайками після натягу стержня гідравлічним домкратом (рис. 1.17). Необхідна в цьому випадку нарізка на кінці стержня послаблює його (розрахунок затяжки ведеться по площі нетто); тому рекомендується приварювати по кінцях затяжки коротиші з нарізкою більшого діаметра. Можливі також анкерні пристрої у вигляді пресованих сталевих гільз на кінцях стержнів. Натяг затяжок із суцільних стержнів зручно створювати електротермічним методом (рис. 1.11).

Коефіцієнт умов роботи для анкерних пристроїв $\gamma_s = 0.65$. Коефіцієнт релаксації напружень у затяжках з в'язок дроту або канатів приймають 0.95.

Податливість анкерів приймають: для анкерів у вигляді гайок і клиноподібних шайб

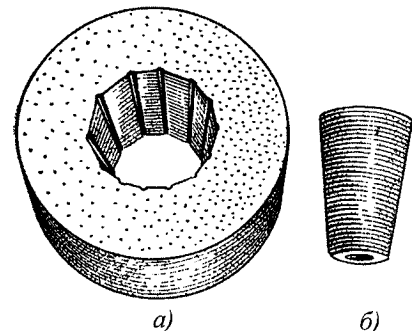


Рис. 1.16. Анкер «колодка з пробкою»: а – колодка; б – пробка

$\Delta_a = 0.1$ см; для анкерів прокладками $\Delta_a = 0.2$ см. Контрольоване зусилля X_{con} зтяжки з врахуванням релаксації і податливості опор визначається за формулою:

$$X_{con} = 1.05X + \Delta_a \frac{A_3 E_3}{l_3}, \quad (1.36)$$

де A_3 і E_3 – площа і модуль пружності зтяжки; X – розрахункове зусилля натягу зтяжки; l_3 – довжина зтяжки.

При розрахунку конструкцій, попередньо напружених зтяжками, розрахункове зусилля попереднього натягу X приймається з коефіцієнтами перевантаження, що враховують недосконалість методів контролю попереднього напруження. Якщо зусилля попереднього напруження контролюється непрямыми методами, то коефіцієнти перевантаження приймаються $\gamma_1 = 1.1$ і $\gamma_2 = 0.9$. Непрямыми методами вважаються: при натягу зтяжки болтами – контроль величини зусилля, необхідного для натягу болта; при натягу зтяжки клинами – контроль величини зусилля, необхідного для забивання або вдавлення клинів тощо. При надійному прямому контролі за попереднім напруженням – манометрами на домкратах, вимірюванням напружень або переміщень конструкції приладами та ін., коефіцієнти перевантаження приймаються рівними одиниці.

Коефіцієнт перевантаження $\gamma_1 = 1.1$ враховується у двох випадках:

а) при перевірці конструкції в стадії попереднього напруження для всіх стержнів, що розраховуються;

б) при перевірці конструкцій у стадії завантаження її зовнішнім навантаженням для стержнів і перетинів, у яких напруження від зовнішнього навантаження збігаються за знаком з попередніми напруженнями або попередні напруження більші за величиною і протилежні за знаком до напружень від зовнішнього навантаження.

Коефіцієнт перевантаження $\gamma_2 = 0.9$ враховується під час перевірки конструкції в стадії завантаження зовнішнім навантаженням для стержнів і перетинів, у яких напруження від зовнішнього навантаження більші за величиною і протилежні за знаком до попередніх напружень.

1.5.2. Балки, попередньо напружені зміщенням опор

Досить просто створювати попереднє напруження в нерозрізних балках вертикальним переміщенням опор. Цим способом можна вирівнювати згинальні моменти по довжині балки, якщо балка має постійний переріз, або можна зосередити максимальні значення моментів на короткій ділянці над опорою, зменшивши переріз балок у прогоні.

При вирівнюванні моментів у двопрогеновій балці з рівномірно розподіленим навантаженням необхідно змістити середню опору вниз (рис. 1.18). Якщо вирівнювати моменти в першому прогоні і над опорою, то переміщення повинно викликати момент над опорою, зворотний за знаком до моменту від навантаження:

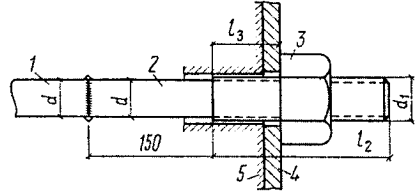


Рис. 1.17. Анкер для зтяжки зі стержнів: 1 – стержень; 2 – коротки з різьбою; 3 – закріплююча гайка; 4 – упорний лист; 5 – конструкція

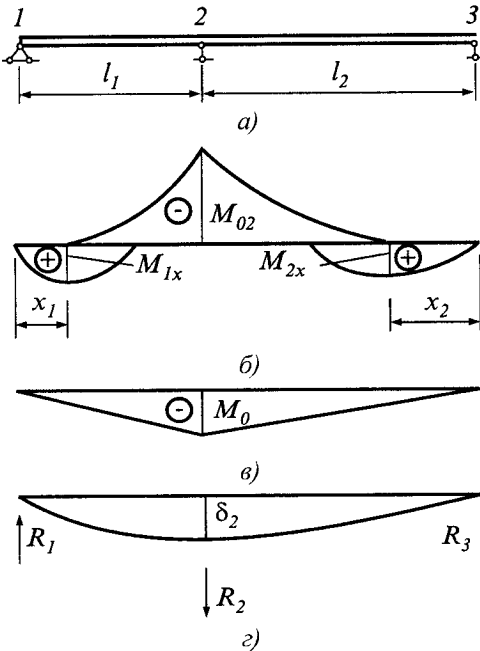


Рис. 1.18. Регулювання згинальних моментів у двопрогоновій балці: а – схема балки; б – огинаюча еюра моментів від навантаження; в – еюра моментів від осідання середньої опори; г – реакції від осідання середньої опори

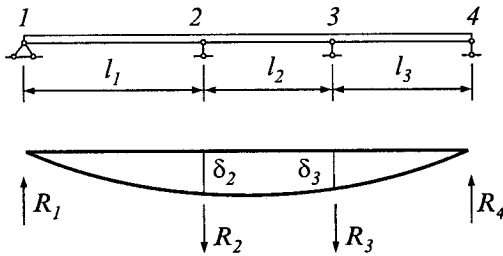


Рис. 1.19. Регулювання згинальних моментів у трипрогоновій балці

$$M_0 = \frac{(M_{02} - M_{1x})}{l_1 + x_1} l_1, \quad (1.37)$$

де x_1 – відстань від першої опори до ординати найбільшого моменту в прогоні.

Розрахункове значення згинального моменту над опорою:

$$\bar{M}_{02} = -M_{02} + M_0.$$

Розрахункове значення згинального моменту в першому прогоні:

$$\bar{M}_{1x} = M_{1x} + M_0 x_1 / l_1.$$

Розрахункове значення згинального моменту в другому прогоні:

$$\bar{M}_{2x} = M_{2x} + M_0 x_2 / l_2.$$

Необхідне зміщення середньої опори:

$$\delta_2 = \frac{M_{02} - M_{1x}}{(l_1 + x_1) R_{12}}, \quad (1.38)$$

де R_{12} – реакція опори 1 від одиничного переміщення опори 2.

Основні розрахункові формули для трипрогонової балки (рис. 1.19):

- додаткові згинальні моменти на опорах:

$$M_{02} = R_1 l_1; \quad M_{03} = R_4 l_3;$$

- реакції від переміщень опор:

$$\begin{cases} R_1 = R_{12} \delta_2 + R_{13} \delta_3; \\ R_4 = R_{42} \delta_2 + R_{43} \delta_3 \end{cases}$$

- необхідні зміщення:

$$\delta_2 = \frac{R_{13} M_{03} l_1 - M_{02} R_{43} l_3}{l_1 l_3 (R_{42} R_{13} - R_{43} R_{12})}; \quad (1.39)$$

$$\delta_3 = \frac{R_{42} M_{02} l_3 - M_{03} R_{12} l_1}{l_1 l_3 (R_{42} R_{13} - R_{43} R_{12})}. \quad (1.40)$$

1.5.3. Балки, попередньо напружені вигином елементів

Якщо дві балки попередньо зігнуті силою Q у межах пружної роботи в напрямку, протилежному до їх переміщень під навантаженням, а потім

з'єднати в один перетин, то така балка буде працювати як попередньо напружена (рис. 1.20).

Можливі два випадки з'єднання балок:

- 1) балка, складена з двох однакових профілів, симетрично розташованих відносно горизонтальної осі;
- 2) балка, складена з двох неоднакових елементів, несиметрично розташованих відносно горизонтальної осі.

На рис. 1.21 зображено епюри напружень у балці, складеній з двох однакових симетричних елементів. Після вигину такої балки силою Q однакові за абсолютною величиною напруження у всіх поличках будуть дорівнювати:

$$\sigma'_0 = M_0/W_0 \leq R_y,$$

де M_0 , W_0 – згинальний момент і момент опору одного елемента.

Після з'єднання двох елементів між собою одержимо складену балку з попереднім напруженням. Попереднє напруження визначається з умови, що після припинення дії сили Q на складену балку діятиме зворотний момент, який дорівнює сумі моментів, що діяли на кожний елемент:

$$\sigma''_0 = 2M_0/W = 2\sigma'_0 W_0/W,$$

де W – момент опору складеної балки.



Рис. 1.20. Схема балки, попередньо напруженої вигином елементів

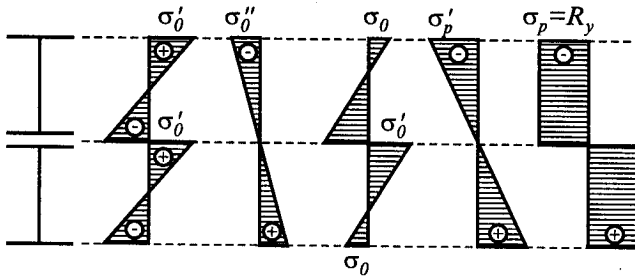


Рис. 1.21. Епюри напружень у балці, попередньо напруженій вигином симетричних елементів

Просумувавши σ'_0 і σ''_0 , одержуємо попереднє напруження

$$\sigma_0 = \sigma'_0 - \sigma''_0 = \sigma'_0 \left(1 - \frac{2W_0}{W} \right) \leq R_y.$$

Після прикладення до такої складеної балки зовнішнього моменту M_p , зворотного за знаком до моменту M_0 , що попередньо вигинав окремі балки, одержимо:

$$\sigma'_p = \frac{M_p}{W}.$$

Підсумовуючи вирази для всіх напружень, одержимо загальну формулу для визначення напружень у крайніх фібрах попередньо напруженої балки:

$$\sigma_p = \sigma'_p - \sigma_0 = \frac{M_p}{W} - \sigma'_0 \left(1 - \frac{2W_0}{W} \right) \leq R_y. \quad (1.41)$$

Щоб визначити граничне значення моменту, який здатна сприйняти попередньо напружена балка, виразимо наведену формулу через момент:

$$M_p = R_y W \left[1 + \frac{\sigma'_0}{R} \left(1 - \frac{2W_0}{W} \right) \right]. \quad (1.42)$$

З цієї формули видно, що чим ближче попереднє напруження до розрахункового опору, тим більше M_p . У граничному випадку в момент утворення повного шарніра пластичності максимальний момент у попередньо напруженій балці буде таким самим, як і в звичайній балці: $M_{zp} = R_y(S_1 + S_2)$, де S_1 і S_2 – статичні моменти верхнього і нижнього елементів балки відносно осі їх з'єднання. Але утворення шарніра пластичності в балках без попереднього напруження супроводжується різким наростанням прогинів. Попередньо напружені балки аж до появи повного шарніра пластичності працюють пружно, що робить їх значно жорсткішими. У цьому основна перевага балок такого типу.

На рис. 1.22 показано епюру напружень σ'_p від дії експлуатаційного навантаження і граничну сумарну епюру σ_p , що характеризує напружений стан складеної з несиметричних профілів попередньо напруженої балки.

Від попереднього вигину елементів напруження в них становлять:

- у зовнішніх фібрах $\sigma'_{0,зовн} = \frac{M_0 z_0}{I_0} = \frac{M_0}{W_0} \leq R_y$,
- у внутрішніх фібрах $\sigma'_{0,вн} = \frac{M_0 (h_0 - z_0)}{I_0} = \frac{M_0}{W_0} \cdot \frac{h_0 - z_0}{z_0} \leq R_y$,

де z_0 – відстань від центра ваги елемента до його найближчої грані; I_0 – момент інерції елемента; W_0 – момент опору для волокна, ближче розташованого до нейтральної осі; h_0 – піввисота перетину.

Після зварювання в такому стані елементів і усунення сили, яка викликала їх вигин, напруження в крайніх фібрах складеної балки становитимуть:

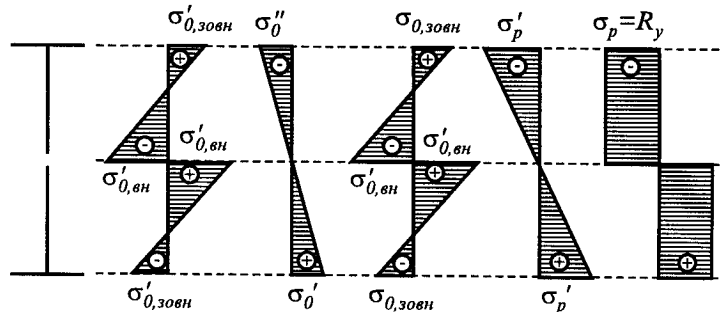


Рис. 1.22. Епюра напружень в балці, попередньо напруженій вигином несиметричних елементів

$$\sigma_{0,звин} = \sigma'_{0,звин} - \sigma''_{0,звин} = \sigma'_{0,звин} (1 - 2W_0/W) \leq R_y,$$

де $\sigma''_0 = \frac{2M_0}{W} = \frac{2W_0\sigma'_{0,звин}}{W}$ – напруження, які виникли б у складеній балці від прикладення згинального моменту $2M_0$.

На рівні нейтральної осі складеного перерізу напруження дорівнюють напруженням, отриманим під час попереднього вигину елементів: $\sigma_{0,вн} = \sigma'_{0,вн}$.

Після прикладення експлуатаційного навантаження, яке створює в балці згинальний момент величиною M_p , зворотний за знаком до моменту від попереднього вигину, напруження в крайніх фібрах становитимуть:

$$\sigma_p = \sigma'_p - \sigma_{0,звин} = \frac{M_p}{W} - \sigma'_{0,звин} \left(1 - \frac{2W_0}{W} \right) \leq R_y. \quad (1.43)$$

Далі розглянемо балку, попереднє напруження в якій створюється вигином балки і приварюванням до її полочок в такому положенні горизонтальних листів (рис. 1.23). Розрахунковий опір матеріалу балки R_y , матеріалу листів – $R_{y(л)}$, $R_{y(л)} > R_y$.

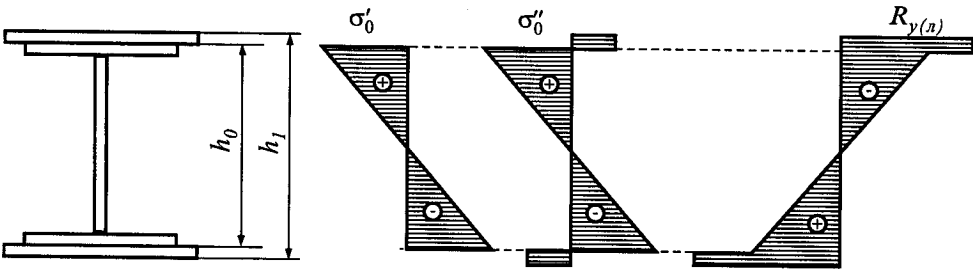


Рис. 1.23. Епюри напружень в балці, попередньо напруженій вигином елементів і посиленій горизонтальними листами

Попереднє напруження в балці:

$$\sigma'_0 = M_0 / W_0,$$

де W_0 – момент опору двотавра; M_0 – момент від вигину.

Після усунення сили вигину напруження:

$$\sigma''_0 = M_0 / W,$$

де W – момент опору балки з листами; приблизно його можна подати у вигляді:

$$W = W_0 \frac{h_0}{h_1} + A_n h_0,$$

де A_n – площа листа.

Сумарне попереднє напруження в полочках двотавра:

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{W_0} - \frac{M_0}{W} \cdot \frac{h_0}{h_1}.$$

Напруження від навантаження $\sigma'_p = \frac{M}{W} = M \frac{h_1}{h_0} \cdot \frac{1}{W_0 + h_1 A_x}$ і повне сумарне

напруження в листі: $\sigma_p = \frac{M_0}{W} + \frac{M}{W} \leq R_{y(x)}$.

Звичайно при горизонтальних листах з низьколегованої сталі з розрахунковим опором $R_{y(x)}$ попереднє напруження приймають таким, що дорівнює $\sigma'_0 = R_{y(x)} h_0 / h_1 - R_y$.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 2002. – С. 68 – 71.
2. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990. – С. 20 – 84.
3. Сахновский М.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К.: Будівельник, 1984. – С. 78 – 107.
4. Нилов А.А., Перм'яков В.А., Прицкер А.Я. Стальные конструкции производственных зданий. – К.: Будівельник, 1986. – С. 179 – 190.
5. Металлические конструкции. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Белени. – 3-е изд. – М.: Стройиздат, 1991. – С. 5 – 68.
6. Металлические конструкции / Под ред. Н.П. Мельникова. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с. – (Справочник проектировщика). – С. 628–665.
7. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.

2. СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТЬ ВЕЛИКИХ ПРОГОНІВ

Загальні відомості. Сучасні великопрогонові конструкції покрить застосовують у спорудах громадського (театри та концертні зали, криті стадіони, ринки, вокзали тощо) або виробничого призначення (ангари, локомотивні депо, цехи заводів авіаційної промисловості тощо).

Несучі конструкції покрить великих прогонів (від 40 м і вище) за статичною схемою поділяють на:

- площинні (балкові, рамні, аркові);
- просторові.

Вибір схеми несучих конструкцій залежить від прогону, архітектурно-планувального рішення, форми будинку у плані, висоти споруди, наявності і типу підвісного транспорту, вимог до жорсткості покриття, характеру освітлення й аерації, типу покрівлі, величини і розподілу навантажень та інших чинників.

Балкові, рамні та аркові покриття проектують, як правило, на прямокутному плані. Просторові конструкції дають змогу перекривати будинки прямокутної, круглої, овальної в плані форми.

Основними навантаженнями на великопрогонові покриття, зазвичай, є їх власна вага. Тому під час проектування потрібно намагатися максимально зменшити навантаження від власної маси огорожувальних і несучих конструкцій. До таких заходів належать: застосування покрівель більш легких типів; вибір профілю покрівлі, що дає змогу знизити снігове навантаження (плоскі безліхтарні покрівлі, покрівлі з zenітними ліхтарями замість П-подібних); розміщення інженерних мереж, трубопроводів і технологічного устаткування в зоні опор; зниження власної маси несучих конструкцій завдяки застосуванню ефективних схем і високоміцних, легких матеріалів.

Для основних несучих конструкцій великопрогонових покрить використовують сталі підвищеної і високої міцності (марки 09Г2С, 10Г2С1(Д), 14Г2, 10ХСНД, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 12Г2СМФ і ін., що відповідає сталям С345...С590), в окремих випадках для другорядних елементів – Ст3 (С235...С285). Ефективність застосування високоміцних сталей для великих прогонів визначається значним зниженням навантаження від власної маси покрить. Для основних несучих і огорожувальних конструкцій можуть застосовуватися алюмінієві сплави.

Як огорожувальні конструкції для великопрогонових будинків раціонально застосовувати покрівельні щити, що складаються з холодногнутих тонкостінних сталевих профілів або шпренгельних прогонів, оцинкованого сталевого профільованого настилу, легкого плитного утеплювача об'ємною масою не більш 200 кг/м^3 і гідроізоляційного килима. Перспективними є щити з тонкими сталевими або алюмінієвими попередньо напруженими листами. Застосування замість прогонів високоміцних тросів або розтягнутих листових поверхонь дає змогу різко знизити витрату металу.

2.1. Балкові покриття

Сфера застосування. Балкові великопрогонові покриття складаються звичайно з головних поперечних конструкцій у вигляді плоских або просторових блокових ферм і проміжних конструкцій. Застосовуються при прогонах 40...100 м; зі збільшенням прогону балкові покриття стають менш раціональними, тому що зростає витрата металу і значно збільшується висота головних ферм.

Переваги і недоліки. Основні переваги балкових покрить: відсутність розпору від вертикальних навантажень (завдяки цьому досягаються найменші розміри колон і фундаментів); простота статичної схеми (спрощується проектування, виготовлення і монтаж основних несучих елементів); нечутливість при розрізних схемах до осадок опор. Недоліками є порівняно велика витрата сталі і значна висота головних ферм, яка призначається з умов оптимальної ваги і припустимих прогинів. Поліпшити показники витрати матеріалу можна застосуванням у балкових схемах попереднього напруження і регулювання зусиль (у нерозрізних схемах).

Типи ферм. За характером роботи схеми ферм можуть бути розрізними і нерозрізними, з консолями і без консолей. За обрисом ферми бувають з паралельними поясами, трапецієподібні, полігональні, трикутні, сегментні. Обрис ферм залежить від призначення й архітектурного рішення будинку, типу покрівлі, схеми проміжної конструкції, наявності ліхтарів, підвісного транспорту і підвісної стелі, прийнятої розрахункової схеми і навантажень.

У покритті повинна бути найменша кількість типів ферм. Деякі основні схеми балкових ферм із різними типами решіток показано на рис. 2.1.

Ферми з паралельними поясами (рис. 2.1, а, б) застосовуються, в основному, при плоских і малоухильних покрівлях, у схемах з поперечними ліхтарями, у шедових покриттях при розташуванні освітлення в габаритах ферм, у нерозрізних схемах. Завдяки універсальності застосування й однотипності елементів, що спрощують виготовлення, вони знаходять широке застосування.

Двосхільні трапецієподібні ферми (рис. 2.1, в) застосовують для покрить з невеликим ухилом покрівлі (1/12...1/15) в однопрогонових будинках.

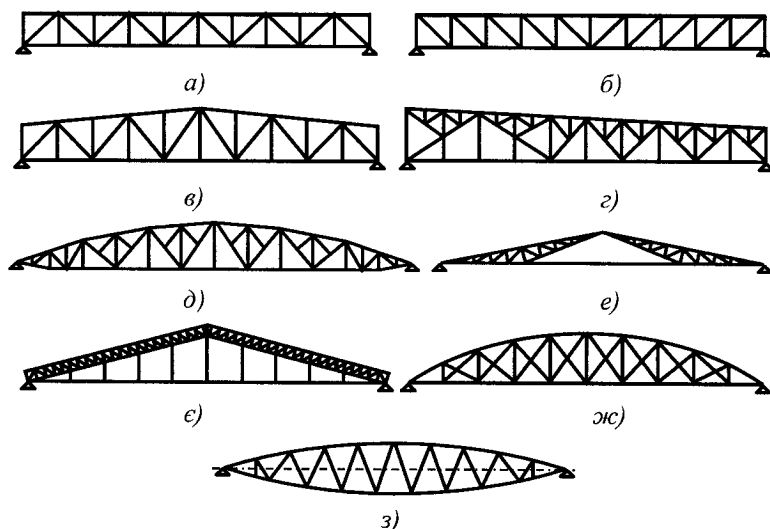


Рис. 2.1. Схеми балкових ферм

Односкхилі трапецієподібні ферми (рис. 2.1, з) застосовують за необхідності відводу води з покрівлі в один бік при горизонтальному нижньому поясі. Можуть бути раціональні за витратою сталі тільки при двопрогоновій нерозрізній схемі.

Полігональні ферми (рис. 2.1, д) можуть мати різний обрис зі змінним ухилом покрівлі. Сьогодні їх застосовують порівняно рідко, в основному для однопрогонових будинків при прогонах 60...90 м.

Трикутні ферми (рис. 2.1, е) застосовують при більш крутих покрівлях (1/5...1/7); найраціональніш схема, що складається з двох напівферм, з'єднаних зтяжкою. Ці ферми мають звичайно зайву висоту посередині прогону і тому застосовуються тільки для порівняно невеликих прогонів (40...50 м). Двосхилі ферми з паралельними поясами із зтяжкою (рис. 2.1, є) можна застосовувати при прогонах до 90 м і незначному навантаженні.

Сегментні ферми (рис. 2.1, ж) доцільно застосовувати для покрить великих прогонів (60...100 м) при переважній дії постійного рівномірно розподіленого навантаження. При параболічному обрисі верхнього пояса зусилля у поясах від рівномірного навантаження виходять постійними, а зусилля в решітці – незначними, вони виникають здебільшого від нерівномірного тимчасового навантаження.

У фермах з параболічним обрисом рівної кривизни і з рівними площами перерізів верхнього і нижнього поясів (рис. 2.1, з) довжина прогону при прогинах ферми залишається незмінною, що спрощує конструкцію опор. Заміна параболи дугою кола спрощує виготовлення ферми, але трохи збільшує зусилля в решітці. Звичайно пояси ферм виготовляють прямими з перегинами по кінцях відправних марок.

При великих розмірах панелей і позавузловому навантаженні вигин верхнього пояса по дузі раціональний для зменшення впливу моментів від місцевих навантажень.

Схеми решіток. У фермах можуть застосовуватися різні схеми решіток. Вибір їх залежить від характеру прикладення навантажень, обрисів і висоти ферм та прилягання поперечних конструкцій. Решітка повинна бути мінімальної ваги і найменш трудомісткою у виготовленні, для чого кількість стержнів у ній має бути, по можливості, найменшою.

Трикутна схема решітки з додатковими стійками (рис. 2.1, а, в) найбільш повно відповідає цим умовам. Опорні розкоси можуть бути висхідними і низхідними (рис. 2.1, б); висхідні розкоси ефективніші.

Розкісна схема решітки (див. рис. 2.1, б) менш економічна, але у фермах з розтягнутими розкосами великої довжини застосування її раціональне.

Найбільш вигідні кути нахилу розкосів до поясів у трикутній решітці 45° , у розкісній – близько 35° . Тому у фермах великих прогонів, що мають значні висоти, для зменшення гнучкості розкосів у площині ферми часто влаштовують шпренгелі (рис. 2.1, з, д), що хоча і збільшують трудомісткість виготовлення решітки, але знижують вагу ферми.

Ромбічна схема решітки можлива у фермах великої висоти. Вона дає змогу членувати конструкцію по висоті на габаритні для перевезення трикутні ферми, але через збільшення ваги і трудомісткості виготовлення такі решітки застосовують рідше.

Піврозкісна, хрестова, багаторешітчаста й інші схеми решіток мають велику кількість стержнів, більш трудомісткі і тому застосування їх нерациональне.

У сегментних фермах з невеликими зусиллями у розкосах заміна трикутних решіток, що має стиснуті розкоси, на хрестову з розтягнутими розкосами (рис. 2.1, з) дає економію у вазі.

Перерізи елементів ферм проектують з мінімальної кількості складених профілів, зручних для з'єднання, стикування і фарбування, а також з мінімальною кількістю сполучних швів.

При призначенні перерізів поясів рекомендується:

- 1) приймати висоту перетину не більш $1/8 \dots 1/10$ довжини панелей для зменшення додаткових зусиль, що виникають внаслідок жорсткості вузлів;
- 2) уникати однобічного розташування зварних стиків, що спричиняють деформації під час зварювання;
- 3) змінювати перерізи по довжині ферми відповідно до зміни зусиль у місцях монтажних стиків і не частіше ніж через 12 м;
- 4) ексцентриситет центра ваги при переході від одного перетину до іншого повинен бути мінімальним і не більше 1.5 % висоти перетину в Н-подібних, хрестових і таврових перетинах і не більше 4 % у двотаврових та замкнутих перетинах. При більших значеннях ексцентриситети повинні враховуватися в розрахунках;
- 5) перерізи елементів ферм прогоном до 50...60 м при легкому навантаженні приймають одностінчастими, а при більших прогонах або великих навантаженнях – двостінчастими.

На рис. 2.2 наведено характерні типи перерізів поясів зварних ферм. З двостінчастих перерізів найдоцільніші Н-подібні симетричні широкополічкові прокатні і зварні перерізи (рис. 2.2, б, в); вони зручні у складанні, легко центруються і з'єднуються; в елементах таких перерізів легко змінювати розміри. Недолік цих перерізів – можливість скупчення в них пилу. У нижніх місцях перерізів елементів влаштовують спеціальні отвори для випуску води, що може потрапляти на них під час монтажу або експлуатації. Доцільні також перерізи поясів із двох швелерів (рис. 2.2, и, і). Трубчасті (рис. 2.2, з) і замкнуті квадратні і прямокутні (рис. 2.2, й, ї) зварні перерізи раціональні за витратою сталі, але викликають деякі конструктивні труднощі у рішенні вузлів.

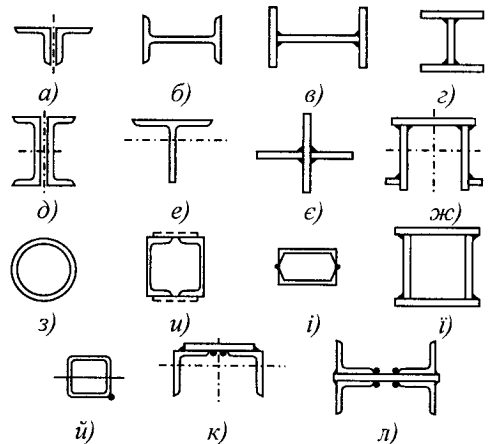


Рис. 2.2. Типи перерізів поясів ферм

Для одностінчастих перерізів найбільш раціональні таврові перерізи (рис. 2.2, е), одержані розрізкою широкополічкових двотаврів і хрестові перерізи (рис. 2.2, є). Для легких ферм порівняно невеликих прогонів можливе застосу-

вання перерізів з двох кутників (рис. 2.2, а). Опорні розкоси проектують за типом перерізів поясів. Для двостінчастих елементів решіток найбільш характерні перерізи типів, зображених на рис. 2.2, в, и, к, л. Перерізи з двох віток прокатних профілів з'єднуються здебільшого планками або листами.

Перерізи елементів другорядних ферм найраціональніше проектувати з високоміцних електрозварних труб. Зв'язки покриття доцільно виконувати з труб або замкнутих профілів, зварених із двох гнутих тонкостінних швелерів.

Стики поясів ферм роблять переважно універсальними із розташуванням їх у вузлах ферм. У стиснутих прямолінійних поясах ферм з великими зусиллями застосовують монтажні стики на високоміцних болтах з фрезеруванням торців. Такі стики розраховують на повну передачу стискальних зусиль через фрезеровані торці, а високоміцні болти – на можливі сили розтягу або на 20...25 % стискальних зусиль.

Опорні вузли. Щоб на роботу важких ферм з прогоном понад 40 м не впливали горизонтальні переміщення і повороти на опорах від температурних деформацій, проектують спеціальні конструкції нерухомих та рухомих опор (рис. 2.3). При прогонах до 60 м нерухому опору виконують у вигляді плиткового шарніра або тангенційної плити-шарніра, а рухому – у вигляді однокаткової опори. Для балкових ферм прогоном 60...120 м застосовують нерухому балансирну опору, а для рухомої опори – дво- або багатокаткові опори.

Розрахунок плиткового шарніра та циліндричного катка виконується на умовний діаметральний стиск (у запас міцності припускається, що тангенційна плита чи каток дотикаються до опорної плити в одній точці) за формулою:

$$\frac{F}{ndl} \leq R_{cd} \gamma_c, \quad (2.1)$$

де F – опорна реакція; n – кількість катків; d – діаметр катка (плити); l – довжина катка (плити); $R_{cd} = 0.025R_{ur}/\gamma_m$ – розрахунковий опір катків діаметральному стиску при вільному дотику; R_{ur} – тимчасовий опір сталі розриву; γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом

Циліндричний вкладиш, або цапфа, при щільному дотику розраховується на зминання за формулою:

$$\frac{F}{1.25rl} \leq R_{lp} \gamma_c, \quad (2.2)$$

де r – радіус шарніра або цапфи; $R_{lp} = 0.5R_{ur}/\gamma_m$ – розрахунковий опір сталі місцевому зминанню при щільному дотику.

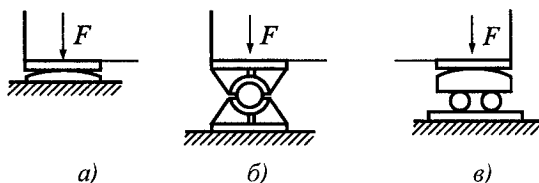


Рис. 2.3. Спеціальні опори велико-прогонів ферм: а – тангенційна; б – балансирна; в – каткова

Каткові (рухомі) опори повинні мати достатній запас ходу по опорній плиті для забезпечення переміщення нижнього балансира на величину зміщень від тимчасового навантаження і зміни температури. Повне переміщення опорного перерізу ферми або балки можна оцінити за формулою:

$$\Delta = \left(\frac{p''}{p'' + q''} \right) \frac{\sigma l}{\beta E} + \alpha l (t_1 - t_2), \quad (2.3)$$

де p'' , q'' – нормативне тимчасове і постійне навантаження; σ – напруження в поясі від нормативного навантаження, приймається 160 МПа для вуглецевих сталей типу Ст3 и 210 МПа – для низьколегованих (14Г2, 15ХСНД та ін.); β – коефіцієнт, який враховує зниження напружень по довжині пояса, приймається 1.25 для ферм и 1.50 для балок; α – коефіцієнт лінійного температурного розширення (для сталі $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; для алюмінієвих сплавів – $2.3 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$); l – прогін ферми або балки; t_1 , t_2 – найбільша й найменша розрахункові температури експлуатації.

Компонування. Для будинків, перекритих великопрогоновими фермами, застосовуються нормальна або ускладнена схеми (за аналогією з типами балкових кліток).

Нормальна схема складається з ферм і прогонів або покрівельних щитів. У цій схемі ферми розташовуються поперек будинку. Найрозповсюдженіший крок ферм 12 м. Кроквяні ферми спираються на колони (основне рішення) або на підкроквяні ферми. Нормальна схема проста, має меншу кількість елементів і типорозмірів, але вимагає постановки вертикальних або додаткових горизонтальних зв'язків для забезпечення загальної стійкості і зменшення гнучкості нижнього пояса. Ця система звичайно застосовується для менших значень прогонів.

Ускладнена схема складається звичайно з головних поперечних ферм, поздовжніх проміжних ферм і прогонів або покрівельних щитів. Головні ферми розташовуються з кроком 18...36 м. Таку схему раціонально застосовувати при великих прогонах (більше 70...80 м) і незначних навантаженнях на покриття. Остаточний вибір схеми покриття, а також кроків ферм вирішується після розроблення і порівняння декількох варіантів з врахуванням загальної ваги покриття, колон і фундаментів.

Оптимальний крок головних ферм зростає у разі збільшення прогону, зменшення навантаження, застосування ускладненої схеми, збільшення висоти колон. За наявності підвісного транспорту або підвісної стелі крок ферм зменшується. Попередньо крок головних ферм приймають: для нормальної компонуванняльної схеми покриття основний крок – 12 м для всіх прогонів, крок 6 м застосовується рідко, тільки для порівняно невеликих прогонів (40...50 м) за наявності підвісного транспорту або підвісної стелі. У більшості випадків для ускладненої компонуванняльної схеми покриття застосовують крок 24 і 18 м.

За формою поперечного перерізу ферми в різних схемах можуть бути плоскими (рис. 2.4, а), блоковими прямокутними, утвореними двома плоскими фермами, з'єднаними зв'язками (рис. 2.4, б) і тригранними (рис. 2.4, в). Тригранні

ферми ефективні з перетинами з труб і з трикутними решітками. Можливе суміщення прогонів і плит покрівлі в єдину плоску конструкцію (рис. 2.4, д). Доцільною може бути заміна поясів ферми сталевими листами, що створює спарений просторовий блок (рис. 2.4, з). У такому разі для забезпечення місцевої стійкості верхнього пояса в ньому створюють попереднє напруження.

Для зменшення об'єму будинку і зменшення площі стін у великопрогонових будинках в окремих випадках можливе розміщення основних несучих високих ферм ззовні будинку.

Висоту розрізних ферм у середині прогону рекомендується призначати:

- трапецієподібних і полігональних $1/8 - 1/12$ прогону,
- з паралельними поясами $1/8 - 1/14$ прогону,
- трикутних $1/6 - 1/9$ прогону,
- ферм із затяжкою (за схемою рис. 2.1, е) у ключі до затяжки $1/6 - 1/10$ прогону і напівферм $1/12 - 1/20$ прогону.

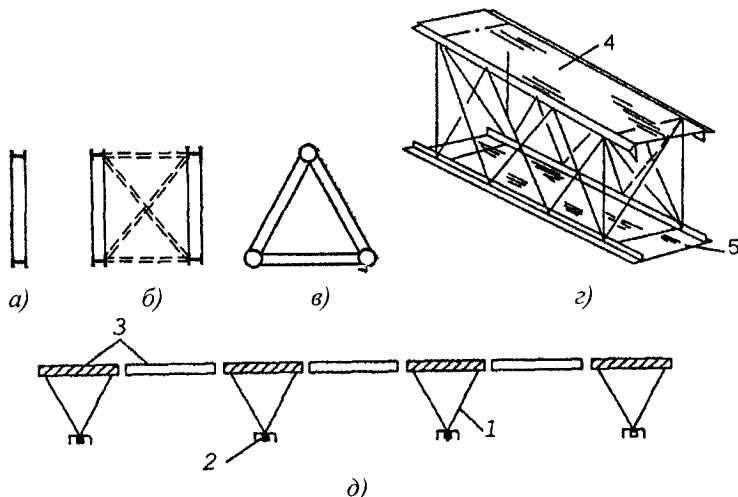


Рис. 2.4. Конструктивні форми ферм: а – плоска; б – блокова прямокутна; в – тригранна; г – блоково-балкова конструкція; д – з включенням до складу стиснутого пояса плит покриття; 1 – тригранна ферма; 2 – затяжка; 3 – плити покриття; 4 – попередньо напружена сталеві обшивка; 5 – ненапружена сталеві обшивка

Чим більше прогін ферм і менше навантаження, тим меншим має бути відношення їх висоти до прогону. Висота нерозрізних ферм призначається на 15...20% меншою висоти розрізних ферм. Висоту ферм рекомендується призначати трохи меншою за оптимальну, визначену за витратою сталі з врахуванням різниці у вартості при зміні висоти будинку, площі огорожувальних конструкцій, маси колон і вертикальних зв'язків, а також зміни кубатури в опалювальних будинках.

Світлові ліхтарі раціонально розташовувати в площині головних ферм. Висота ферм у всіх випадках повинна бути не нижчою від найменшої висоти, визначеної з умов припустимого прогину.

Для ферм великих прогонів необхідно визначати прогини від постійного і тимчасового навантаження. Прогин від тимчасового навантаження є мірою жорсткості конструкції в період експлуатації будинку і не повинен перевищувати нормованих значень. Визначення прогину від постійного і тимчасового навантажень необхідне для призначення будівельного підйому. Згідно зі СНиП II-23-81*, будівельний підйом призначають:

- для ферм з $l > 36$ м – таким, який дорівнює прогину від постійного і тимчасового довготривалого навантаження
- при плоских покрівлях – незалежно від прогону, таким, який дорівнює прогину від сумарного нормативного навантаження плюс $1/200 l$.

Будівельний підйом призначають по ламаній лінії з перегинами в декількох вузлах, звичайно в місцях монтажних стиків, при цьому розмір підйому в точках перелому визначають по параболі або дузі кола. Для ферм із паралельними поясами будівельний підйом призначають для нижнього і верхнього поясів. Граничний прогин ферм у разі обпирання на них мостових електричних кранів повинен бути $1/600 \dots 1/750$ прогону, при багатоопорних підвісних кранах, особливо чутливих до осадок опор, граничні прогини рекомендується призначати від повного тимчасового навантаження $1/750$ прогону, причому різниця у висотах сусідніх підкранових колій не повинна перевищувати $1/600$ відстані між цими коліями. Граничний прогин за відсутності рухомих навантажень і підвісної стелі – $1/300$ прогону. Для надворітних ферм припустимі прогини повинні визначатися в абсолютних числах залежно від прийнятих конструкцій обпирання воріт на верхні напрямні.

Розрахунок ферм виконується як стержневих систем. Вплив згинальних моментів від жорсткості вузлів враховується тільки у разі висоти поясів більше $1/10$ довжини панелі. Для ефективного застосування високоміцних сталей розрахункові гнучкості елементів раціонально приймати в межах $40 \dots 60$. Прогин ферм визначається як для стержневої системи від нормативних навантажень з коефіцієнтом 1.1, що враховує вплив підвищеної жорсткості у вузлових з'єднаннях. Для попередніх розрахунків прогин стержневої системи може бути з достатньою точністю визначено як для суцільної балки з моментом інерції $0.7 \dots 0.8$ моменту інерції поясів ферми відносно осі, що проходить через центр ваги скрізного перерізу. У нерозрізних балкових системах раціонально використовувати ефект регулювання зусиль деяким зміщенням рівня опор.

Попередньо напружені ферми. Як і для балок, попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломісткості скрізних конструкцій, зокрема ферм. За схемою роботи ферми великопрогонових покриттів, як правило, є статично визначеними конструкціями. Тому в них, на відміну від нерозрізних балок, зміщення опор не викликає зусиль в перерізах стержнів, тобто не може бути застосоване для регулювання зусиль. Найбільш розроблений і технологічно доцільний спосіб попереднього напруження однопрогонових ферм – постановка зтяжок із заданим зусиллям натягу.

Ферми, попередньо напружені зтяжками. У легких фермах ставиться одна зтяжка, що створює попереднє напруження в декількох стержнях. Найраціональнішою в цьому випадку є схема ферми аркового типу з ламаним нижнім

поясом і горизонтальною затяжкою, що з'єднує вузли нижнього пояса. При натягу затяжки в поясах ферми виникають напруження, зворотні за знаком до напружень від навантаження. При відповідному виборі схеми решітки можна натягом затяжки розвантажити і її стержні.

Висоту ферм у середині прогону від затяжки до верхнього пояса можна приймати такою, яка дорівнює $1/6 - 1/8$ прогону, а висоту жорсткої частини ферми – $1/10 - 1/12$ прогону.

Менш ефективно попереднє напруження ферм з горизонтальним нижнім поясом, вздовж якого розташована затяжка. У цьому випадку від попереднього напруження розвантажується тільки нижній пояс.

Нижній пояс, стиснутий під час попереднього напруження, виявляється незакріпленим від втрати стійкості з площини ферми, тому затяжки треба натягати в проектному положенні ферм, коли поставлені зв'язки по покриттю. При укрупнювальному монтажі раціонально збирати просторові блоки з двох спарених ферм, з'єднаних зв'язками, і піднімати блоки в проектне положення.

Натяг ферм після передачі на них частини постійного навантаження підвищує ефективність попереднього напруження (рис. 2.5). При правильно обраній послідовності натягу та величині зусилля натягу можна одержати економію сталі 25...30%.

При великих прогонах і навантаженнях у важких фермах зі стержнями, що є самостійними відправними марками, можна розтягнуті стержні виконувати з попереднім напруженням до складання ферми. У цьому випадку економія металу на кожному стержні, який напружують, досягає 40 – 45 %, але економія металу на ферму в цілому становить лише 8 – 10 %.

Значну економію металу можна одержати завдяки використанню шпренгельної затяжки, винесеної за межі ферми (рис. 2.6). Однак при цьому збільшуються габарити ферм, ускладнюється їх транспортування, а натяг можна робити тільки у просторових блоках із закріпленими від втрати стійкості нижніми поясами. Стержні ферм із виносними затяжками конструюють звичайним способом.

Розміщення затяжок у перетинах стержнів ферм показано на рис. 2.7. Закріплення затяжки в опорному вузлі ферми суттєво переважує цей вузол,

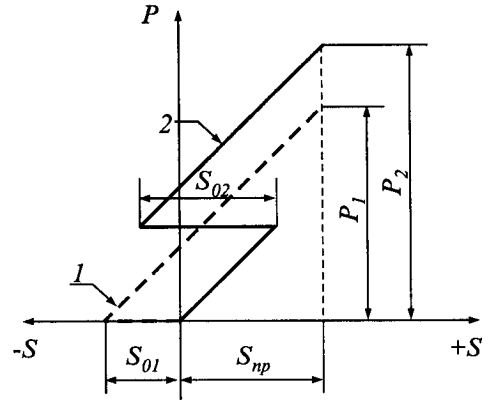


Рис. 2.5. Схеми роботи верхнього пояса ферми: 1 – при попередньому напруженні до завантаження; 2 – те саме, після часткового завантаження

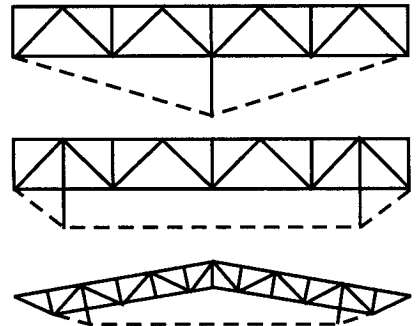


Рис. 2.6. Схеми ферм із затяжками за межами їх габариту

оскільки тут прикладені великі вертикальні і горизонтальні реакції. Тому при конструюванні таких опорних вузлів слід забезпечити їх необхідну жорсткість.

Статичний розрахунок ферм з окремими попередньо напруженими стержнями роблять без врахування попереднього напруження. Перерізи попередньо напружених стержнів підбирають як окремі центрально-розтягнуті елементи із затяжками. Ферми із затяжками, які створюють напруження в декількох стержнях, розраховують як статично невизначені системи. У загальному випадку при розрахунку n раз статично невизначених ферм, що мають k затяжок, ферма має $n+k$ зайвих невідомих. Канонічні рівняння методу сил мають вигляд:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \dots + \delta_{1Z_1}Z_1 + \delta_{1Z_2}Z_2 + \dots + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \dots + \delta_{2Z_1}Z_1 + \delta_{2Z_2}Z_2 + \dots + \Delta_{2p} = 0, \end{cases}$$

де X_i – зусилля в затяжці i ; Z_k – зусилля у зайвому стержні k ; δ_{ij} – переміщення i -го стержня в напрямку дії зусилля попереднього напруження X_j ; δ_{nzk} – переміщення стержня n в напрямку дії зусилля в зайвому стержні k ; Δ_{ip} – переміщення i -го стержня в основній системі від зовнішнього навантаження.

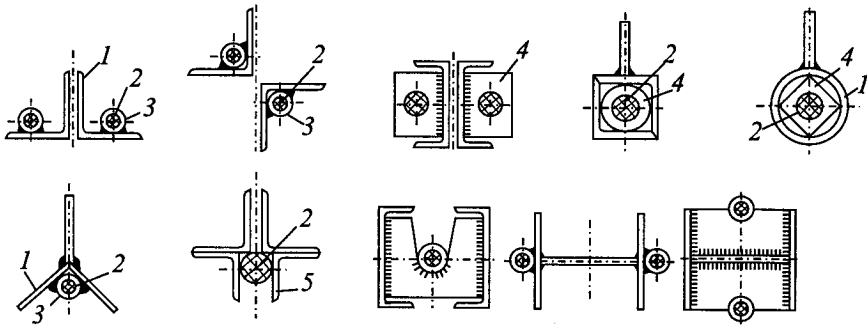


Рис. 2.7. Перерізи стержнів ферм із затяжками: 1 – пояс ферми; 2 – затяжка; 3 – напрямна труба; 4 – діафрагма; 5 – напрямний кутник

Однопрогонові ферми з поодинокією затяжкою є один раз статично невизначеною системою. У таких фермах за основну систему зручно прийняти жорстку частину ферми з одним зайвим невідомим – зусиллям у затяжці. В основній системі визначають зусилля у стержнях від повного розрахункового навантаження N_p , від монтажного навантаження N_M , що діє до натягу затяжки, і від одиничного зусилля в затяжці N_1 . Далі виявляють найбільш навантажений в основній системі стержень нижнього пояса, який приймають за критичний стержень. Його площу поперечного перерізу A_{cr} визначають за граничною гнучкістю $\lambda = 120$.

За площею критичного стержня знаходять граничне зусилля в ньому: $N_{cr} = R_y A_{cr}$.

Розрахункове зусилля в будь-якому i -му стержні ферми:

$$N_i = N_{pi} - N_{1i}N_z, \quad (2.4)$$

де N_3 – повне зусилля в затяжці від розрахункового навантаження; N_{pi} – зусилля в стержні i основної системи від повного розрахункового навантаження; N_i – зусилля в стержні i від одиничного зусилля в затяжці.

Розрахункове зусилля для критичного стержня:

$$R_y A_{cr} = N_{p,cr} - N_{Icr} N_3 \quad (2.5)$$

де $N_{p,cr}$ – зусилля критичного стержня в основній системі від розрахункового навантаження.

Зусилля в затяжці і площа перетину затяжки:

$$N_3 = \frac{N_{p,cr} - R_y A_{cr}}{N_{Icr}}; A_3 = \frac{N_3}{R_3} \quad (2.6)$$

де R_y , R_3 – розрахунковий опір, відповідно, матеріалу стержня і затяжки.

Знаючи N_3 , можна визначити зусилля і потім площі перерізів всіх стержнів ферми. Повне зусилля в затяжці N_3 складається із зусилля попереднього напруження X і самонапруження X_1 . Зусилля самонапруження:

$$X_1 = \frac{\sum \frac{N_{li} N_{pi}}{EA_i} l_i}{\sum \frac{N_{li}^2 l_i}{EA_i} + \frac{l_3}{E_3 A_3}} \quad (2.7)$$

де l_3 і E_3 – довжина і модуль пружності затяжки.

Зусилля попереднього напруження затяжки знаходять з виразу $X = N_3 - X_1$.

Остаточну перевірку несучої здатності стержнів ферм на розрахункове експлуатаційне навантаження здійснюють за такими формулами.

Для стержнів, у яких в основній системі зусилля від розрахункового навантаження і від натягу затяжки мають різні знаки:

а) стиснуті стержні при розрахунку основної системи на експлуатаційні навантаження:

при $N_{pi} > N_{xi}$

$$N_{pi} - (\gamma_2 X + X_1) N_{li} \leq \phi R_y A_i \gamma_c \quad (2.8)$$

при $N_{pi} < N_{xi}$

$$N_{pi} - (\gamma_1 X + X_1) N_{li} \leq R_y A_{ni} \gamma_c \quad (2.9)$$

б) розтягнуті стержні при розрахунку основної системи на експлуатаційні навантаження:

при $N_{pi} > N_{xi}$

$$N_{pi} - (\gamma_2 X + X_1) N_{li} \leq R_y A_{ni} \gamma_c \quad (2.10)$$

при $N_{pi} < N_{xi}$

$$N_{pi} - (\gamma_1 X + X_1) N_{li} \leq \phi R_y A_i \gamma_c \quad (2.11)$$

Для стержнів, у яких в основній системі зусилля від розрахункового навантаження і від натягу затяжки мають однакові знаки:

а) стиснуті стержні:

$$N_{pi} + (\gamma_l X + X_l) N_{li} \leq \varphi R_y A_i \gamma_c; \quad (2.12)$$

б) розтягнуті стержні:

$$N_{pi} + (\gamma_l X + X_l) N_{li} \leq R_y A_{ni} \gamma_c. \quad (2.13)$$

Міцність зтяжки перевіряють за формулою:

$$\gamma_l X + X_l \leq R_s A_s \gamma_c. \quad (2.14)$$

У формулах (2.8 – 2.14):

N_{li} – зусилля в i -му стержні від одиничного зусилля в зтяжці;

N_{xi} – зусилля в i -му стержні від повного зусилля в зтяжці;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, прийнятий за найбільшою гнучкістю стержня;

R_y, R_s – розрахунковий опір відповідно матеріалу стержня і зтяжки;

A_i, A_{ni} – площа поперечного перерізу i -го стержня відповідно брутто і нетто;

$\gamma_1 = 1.1$ і $\gamma_2 = 0.9$ – коефіцієнти точності натягу зтяжки.

Для окремих стержнів, у яких в основній системі зусилля від навантаження менші, ніж зусилля від натягу зтяжки, може виявитися необхідною перевірка несучої здатності на дію не розрахункових, а нормативних навантажень.

Крім розрахунку на експлуатаційні навантаження, необхідно зробити розрахунок на зусилля від попереднього напруження.

При визначенні гнучкості вільна довжина стержнів, не зв'язаних по довжині із зтяжкою, визначається за звичайними правилами. При влаштуванні зтяжки вздовж стержня його вільна довжина приймається такою, яка дорівнює $1.2l_i$, де l_i – відстань між точками з'єднання стержня із зтяжкою. Для забезпечення стійкості стержня під час натягу його по довжині з'єднують із зтяжкою через $(40 \dots 50) i_{min}$, де i_{min} – мінімальний радіус інерції стержня.

Ферми з багатоступінчастим попереднім напруженням. У фермах через велику гнучкість стиснутих стержнів часто неможливо одноразово створити значне попереднє напруження, тому раціонально застосовувати багатоступінчасте попереднє напруження. Багатоступінчасте напруження можливе тільки при пружній роботі і ефективно у разі виконання таких умов:

- великі постійні навантаження, що можуть бути передані на ферму по частинах;
- стержні ферми мають приблизно однакову несучу здатність на розтяг і на стиск;
- конструктивна схема ферми і способи кріплення зтяжки дають змогу здійснити багатоступінчасте попереднє напруження;
- найбільші зусилля від навантаження і від попереднього натягу виникають у тих самих стержнях;
- кількість стержнів із зусиллями одного знака від навантаження і від попереднього натягу повинна бути мінімальною. Ці стержні, по можливості, повинні бути розтягнутими.

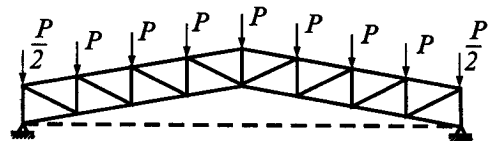


Рис. 2.8. До розрахунку ферм з багатоступінчастим попереднім напруженням

Ферми типу арка з затяжкою (рис. 2.8) мають конструктивну схему, яка найкраще відповідає цим вимогам.

Теоретичне граничне навантаження на ферму за будь-якої послідовності багатоступінчастого попереднього напруження і нескінченній кількості натягів затяжки:

$$P_{zp} = \frac{N_B + N_H k_1}{N_B^{P=1} (1 - k_1 k_2)}, \quad (2.15)$$

де N_B і N_H – несуча здатність на стиск контрольних стержнів, відповідно, верхнього і нижнього поясів; $k_1 = \frac{N_B^{X=1}}{N_H^{X=1}}$; $k_2 = \frac{N_H^{P=1}}{N_B^{P=1}}$, $N_B^{X=1}$ і $N_H^{X=1}$ – зусилля в контрольних стержнях верхнього і нижнього поясів від одиничної сили в затяжці ($N_H^{X=1} > N_B^{X=1}$); $N_B^{P=1}$ і $N_H^{P=1}$ – зусилля у відповідних стержнях від одиничного вертикального навантаження.

Ефективність багатоступінчастого попереднього напруження підвищується зі збільшенням значень коефіцієнтів k_1 і k_2 . У фермах аркового типу (рис. 2.8) для збільшення коефіцієнтів k_1 і k_2 потрібно зменшувати відстані між поясами до мінімуму, зумовленого конструктивними особливостями і вимогами жорсткості.

На практиці для ферм зазначеного типу застосовують 3 – 4 цикли натягів затяжки. У такому випадку максимальне навантаження, яке несе ферма, буде дещо меншим за граничне при нескінченній кількості натягів. Слід також зазначити, що багатоступінчасте попереднє напруження можна застосовувати виключно для компенсації постійного навантаження. Якщо з певної причини частина зовнішнього навантаження, більша за прикладене після останнього натягу затяжки, буде знята, ферма зруйнується.

Експериментальні дослідження показали, що ферми, попередньо напружені затяжками і запроектовані рівномісними у всіх своїх частинах, руйнуються в результаті втрати стійкості стиснутих стержнів. Ферма не може втратити несучу здатність внаслідок обриву затяжки, тому що при напруженнях в затяжці вище від розрахункового опору модуль пружності матеріалу затяжки знижується, збільшення напружень у затяжці сповільнюється і зусилля в поясах ферм перерозподіляються.

2.2. Рамні покриття

Сфера застосування, переваги і недоліки. Рамні покриття застосовують для прогонів 40...150 м. Рами з прогонами понад 150 м стають неекономічними. Основні переваги рамних покрить, порівняно з балковими, – менша вага, велика жорсткість і можлива менша висота ригелів. До недоліків належать: велика ширина колон, що часто приводить до зайвих габаритів будинків, чутливість до нерівномірних осадок опор і змін температури.

Рамні схеми покрить бувають з горизонтальними та ламаними ригелями за різкої висоти рам. Рами можуть бути однопрогоновими і багатопрогоновими. Багатопрогонові рами економічніші, ніж однопрогонові. Перерізи ригелів великопро-

гонових рам проектують переважно наскрізними, однак при прогонах 40...60 м, особливо при ламаному обрисі ригелів, вони можуть бути і суцільними.

Рамні конструкції ефективні при погонних жорсткостях колон, близьких до погонних жорсткостей ригелів, що дає змогу перерозподілити зусилля від вертикальних навантажень і значно полегшити ригелі. У цих випадках висота решітчастих ригелів може бути прийнята $1/12 - 1/20$ прогону, суцільних – $1/20 - 1/30$ прогону.

При значно більших погонних жорсткостях ригелів порівняно з жорсткостями колон опорні моменти мало впливають на зусилля в ригелях, тому останні мало відрізняються від балкових схем. У цих випадках ригелі проектують такої самої висоти, як ригелі балкових конструкцій.

За статичною схемою рами можуть бути безшарнірними і шарнірними, переважно в рівні фундаментів. Безшарнірні рами економічніші за витратою сталі, але вимагають потужніших фундаментів. Шарнірні рами звичайно застосовують при прогонах до 100 м. Деякі основні схеми рам наведено на рис. 2.9.

Рамні схеми покрить, як і балкові, можуть бути за типом основної конструкції площинними (основне рішення), що складаються з плоских рам і проміжних конструкцій; блоковими, що складаються звичайно з двох плоских рам з кроком 6 м, з'єднаних між собою зв'язками у просторові блоки, і тригранними. У блокових схемах підвищується поперечна жорсткість ригелів, конструктивно легше вирішуються зв'язки, але трохи збільшується їх кількість, спрощується монтаж. Кроки основних та проміжних конструкцій і припустимі прогини ригелів у рамних конструкціях приймаються такими самими, як і в балкових.

У рамах, як у статично невизначених конструкціях, можливе регулювання зусиль підйомом або опусканням опор, зсувом опор з осі колон або поворотом опор, вигином колон під час монтажу, замиканням опорних вузлів ригелів після укладання панелей покриття, підвіскою зовнішніх стін або анкерних відтяжок на консолях, влаштуванням і натягом зтяжок у рівні опор рам.

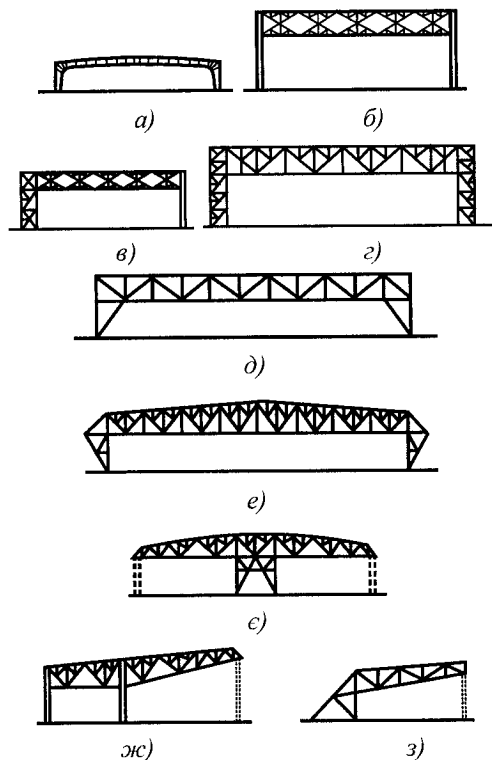


Рис. 2.9. Схеми рам: а – суцільна; б – скрізна з гнучкими стійками; в – з однією гнучкою стійкою; г – з жорсткими стійками; д – двошарнірна; е – з підкосами ззовні; е – двоконсольна; ж – одноконсольна; з – консольна

Попередньо напружені рами. Рамні конструкції часто перекривають великі прогони і несуть значне постійне навантаження. У цих умовах попереднє напруження може бути особливо ефективним.

При постановці затяжки на рівні опор можна розвантажити ригель рами. Напруження затяжки діє так само, як і сила розпору під час завантаження ригеля. Затяжку часто ставлять при слабких ґрунтах, щоб зменшити горизонтальне навантаження на фундамент, а додатковим її натягом можна посилити ефект розпору. Однак додаткове зусилля в затяжці збільшує моменти у вузлах рами і вимагає посилення стояків. Тому цей спосіб доцільний при великих прогонах ригеля і малій висоті стояків. Зокрема для однопрогонових рам з прогонами 30...60 м попереднє напруження доцільне при $H < 0.5L$ і дає економію металу 11...17 %.

При негоризонтальному ригелі рами попереднє напруження можна створити лише в ригелі, якщо розмістити затяжку у вузлах з'єднання ригеля зі стояками. В цьому випадку попереднє напруження зручно створити до монтажу ригеля. Якщо напружувати затяжку після монтажу всієї конструкції, то можна отримати епюру моментів, яка розвантажує і ригель, і стояки.

В рамах, як і в нерозрізних балках, можна зміщенням опор регулювати розподіл моментів в ригелях і стояках для зменшення розрахункових зусиль. В однопрогонових рамах зміщенням опор стояків до середини рами можна отримати додатковий розпір, який створює епюру моментів, що розвантажує ригель. Вплив цього зміщення аналогічний натягу затяжки в рівні опор. Зміщення опор простіше і дешевше, бо не потребує додаткових затрат на встановлення затяжки. Разом з тим, додатковий розпір передається на фундамент і вимагає його посилення, що при слабких ґрунтах може виявитися не вигідним. У багатопрогонових рамах можна регулювати моменти в ригелі рами вертикальним переміщенням опор стояків. Зміщення середньої опори двопрогонової рами вниз зменшує момент в ригелі на середній опорі, що при ригелі постійного перерізу може виявитися вигідним. Зміщення середньої опори вверх розвантажує ригель у прогоні і збільшує момент над середньою опорою, що при посиленні ригеля над цією опорою може дати економію матеріалу у разі полегшення ригеля в прогоні.

Розрахунок. Рами розраховують методами будівельної механіки як стержневі системи, звичайно, за допомогою ЕОМ. Розрахункові зусилля в решітчастих рамах легкого типу для попередніх розрахунків з метою спрощення можна визначати як для суцільних стержнів; при цьому моменти інерції наскрізних елементів приймають з коефіцієнтом 0.75...0.85, з огляду на деформативність стержнів решітки. Розрахункову схему рами рекомендується приймати по осях, що проходять через центри ваги перерізів колон і ригелів суцільного перетину або нижніх поясів решітчастих ригелів.

Типи перерізів, конструкція вузлів і з'єднання рам такі самі, як і для великопрогонових важких ферм.

Компонування рамних покриттів буває поперечним, коли несучі рами ставлять поперек будинку з певним кроком (найчастіше 12 м) і поздовжнім, характерним для конструкцій ангарів. При поздовжньому компонуванні основна

несуча рама ставиться в напрямку більшого розміру плану будинку (тут влаштовують розсувні ворота) і на неї спираються поперечні ферми. Застосування ферм з консолями, які виходять за несучу раму, значно полегшує поперечні ферми за рахунок деякого збільшення маси несучої рами.

Верхні і нижні пояси несучих рам і поперечних ферм для забезпечення стійкості розв'язують хрестовими зв'язками.

2.3. Аркові конструкції

Сфера застосування, переваги і недоліки. Аркові покриття при певних об'ємно-планувальних рішеннях та експлуатаційних умовах можуть виявитися ефективнішими, ніж балкові та рамні системи. Основними передумовами для застосування аркових систем покрить є:

- великий прогін (понад 60 м. Збудовані аркові покриття мають прогін понад 200 м);
- значна висота будинку;
- порівняно невелике корисне навантаження;
- як правило, наявність надійних ґрунтів в основі (в протилежному разі потрібно влаштовувати затяжки для сприйняття розпору).

У загальному випадку про доцільність застосування аркового покриття свідчить співвідношення тимчасового і постійного навантаження на покриття:

$$v = p/(p + q),$$

де p – тимчасове, q – постійне навантаження на покриття (табл. 2.1). Чим менше значення v , тим вигідніші аркові системи.

Таблиця 2.1

Порівняння балкових і аркових схем покрить

v	Рациональні (за масою) схеми покриття	Економічність, %
$0.75 < v < 1$	Балкове (ферми)	5 – 20%
$v = 0.75$	Балкове або аркове	Рівноцінні
$0.5 < v < 0.75$	Аркове (при $l \geq 42$ м)	До 5%
$0.25 < v < 0.5$	Аркове	10 – 30%

Основні переваги – мала маса конструкцій. Це пояснюється тим, що арка є розпірною системою і переріз працює в основному на стиск і незначний за величиною згинальний момент. Проте аркова конструкція більш деформативна порівняно з рамою, оскільки погонна жорсткість арки i_a менша від погонної жорсткості ригеля рами при тому самому моменті інерції поперечного перерізу

$$i_a = \frac{I_a}{s} < \frac{I_p}{l},$$

де I_a , s – момент інерції та довжина дуги арки відповідно; I_p , l – момент інерції та прогін рами відповідно.

У зв'язку з тим аркові конструкції застосовують у великопрогонових покриттях, де немає динамічних або значних горизонтальних сил, у павільйонах, критих ринках, спортивних залах тощо.

Історія. Ефективність аркових конструкцій відома будівельникам ще з часів Римської імперії. Через те, що відомі на той час будівельні матеріали (кам'яна та цегляна кладка) не працювали на розтяг, а дерев'яні бруси мали обмежену довжину і недостатню несучу здатність, для перекриття значних прогонів, зокрема акведуків, використовували багатопрогонові арки. До кінця XIX століття конструктивну схему арки використовували для перекриття віконних та дверних отворів. Ефективність та конструктивну доцільність арок було оцінено й після впровадження у будівництво прокатних сталей.

Наприклад, перекриття сценічної частини Львівського оперного театру (початок будівництва – 1897 р., архітектор З. Горголевський) виконано у вигляді скрізних двошарнірних арок прогоном 20 м і стрілою підйому 10 м (рис. 2.10). Дебаркадер Львівського залізничного вокзалу виконано у вигляді двопрогонових арок. Скрізні арки трикутного поперечного перерізу використано для перекриття палацу спорту “Спартак” у Львові.

Схеми статичної роботи. За статичною схемою арки поділяються на тришарнірні, двошарнірні та безшарнірні.

Доцільність того чи іншого типу арок можна визначити за епюрою моментів (рис. 2.11). Найбільший згинальний момент виникає в чверті прогону тришарнірної арки, тому вона найбільш важка в конструктивному відношенні і досить рідко застосовується на практиці. Проте тришар-

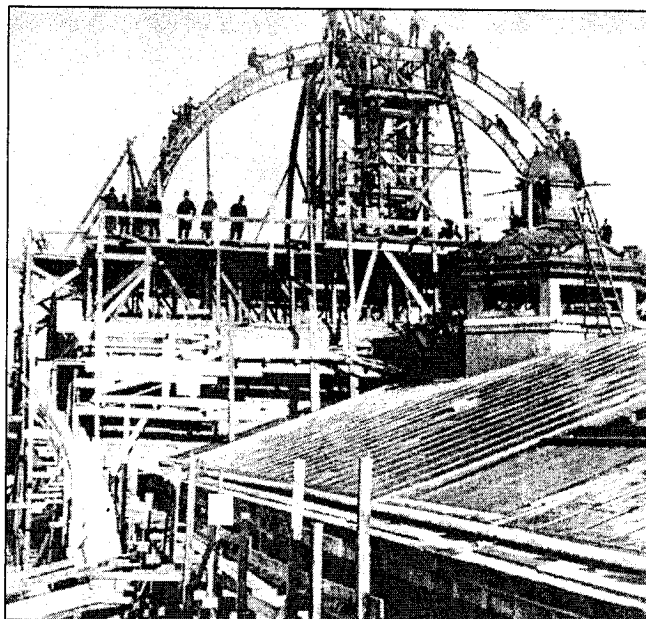


Рис. 2.10. Зведення покриття сценічної частини Львівського оперного театру

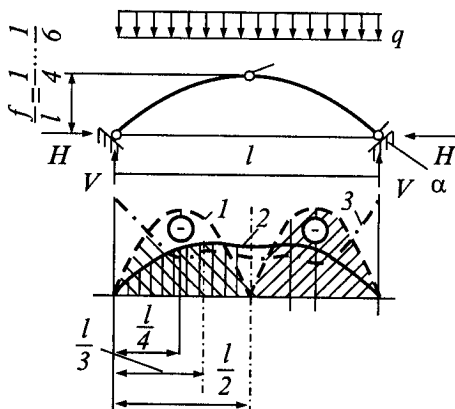


Рис. 2.11. Статичні схеми та епюри моментів у арках від рівномірно розподіленого навантаження: 1 – тришарнірна; 2 – двошарнірна; 3 – безшарнірна

нірна арка нечутлива до осадки опор і температурні деформації не спричиняють в її перерізах додаткових напружень. У безшарнірних арках моменти в середині прогону найменші і зростають на невеликих ділянках біля опор; цим зумовлюється те, що вони за масою найлегші. Безшарнірні арки доцільно застосовувати за наявності міцних, скальних ґрунтів, у противному разі витрати матеріалу на фундаменти значною мірою перекинуть економію матеріалу, одержану за рахунок конструкції арки. Крім того, від осадки опор та температурних впливів в її перерізах виникають додаткові напруження.



Рис. 2.12. Порівняння різних статичних схем арок

Найчастіше застосовуються двошарнірні арки, згинальні моменти в яких розподіляються на прогоні більш-менш рівномірно. Обрис таких арок доцільно приймати з паралельними поясами. Від осадки опор в її перерізах не виникають додаткові напруження, а від зміни температури напруження не такі значні, як в безшарнірних арках (рис. 2.12.). Двошарнірні арки є економічними за витратою матеріалу, простіші у виготовленні та монтажі, що сприяє найширшому їх застосуванню.

У статично невизначених арках, як і в рамах, можливе створення попереднього напруження зміщенням опор або попереднім натягом затяжки. Доцільність збільшення розпору залежить від форми осі арки і виду навантаження.

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

Найвигідніше співвідношення $f/l = 1/4 - 1/6$. При збільшенні висоти арок нормальна сила та розпир зменшуються, а згинальний момент від вітрового наванта-

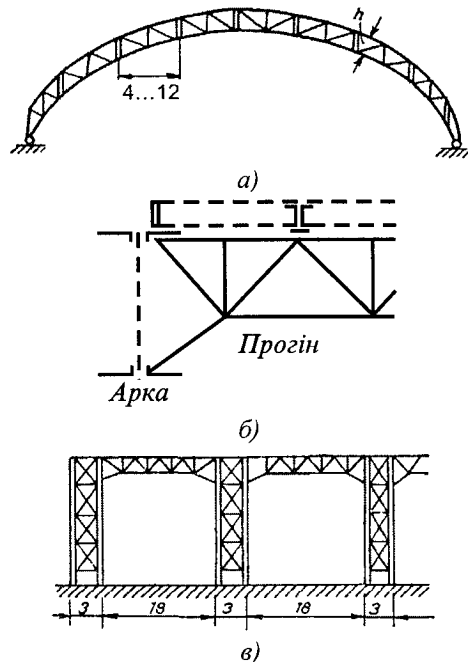


Рис. 2.13. Компонування аркового покриття: а, б – конструктивна схема арки з розташуванням наскрізних ферм-прогонів, в – спарених арок

ження зростає, і навпаки, зменшення стріли підйому арки зумовлює зростання нормальної сили та розпору.

У поздовжньому напрямку будівлі арки розміщують з кроком від 12 до 24 м. З конструктивною метою між арками розташовують наскрізні ферми-прогони з кроком 4...7 м, на яких укладають плити покрівлі (рис. 2.13, а). Одночасно наскрізні ферми-прогони використовуються як зв'язки і забезпечують стійкість нижнього пояса арки. Для зручності монтажу та забезпечення стійкості застосовують спарені арки, що дає змогу виготовляти їх на заводі секціями завдовжки 4...6 м (рис. 2.13, б).

Для сприйняття розпору арок без використання затяжок використовують різні об'ємно-планувальні рішення будинків, зображені на рис. 2.14.

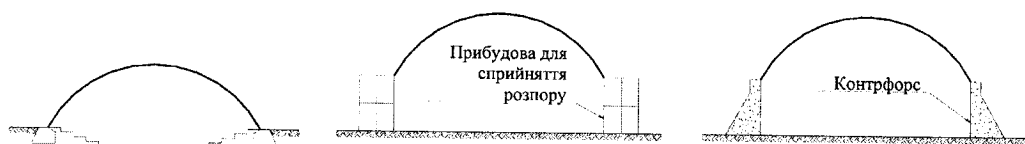


Рис. 2.14. Можливі об'ємно-планувальні рішення будинків з покриттями у вигляді арок

Конструктивно арки виконуються суцільного та наскрізного перерізу. Арки суцільного перерізу мають висоту $1/50$ – $1/80$ прогону і застосовуються при прогонах до 60 м (рис. 2.15, а). Переріз суцільних арок виконують у вигляді зварного широкополічкового двотавра, труби, із двох швелерів або двотаврів, з'єднаних планками. Для прогонів понад 60 м застосовують переважно наскрізні арки з паралельними поясами (рис. 2.15, б).

Наскрізні арки мають меншу жорсткість, ніж суцільні, тому висота їх перерізу збільшується до $1/30$... $1/60$ прогону. Решітка наскрізних арок буває розкісна і деколи трикутна. Пояси наскрізних арок виконують із кутників, швелерів, труб, двотаврів.

Для великих прогонів з великими зусиллями наскрізні арки проектують просторовими у вигляді трикутного або чотирикутного поперечного перерізу.

У деяких випадках, залежно від статичної схеми, пояси арки виконують змінної висоти по довжині арки.

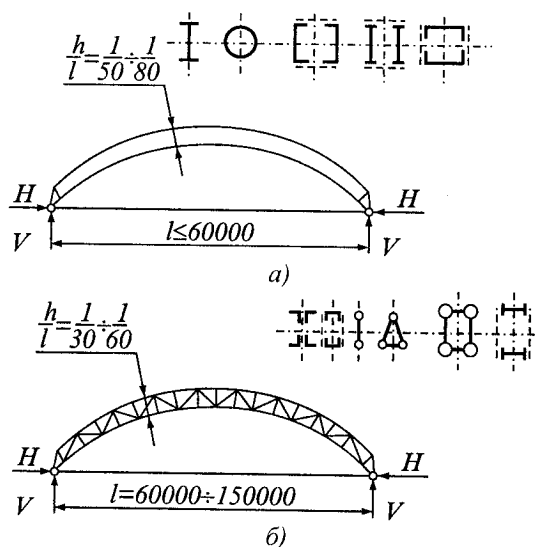


Рис. 2.15. Конструктивні схеми і типи перерізів двохарнірних арок: а – суцільні; б – наскрізні

Аркові покриття за типом компоновання основних конструкцій можуть бути площинними і блоковими. З огляду на малу жорсткість арок зі своєї площини раціонально вести монтаж спареними арками.

Обрис арки повинен якомога ближче збігатися з кривою тиску; у цьому випадку згинальні моменти мінімальні. Арки дуже чутливі до нерівномірного навантаження. Крива тиску в арці від постійного навантаження – парабола, тому найчастіше форма арки приймається параболічною. Однак для зручності виготовлення елементи арки приймають іноді окресленими по дузі кола або прямолінійними, якщо це не порушує архітектурних вимог.

Крива (багатокутник) тиску. Раціональна вісь арки. Розглянемо арку (рис. 2.16, а), завантажену довільним вертикальним навантаженням. У перетині K арки (рис. 2.16, б) діють внутрішні зусилля, рівнодійна яких R_k . Розкладемо цю рівнодійну в точці, що знаходиться під центром ваги перетину, на вертикальну V_k і горизонтальну H_k складові. Як впливає з рівноваги відсіченої частини (рис. 2.16, б), $H_k = H$, $V_k = Q_b$, згинальний момент у перетині дорівнює моменту рівнодійної (чи її складових) відносно т.К:

$$M_k = -H_k e = -He_k.$$

Порівнюючи цей вираз з виразом для згинального моменту в перетинах арки, одержуємо рівність:

$$-He_k = M_k^0 - Hy_k,$$

звідки знаходимо величину e_k , що визначає положення рівнодійної в перетині K :

$$-e_k = y_k - M_k^0 / H.$$

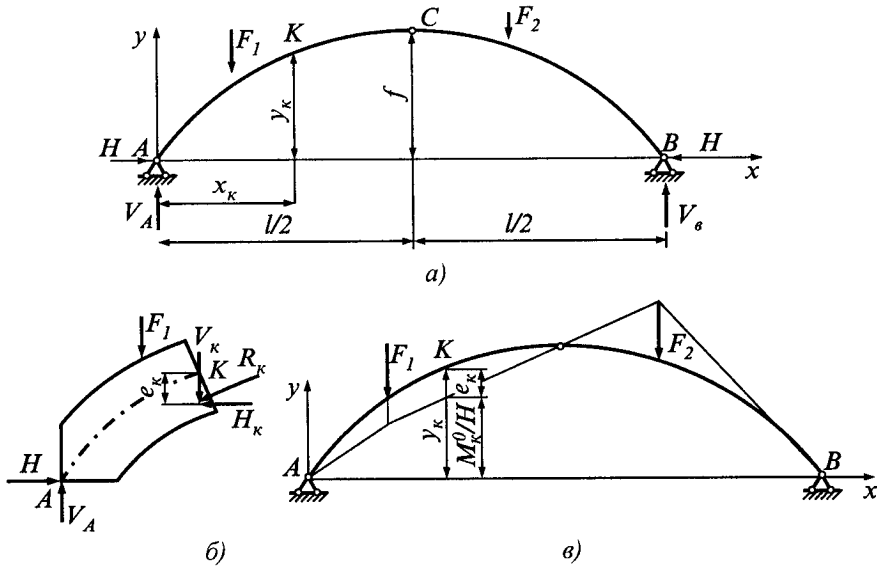


Рис. 2.16. Визначення раціональної осі арки

Величини e для всіх перетинів можна одержати графічно, якщо на вісь арки (рис. 2.16, в) накласти епюру балкових моментів з ординатами, поділеними на

розпір H . Тоді точки багатокутника, що зображує графік M/H , є геометричним місцем точок прикладення рівнодійних для перетинів арки. Цей багатокутник (у загальному випадку – криву) називають багатокутником (кривою) тиску. При розрахунку бетонних і кам'яних арок, у яких появи розтягувальних напружень потрібно уникати, побудова багатокутника тиску є важливою частиною розрахунку. Умовою відсутності розтягувальних напружень є розташування рівнодійної в межах ядра перетину. Для перевірки цієї умови досить нанести по обидва боки від осі арки межі ядра її перетинів і перевірити, чи знаходиться багатокутник (крива) тиску в цих межах.

Епюра згинальних моментів в арці описується виразом:

$$M = M^0 - Hy.$$

При заданих навантаженні, прогоні і стрілі підйому значення розпору H є фіксованим, балкові моменти M^0 визначаються однозначно. Отже, згинальні моменти в арці залежать від значень ординат у осі арки. Змінюючи обрис осі, можна змінювати епюру моментів в арці.

Рациональною віссю арки називають таку вісь, при якій згинальні моменти у всіх перетинах дорівнюють нулю. Для рациональної осі необхідно, щоб $y = M^0/H$.

Отже, обрис рациональної осі повторює обрис балкової епюри згинальних моментів. При цьому вісь арки збігається з багатокутником (кривою) тиску. Наприклад, при дії рівномірно розподіленого навантаження q рівняння балкових згинальних моментів має вигляд $M^0 = qx(l-x)/2$, а розпір $H = M^0_e / f = ql^2 / 8f$. Тоді:

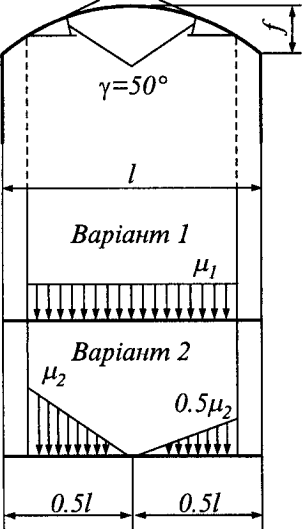
$$y = \frac{q/2 \cdot x(l-x)}{ql^2/8f} = \frac{4f}{l^2} x(l-x). \quad (2.16)$$

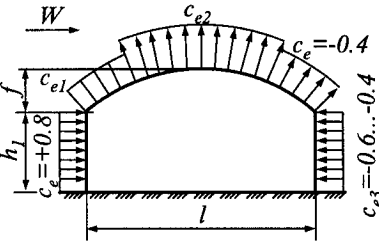
Отже, при дії рівномірно розподіленого вертикального навантаження рациональна вісь арки окреслена по квадратній параболі.

Поняття рациональної осі має сенс лише під час розрахунку на постійне навантаження. При довантаженні арки тимчасовими навантаженнями згинальні моменти в загальному випадку вже не будуть нульовими.

Розрахунок. Розрахунок арок починається зі збору навантаження, яке складається з вертикального постійного (власної маси арки та покрівлі) і тимчасового навантаження у вигляді снігу та вітру.

Залежно від пологості арки змінюється конфігурація розрахункового снігового навантаження. У пологих арках при $f/l < 1/8$ згідно з нормами снігове навантаження приймається рівномірно розподіленим; при $f/l > 1/8$ у двох варіантах: перший – у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, другий – у вигляді двох нерівних трикутників. Розрахунок на вітрове навантаження, як правило, виконується для крутих арок при $f/l > 0.2$. Слід мати на увазі, що більша частина аркового покриття перебуває під дією негативного вітрового тиску (відсосу), що потрібно враховувати під час вибору типу огорожувальних конструкцій покриття і їх кріплення до несучих арок. Дані для визначення величини снігового і вітрового навантаження наведено на схемі:

Обриси покрить і схеми снігових навантажень	Коефіцієнти μ і сфера застосування схем								
	<p>$\mu_1 = \frac{l}{8f}$, але не більше 1.0 і не менше 0.4.</p> <p>Варіант 2 слід враховувати при $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{8}$</p> <table border="1" data-bbox="491 426 1056 589"> <tr> <td>$\frac{f}{l}$</td> <td>$\frac{1}{8}$</td> <td>$\frac{1}{6}$</td> <td>$\geq \frac{1}{5}$</td> </tr> <tr> <td>μ_2</td> <td>1.6</td> <td>2.0</td> <td>2.2</td> </tr> </table> <p>Для залізобетонних плит коефіцієнт μ слід приймати не більше 1.4.</p>	$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\geq \frac{1}{5}$	μ_2	1.6	2.0	2.2
$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\geq \frac{1}{5}$						
μ_2	1.6	2.0	2.2						

Схеми будівель, споруд і вітрових навантажень	Визначення аеродинамічних коефіцієнтів c						
	Коефіцієнт	$\frac{h_l}{l}$	Значення c_{e1}, c_{e2} при $\frac{f}{l}$, яке дорівнює				
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
	c_{e1}	0	+0.1	+0.2	+0.4	+0.6	+0.7
		0.2	-0.2	-0.1	+0.2	+0.5	+0.7
		≥ 1	-0.8	-0.7	-0.3	+0.3	+0.7
	c_{e2}	До-вільне	-0.8	-0.9	-1	-1.1	-1.2

Визначення зусиль в перерізах арок починається з визначення розпору. У статично визначених тришарнірних арках розпір знаходять за формулою:

$$H = M^0/f, \tag{2.17}$$

де M^0 – балковий момент в середині прогону; f – стріла підйому арки.

Двошарнірні арки один раз статично невизначені, тому розпір визначають з канонічного рівняння методу сил:

$$H = X_1 = -\Delta_{1p} / \delta_{11}. \tag{2.18}$$

Розпір від рівномірно розподіленого навантаження q для параболічних і пологих кругових арок будь-якої статичної схеми з достатньою точністю можна визначити за формулою:

$$H = ql^2/8f. \quad (2.19)$$

Після визначення розпору M , N , Q у будь-якому перерізі три- і двохарнірної арки одержують за формулами:

$$M = M^b - Hy; \quad (2.20)$$

$$N = Q^b \sin \alpha + H \cos \alpha; \quad (2.21)$$

$$Q = Q^b \cos \alpha - H \sin \alpha, \quad (2.22)$$

де H – 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 цього перерізу; α – кут між дотичною до осі арки і горизонталлю.

При визначенні зусиль у перерізах безшарнірної арки необхідно враховувати також опорний момент.

Найневигідніше поєднання поздовжніх сил та згинального моменту в розрахунковому перерізі міститься в тришарнірних арках в $1/4 l$, у двохарнірних – в $1/3 l$, а в безшарнірних – на опорах.

Зусилля, які виникають в статично невизначених арках від зміни температури і зміщення опор можна так само визначити методом сил або за довідковою літературою, залежно від статичної схеми арок.

Переріз суцільної арки працює на стиск із згином і підбирається за правилами розрахунку позацентрово-стиснутих суцільних стержнів.

Елементи наскрізних арок підбирають за поздовжніми зусиллями у стержнях, які отримують розкладанням розрахункових зусиль M , N , Q :

- зусилля у верхньому поясі

$$N_f = -Na_2/h - M/h; \quad (2.23)$$

- зусилля у нижньому поясі:

$$N_f = -Na_1/h + M/h; \quad (2.24)$$

- зусилля у розкосі:

$$N_d = Q \cos \alpha / \cos \beta; \quad (2.25)$$

- зусилля у вертикальних стояках:

$$N_c = Q / \cos \alpha, \quad (2.26)$$

де a_1 і a_2 – відстані від центра ваги перерізу до відповідного пояса арки (рис. 2.17).

Підбір та перевірка міцності та стійкості поперечних перерізів верхнього і нижнього поясів та елементів решітки

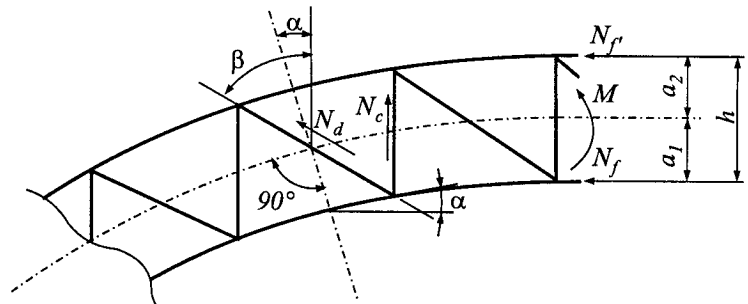


Рис. 2.17. До розрахунку зусиль в елементах наскрізної арки

виконується так само, як і стержнів легких ферм.

Поперечна сила від рівномірно розподіленого навантаження в параболічних арках дорівнює нулю. Якщо на арку діє одностороннє навантаження, то поперечна сила Q має максимальне значення на опорі і в ключі арки.

Стійкість арок із площини досягається за рахунок вертикальних зв'язків, які повинні розміщатися на відстані, що не перевищує 16 – 20 ширина пояса арки.

Стійкість арки в її площині забезпечується у разі виконання наближеної умови:

$$N_a > (1.2 \dots 1.3)N, \quad (2.27)$$

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

Критичну силу N_{cr} можна визначити наближено за формулою Ейлера, приймаючи за розрахункову довжину добуток половини дуги арки s на коефіцієнт приведення довжини μ :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{(0.5\mu s)^2}, \quad (2.28)$$

де I_x – момент інерції перерізу арки в 1/4 прогону. Коефіцієнт приведення довжини μ (табл. 2.2) враховує кривизну арки і залежить від співвідношення f/l .

Довжину дуги арки s визначають, користуючись аналітичним виразом нейтральної осі арки $y = f(x)$ за формулою:

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + (f'(x))^2} dx.$$

Вузли арок. Подібно до рам, найбільш складними в арках є опорні і ключові шарніри. Наскрізні арки у цих вузлах переходять у суцільний переріз, і отже, конструктивне рішення шарнірних вузлів суцільних і наскрізних арок виконується однаковими.

При порівняно невеликих прогонах нерухому опору виконують у вигляді плиткового або п'ятникового шарніра (рис. 2.18, а, б). Для більших прогонів застосовують дорожчі шарніри балансірного типу (рис. 2.18, в). Конструкція ключових шарнірів арок аналогічна конструкції опорних. У деяких випадках, при невеликих прогонах і навантаженнях, ключовий шарнір може бути вирішений у вигляді болтового або листового шарніра.

Затяжка в арці може розміщатися на рівні опорних шарнірів або вище опор. В арках із затяжками, встановлених на колони, співвідношення f/l приймають 1/8. Щоб уникнути провисання затяжки при неповному навантаженні, її по всій довжині за допомогою підвісок прикріплюють до арки. Кількість підвісок визначається залежно від максимальної гнучкості розтягнутого елемента затяжки, щоб виконувалася умова: $l_{ef}/i < 400$, де i – радіус інерції перерізу затяжки відносно горизонтальної осі.

Таблиця 2.2

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	1.0	1.1	1.2	1.3
Безшарнірна	0.7	0.75	0.8	0.85

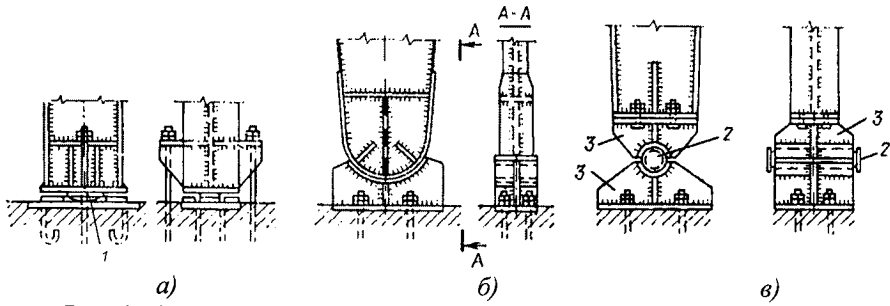


Рис. 2.18. Опорні шарніри арок: а – плитковий; б – п'ятниковий; в – балансирний: 1 – плита; 2 – цапфа; 3 – балансир

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 2002. – С. 187–195.
2. Металлические конструкции / Под ред. Н.П. Мельникова. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1980. – (Справочник проектировщика). – С. 306 – 320.
3. Металлические конструкции. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Белени. – 3-е изд. – М.: Стройиздат, 1991. – С. 68–143.
4. Строительная механика / Под ред. проф. Ю.И. Бутенко. – К.: Вища школа, 1989. – С. 87–100.
5. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1985. – 36 с.
6. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.

3. ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ ПОКРИТЬ

3.1. Загальний огляд, історія розвитку та класифікація

Загальний огляд. Балкові, рамні й аркові системи складаються з окремих плоских несучих конструкцій, з'єднаних між собою легкими зв'язками, які не виконують функції перерозподілу навантаження між несучими конструкціями. У просторових системах зв'язки мають уже достатній переріз, щоб сприймати навантаження та перерозподіляти його між несучими елементами. У цьому випадку переріз основних несучих елементів зменшується і навантаження перерозподіляється у двох напрямках. Такі просторові конструкції будуть легшими, ніж площинні.

Протягом століть під час будівництва будинків і споруд людина зводила масивні конструкції, що працюють на стиск. Для перекриття споруд, як правило, громадського призначення застосовувалися масивні склепіння або куполи з каменю, цегли або бетону – матеріалів, що можуть сприймати в основному стискальні зусилля. З розвитком на початку ХХ століття залізобетону, здатного приймати будь-які форми і опиратися стиску, розтягу і згину, почали створювати такі будівельні конструкції, у яких використовувалися властивості цього матеріалу, на які можна впливати.

Такими конструкціями є оболонки. У той час як склепінчасті конструкції сприймали переважно стискальні напруження, в оболонках під дією зовнішнього навантаження виникав складний напружено-деформований стан. Під оболонкою розуміється конструкція, форма якої є поверхнею одинарної чи подвійної кривизни, а товщина дуже мала, порівняно з розмірами поверхні у плані. Основна відмінність оболонок від склепінь полягає в тому, що в них можуть виникати і розтягувальні, і стискальні зусилля в двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Інтенсивний розвиток залізобетонних оболонок у 30–50-х роках ХХ ст. спричинив те, що самі поняття «просторові конструкції», «просторова робота» пов'язувалися насамперед з оболонками.

Однак просторові конструкції існували і до появи тонкостінних залізобетонних оболонок, насамперед, це металеві стержневі куполи і склепіння. Застосування металу (спочатку заліза, а потім сталі) як будівельного матеріалу для стержневих систем дало змогу не тільки удосконалити конструкції двосхилих будівельних ферм. Ще в ХІХ столітті застосовували легкі стержневі структури для влаштування склепінь і куполів, замінюючи ними традиційні масивні кам'яні конструкції.

Такий розвиток будівельних конструкцій відповідав удосконаленню графічних і аналітичних методів будівельної механіки. З'явилися циліндричні сітчасті склепіння, куполи Шведлера, а надалі – різні варіанти сталевих радіально-кільцевих куполів.

З винаходом у 1834 р. дротяного троса з'явився новий конструктивний елемент із чудовими властивостями – високою міцністю при малій масі,

гнучкістю, довговічністю. Конструкції, що працюють на розтяг, такі, як троси, вантові системи, шатри, тенти й оболонки-мембрани, належать до найефективніших видів будівельних конструкцій. Уперше вантові покриття з'явилися наприкінці минулого століття (роботи В.Г. Шухова). Однак дротяні троси спочатку масово застосовувалися для несучих елементів мостів, і лише пізніше – для несучих елементів висячих і вантових покриттів. В останніх функції несучих елементів виконують троси, а огорожувальних – конструкції заповнення (покрівлі).

У 60 – 70-х роках ХХ ст. одержали подальший розвиток сталеві стержневі просторові конструкції – структури, що деякою мірою аналогічні масивним (суцільним) конструкціям – плитам, плоским дискам. З іншого боку, ці конструкції являють собою розвиток плоских стержневих (решітчастих) конструкцій. У структурах використовують можливості застосування ефективних сталевих профілів, наприклад труб, і високо механізованого виробництва деталей. Стержневі просторові конструкції, вузли яких лежать на деякій поверхні одинарної чи подвійної кривизни, утворюють сітчасті оболонки. У просторових сітчастих конструкціях принцип концентрації матеріалу замінено принципом багатозв'язності системи, внаслідок чого конструктивна форма просторових систем суттєво відрізняється від звичайних площинних.

Класифікація просторових конструкцій. В основу класифікації просторових конструкцій покладені, головним чином, геометрична форма та принципи статичної роботи. Геометрична форма значною мірою визначає тип конструкції та принципи її статичної роботи.

Завдяки різноманітності сучасних просторових конструкцій створено декілька їх класифікацій. Наприклад, просторові конструкції за формою серединної поверхні поділяють на конструкції додатної, від'ємної або нульової гауссової кривизни. За матеріалом просторові конструкції поділяються на залізобетонні, армоцементні, металеві, дерев'яні, з пластмас і тканин (плівок).

Просторові конструкції покриття можна розділити на чотири основні групи за принципом статичної роботи:

- 1) впарушені (підйомисті) просторові конструкції;
- 2) вантові покриття;
- 3) структурні плити або структури;
- 4) м'які оболонки.

У групу **впарушених конструкцій** входять жорсткі оболонки, склепіння, складки. У жорстких оболонках і склепіннях незалежно від їх форми хоча б в одному напрямку діють стискальні зусилля (в оболонках додатної гауссової кривизни – в обох напрямках, в оболонках від'ємної гауссової кривизни – в одному напрямку, в склепіннях разом із стиском виникає згин). Контурні елементи (діафрагми, бортові елементи, затяжки) працюють на розтяг і/або згин. Розтяг або розтяг зі згином може виникати на невеликих ділянках оболонок або в якомусь певному напрямку. У цю групу включають також і складки, зусилля в яких діють у плоских гранях. При значній кількості граней останні вписують у криволінійну поверхню і зі збільшенням кількості граней складчаста конструкція наближається до оболонки.

Оболонки відрізняються підвищеною несучою здатністю і жорсткістю. Тому раціональні величини прогонів для складених покриттів – 40...120 м при використанні залізобетону і 200...220 м – при застосуванні металу.

Вантові покриття – група сучасних просторових конструкцій, в яких застосовується високоміцна сталь, що ефективно працює на розтяг. Вантові конструкції можуть перекривати великі площі довільної форми прогоном до 250 м. На відміну від вспарушених покриттів, які переважно працюють на стиск, вантові конструкції мають вгнуту, принаймні в одному напрямку, форму, що інтенсивно працює на розтяг при стиснутому або стиснуто-зігнутому контурі.

Структури аналогічні суцільними конструкціям – плитам та оболонкам, й утворюються із металевих стержневих елементів, з'єднаних між собою за законами кристалографії. Елементами структурних плит також можуть бути армоцементні і дерев'яні суцільні пластини, що дає високоестетичні рішення інтер'єрів залів.

М'які оболонки – група просторових конструкцій, виконаних з матеріалів, що працюють виключно на розтяг (пластмаси, тканини, метали у вигляді волокон або плівок). М'які оболонки несуть такі навантаження, які в жорстких викликає б стиск. Вони сприймають навантаження лише за умови їх попереднього натягу, який створюється пневматичним (аеростатичним) або механічним способом.

3.2. Структурні плити

Одним з важливих напрямків розвитку сучасних просторових конструкцій, які виготовляються з металу, є структурні конструкції. Структурні конструкції виконують у вигляді плоских плит, циліндричних оболонок або сітчастих куполів. Усі ці структурні конструкції являють собою, як правило, просторові ферми, рідше рами з певною регулярною структурою. Різноманітні типи структур утворюються сіткою з чотирикутних чи трикутних комірок. Усі структури можна розділити на одношарові (односітчасті) і двошарові (двосітчасті). Вузли одношарових структур лежать на одній поверхні. Вузли двошарових структур лежать на двох паралельних поверхнях. Одношарові структури характерні для стержневих оболонок позитивної гауссової кривизни, сітчастих куполів. Їх застосовують також у циліндричних оболонках невеликих прогонів. Для стержневих плит найчастіше використовуються двошарові структури.

Просторові структурні металеві конструкції мають переваги порівняно з традиційними рішеннями, а саме:

- 1) максимальна уніфікація вузлів і стержневих елементів;
- 2) просторовість роботи системи, здатність сприймати нерівномірні зосереджені навантаження;
- 3) підвищена жорсткість;
- 4) підвищена надійність, що виключає можливість раптових руйнувань;
- 5) полегшення огорожувальних конструкцій покритті завдяки частій сітці вузлів;
- 6) можливість використання досконалих методів монтажу (збирання конструкцій на землі і підйом покриття великими блоками);

- 7) збірність-розбірність (за необхідності);
- 8) архітектурна виразність і гнучкість застосування для будівель різного призначення.

Разом з тим необхідно відзначити, що вузли просторових конструкцій, як правило, складніші у виготовленні, а виготовлення елементів вимагає точності, характерної для машинобудування, тобто в 10 разів вищої, ніж для традиційних будівельних конструкцій.

Стержневі плити можуть мати різну конфігурацію в плані, довільну кількість і розташування опор. Основні переваги стержневих плит полягають в однотипності конструктивних елементів, можливості їхньої максимальної уніфікації, зручності розташування підвісного транспорту і підвісних стель.

Компонування. Найбільш раціональною, економічною з огляду витрати сталі є жорстка структура, створена нахиленими перехресними фермами трьох напрямків (рис. 3.1, а). Проте така система є складнішою з конструктивного погляду та трудомісткою у монтажу. Перевага надається конструктивно простій перехресній системі з ортогональними до опорного контуру фермами (рис. 3.1, б і в). Верхні і нижні вузли таких структур виконуються однотипними та простішими.

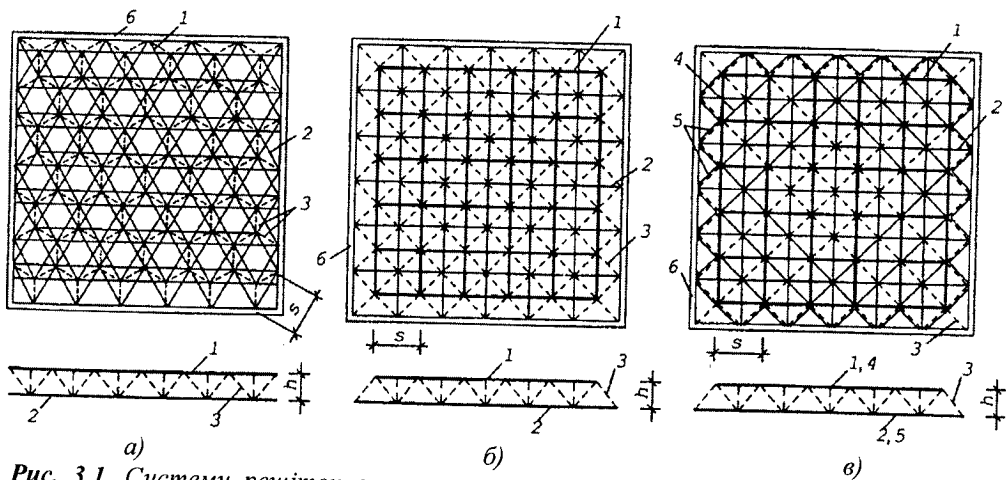


Рис. 3.1. Системи решіток структурних покрить: а – з поясами з рівнобічних трикутних комірок; б – з поясними сітками з квадратних комірок; в – те саме, підсилені діагоналями в пропорційних зонах; 1 – верхні пояси; 2 – нижні пояси; 3 – похилі розкоси; 4 – верхні діагоналі; 5 – нижні діагоналі; 6 – опорний контур

Завдяки просторовій жорсткості структурними конструкціями можна перекидати значні прогони при невеликій будівельній висоті (1/15–1/25 прогону). Оптимальний кут нахилу розкосів з умови найменшої ваги дорівнює 45° , на практиці цей кут приймають в межах $35^\circ \dots 55^\circ$. Модуль конструкції – відстань між осями ферм при прогонах до 50 м приймають 2...3 м. Застосування в структурах низьколегованих і високоміцних сталей стає раціональним при прогонах понад 40 м.

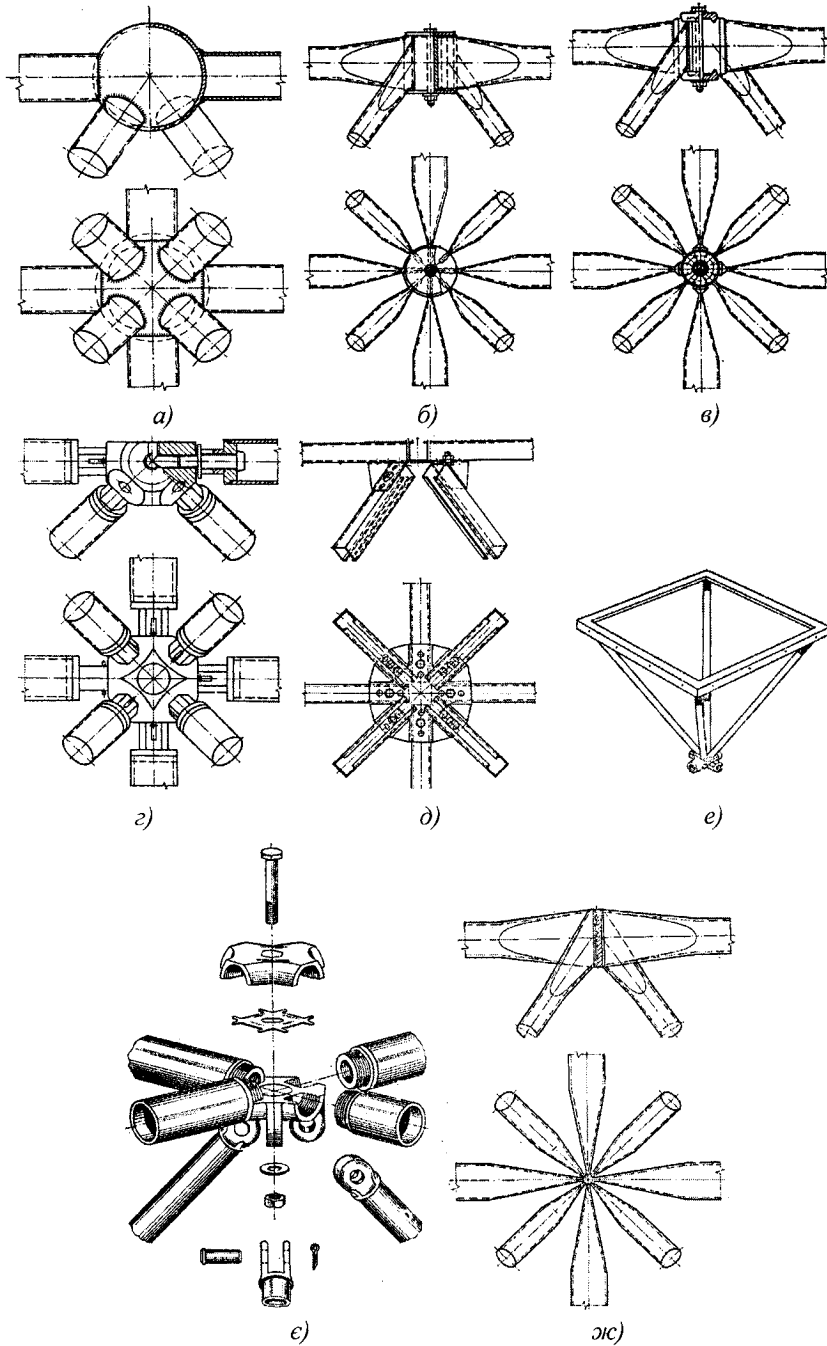


Рис. 3.2. Типи вузлових з'єднань металевих структурних конструкцій: а – «Октаплатт», б – «Триодетик», в – «ІФ1», г – «Меро»; д – «Юністрат», е – «Спейс-Дек», ж – «Нодус», з – ЦНДІБК

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, мінімальної металомісткості, а також естетичним вимогам. Для звичайних виробничих будинків вигідніше застосовувати структури з прокатних профілів, незважаючи на те, що вони на 15...25% важчі від структур з труб. На масу та вартість структурних конструкцій значно впливають вузлові з'єднання, на які витрачається до 15...20% матеріалу.

Типи вузлових з'єднань. Вузли структурних конструкцій можна розділити на такі типи:

- зі з'єднувальними елементом, до якого кріпляться стержні, що сходяться у вузлі і без з'єднувального елемента;
- нерозбірні (зварні) і розбірні (на шпильках або болтах).

У закордонному будівництві застосовують різні конструктивні рішення вузлових з'єднань (рис. 3.2). Вузловий елемент системи «Октаплатт» (Німеччина) (рис. 3.2, а) являє собою порожню кулю, зварену із двох штампованих півкуль. Трубчасті стержні відповідної довжини мають обрізані під прямим кутом торці без спеціального оброблення кромки. Однотипність вузлів допускає зварювання спеціальними напівавтоматичними пристосуваннями. Кути підходу стержнів до вузла можуть бути довільними. Зусилля в окремих стержнях можуть досягати 200 кН. Покриття системи «Октаплатт» зварюють з окремих елементів на будівельному майданчику, часто на проектній відмітці. Недоліком вузла є малі допуски в довжинах труб і великий обсяг монтажного зварювання.

Вузловий елемент системи «Триодетик» (Канада) (рис. 3.2, б) являє собою циліндр із прорізами рифленого профілю. Кількість пазів може досягати дев'яти. Кінці трубчастих стержнів обрізані під відповідними кутами і розплющені на спеціальному пресі за формою, що відповідає профілю паза вузлової деталі. Усі стержні фіксуються в прорізах одним затискним болтом. Конструкції виготовляють з алюмінієвих сплавів і зі сталі.

Вузол системи «ІФІ» (Німеччина) (рис. 3.2, в) складається з двох сталевих круглих дисків з ребрами по краю, що стягуються між собою одним високоміцним болтом. Між дисками затискають клиноподібні наконечники, приварені до сплюснених кінців труб.

Ці три типи вузлових з'єднань найбільш універсальні, їх можна застосовувати не тільки для стержневих плит, а й для сітчастих оболонки одиної і подвійної кривизни.

Інші типи вузлових з'єднань носять риси жорсткої уніфікації і можуть застосовуватися тільки для стержневих плит з октаедричною структурою.

Вузловий елемент системи «Меро» (Німеччина) (рис. 3.2, г) являє собою кулю з отворами, що мають різьбу. Для приєднання до кулі на кінцях трубчастих стержнів передбачені конічні наконечники з вставним болтом і муфтою. Обертання муфти болт вгвинчується в отвір кулі. Конструкція вузла допускає з'єднання до 18 стержнів.

Вузловий елемент системи «Юністрат» (США) (рис. 3.2, д) виконаний у вигляді штампованого фасонного алюмінієвого чи сталевих листа з вісьмома пло-

щинами для підходу стержнів швелерного профілю. Кожен стержень з'єднується з вузловим елементом одним болтом. Добру роботу з'єднання на зсув забезпечують виступи і відповідні їм поглиблення па площинах стержнів, що примикають, і вузлової деталі.

В основу англійської системи «Спейс-Дек» і її різновиду «Ненк-систем» покладено пірамідальний елемент заводського виготовлення (рис. 3.2, *е*). Квадратну основу піраміди виконують з кутника, з основою сусідньої піраміди його з'єднують болтами. Вершини пірамід мають трубчасті муфти, що з'єднуються елементами з високоміцної сталі. Монтувати покриття можна цілком, окремими тригранними фермами чи блоками з двох просторових ферм.

Вузловий елемент «Нодус» (рис. 3.2, *є*) складається з двох половин і має чотири патрубкі, в які закладають наконечники чотирьох поясних стержнів. Обидві половини стягують болтом. Передача зусиль здійснюється завдяки рифленій поверхні дотичних патрубків і наконечників. Розкоси приєднують до спеціальних вушок на одній з половин вузлової деталі за допомогою шпильки.

Різновид «Меро» – вузловий елемент системи «Веймар» (Німеччина), що являє собою півкулю з отворами; стержні приєднуються болтами. Внутрішня порожнина напівкулі закривається плоскою кришкою. Розроблений також варіант вузла, що складається з двох півсфер.

Вузлове з'єднання, розроблене в ЦНДІБК ім. В.А. Кучеренко (рис. 3.2, *ж*), відрізняється від раніше застосовуваних тим, що сплюснені кінці всіх стержнів, що примикають, безпосередньо зварюються між собою без будь-яких перехідних деталей. Ванне зварювання здійснюється в спеціальному кондукторі на мідній підкладці. Маса зварних вузлів не перевищує 2.5 % маси всієї конструкції.

У вітчизняній будівельній практиці найбільше поширення отримали рішення ЦНДІБК, вузлові з'єднання «ІФІ» у покриттях типу «Берлін», вузол типу «Меро», вдосконалений Московським архітектурним інститутом.

Розрахунок. Статичний розрахунок стержневих плит виконують на ЕОМ за спеціально розробленими програмами, наприклад, за допомогою програмних комплексів «Міраж», «Ліра», «SCAD».

Для попереднього розрахунку використовуються наближені методи, коли конструкція розглядається як ортотропна плита з пружними характеристиками і граничними умовами, що відповідають стержневій конструкції. При такій схемі враховують вплив і згинальних, і крутних моментів.

Для спрощення розрахунку стержневі плити розглядають як ізотропні плити (рис. 3.1, *а* і *в*) або систему перехресних ферм (рис. 3.1, *б*) без врахування крутних моментів. Згинальні моменти і поперечні сили визначають за таблицями для розрахунку плит або перехресних ферм. Отримавши з розрахунку такої плити або ферми величини розрахункових зусиль, визначають розрахункові зусилля в стержнях за формулами:

$$- \text{ для схеми на рис. 3.1, а: } N_n = \pm 0.578 \frac{M_{nr} s}{h}; N_p = \frac{Q_{nr} s}{2 \sin \alpha}; \quad (3.1)$$

$$- \text{для схеми на рис. 3.1, б: } N_n = \pm \frac{M_{n,\phi} s}{h}; N_p = -\frac{Q_{n,\phi} s}{2 \sin \alpha}; \quad (3.2)$$

$$- \text{для схеми на рис. 3.1, в: } N_n = \pm 1.1 \frac{M_{nl} s}{h}; N_p = -0.55 \frac{Q_{nl} s}{2 \sin \alpha}; \quad (3.3)$$

$$N_{n,k} = \pm 0.5 N_n; N_d \pm 0.5 N_n,$$

де N_n, N_p – максимальні зусилля в поясних стержнях і опорних розкосах; $N_{n,k}$ – зусилля в поясах кутової зони; N_d – зусилля в діагоналях; M_{nl} і Q_{nl} , $M_{n,\phi}$ і $Q_{n,\phi}$ – максимальні зусилля і поперечні сили відповідно в ізотропних плитах і перехресних фермах; s – довжина поясних стержнів (модуль структури); h – відстань між поясами (висота); α – кут нахилу розкосів до горизонту.

Наближені значення прогинів також може бути знайдено як для ізотропних плит або перехресних ферм. При цьому циліндричну жорсткість обчислюють за формулами:

- для схеми на рис. 3.1, а – $D = 0.37K$;
- для схеми на рис. 3.1, б – $D = 0.40K$;
- для схеми на рис. 3.1, в – $D = 0.46K$;

$$K = E s A_{\phi,n} \frac{\tan^2 \alpha}{1 + A_{\phi,n} / A_{n,n}}, \quad (3.4)$$

де $A_{\phi,n}, A_{n,n}$ – площі перерізів стержнів верхнього і нижнього поясів.

У стержневих плитах (структурах), опертих по контуру, при дії рівномірно розподіленого навантаження зусилля в стержнях неоднакові. Оскільки в більшості випадків перерізи однотипних стержнів підбираються на максимальне зусилля, більшість стержнів недонапружені, що призводить до перевитрати матеріалів. Тому для подібних конструкцій може бути раціональним створення попереднього напруження. Попереднє напруження створюють вертикальним зміщенням опор або постановкою і натягом шпренгелів у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Конструктивну висоту ненапруженої структурної плити призначають залежно від жорсткості покриття і розмірів комірок поясних сіток. На практиці приймають висоту структурних плит 1/15–1/20 прогону для стержнів із труб і 1/20–1/25 прогону для профільного прокату.

Розміри комірок поясних сіток залежать від типу вузлових з'єднань та покриттєвого настилу. Розміри комірок приймаються такими, щоб покриття виконувалось без прогонів. На практиці структурні плити застосовують при прогонах до 60...80 м.

Застосування. У промисловому будівництві структурні плити знайшли застосування для покриття одноповерхових виробничих будинків, які зводять з легких металевих конструкцій. В СРСР були розроблені і серійно виготовлялися системи покриття типу “Кисловодськ”, ЦНДІБК, “Модуль”. Техніко-економічні показники цих систем наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Техніко-економічні показники структурних плит

Назва	Прогін, м	Крок колон, м	Висота, мм	Переріз елементів	Сніговий р-н	Підвісні крани	Витрата сталі, кг/м ²
ЦНДІБК	18, 24	12	1455; 2000	I №12...22	I – IV	До 3.2 т	21...33
Кисловодськ	18 + 2 консолі по 6; 24 + 2 консолі по 6	18 24	2120	∅ 60...127	I – IV	До 2.0 т	21...30
Модуль	18 + 2 консолі по 6; 24 + 2 консолі по 6	18 24	1414	∅ 50...133	I – III	До 2.0 т	17...23

Для порівняння, витрата сталі при використанні кроквяних ферм з круглих труб орієнтовно становить 35...40 кг/м².

3.3. Сітчасті циліндричні оболонки і склепіння

Конструкції цього типу являють собою, як правило, статично невизначені системи, що з конструктивних міркувань, а також з умови забезпечення загальної жорсткості покриттів, виконують у вигляді стержневих сіток з однаковими комірками. Сітчасті циліндричні оболонки і склепіння виконуються одно- і двохшаровими.

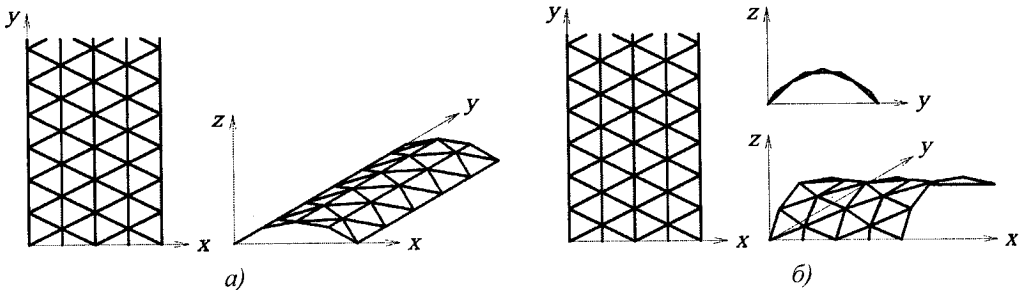


Рис. 3.3. Схема утворення циліндричної оболонки з плоскої трикутної стержневої сітки: а – згинанням її в напрямку осі x ; б – згинанням її в напрямку осі y

Найпростіша сітчаста циліндрична оболонка утворюється згинанням плоскої трикутної сітки в напрямку осі x (рис. 3.3, а). Щоб забезпечити геометричну незмінюваність си-

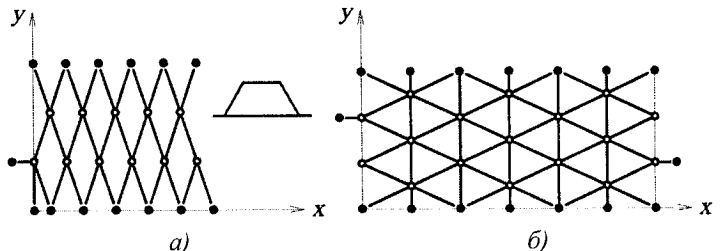


Рис. 3.4. Схема циліндричних сітчастих оболонок з ромбічною сіткою: а – з прямою; б – з косою

стеми, сітку закріплюють у площинах торців оболонки. Зберігаючи незмінною довжину стержнів, можна змінювати обрис перетину оболонки; при цьому змінюються тільки кути між стержнями і відповідно вузли їх з'єднання. Якщо конструкція вузлів допускає поворот стержнів у площині перетину, то з однієї і тієї самої стержневої сітки можна виконувати циліндричні оболонки будь-якого профілю, залежно від обрису торцевих стін.

Сітчаста циліндрична оболонка також може бути утворена з плоскої трикутної сітки, але шляхом згинання її в іншому, перпендикулярному напрямку (рис. 3.3, б). Вузли трикутних комірок

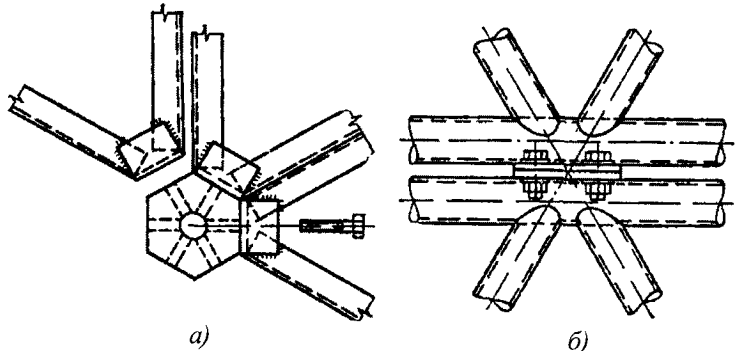


Рис. 3.6. Вузли циліндричних сітчастих оболонок

сітки розташовуються так, що суміжні перетини оболонки (по стержнях) мають різні радіуси кривизни. Така система є більш жорсткою, ніж зображена на рис. 3.3, а, але їй уже не можна надати будь-яку форму перетину, не змінюючи кроку стержнів. Крім того, у цьому випадку ускладнюється вирішення вузлових з'єднань, а також конструкція покрівлі, якщо тільки вона не виконується у вигляді м'якої оболонки.

На рис. 3.4 показано приклади побудови конструкції одношарових сітчастих оболонок із прямою *a* і косою *b* ромбічною стержневою сіткою. Серед стержнів, що сходяться в кожному вузлі сітки, принаймні три не повинні лежати в одній площині. Конструкцію оболонки можна необмежено розвивати в напрямку осі *x*, як показано на рис. 3.4, а. Однак при цьому зростають

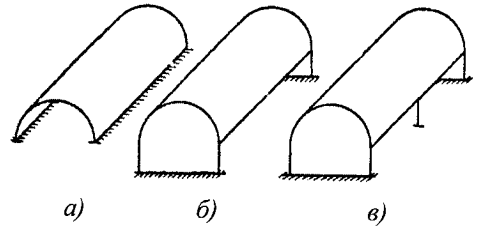


Рис. 3.5. Схеми обтирання циліндричних покрить

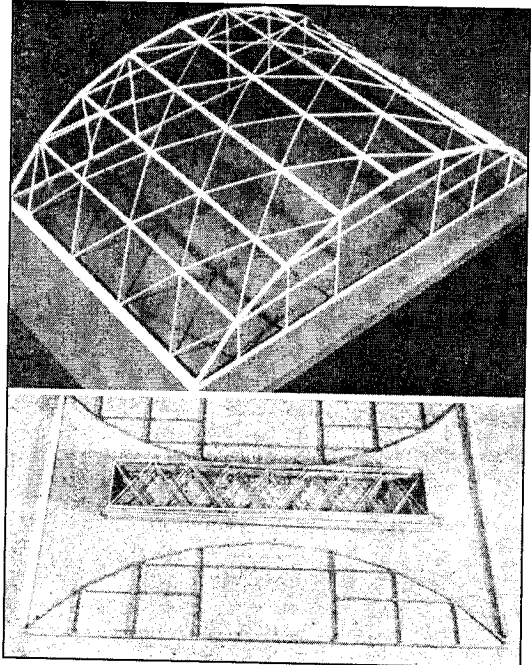


Рис. 3.7. Сітчаста циліндрична оболонка, яку складають з плоских ферм

зусилля в стержнях поблизу осі u ; тому конструкцію замикають з протилежного торця, перетворюючи її в симетричну (і статично невизначену). Збільшення прогону оболонки звичайно супроводжується введенням додаткових опорних закріплень або проміжних стержнів і, отже, ускладненням конструктивної схеми.

Оболонки з косою ромбічною сіткою (рис. 3.4, б) мають несиметричну конструктивну схему; крім того, їх недоліком є занадто великі кути (близькі до 180°) між діагональними стержнями. З іншого боку, вузли в таких оболонках розташовуються на поверхнях різного радіуса; цей ефект, аналогічно подвійній кривизні, підвищує несучу здатність оболонки.

Циліндричні сітчасті оболонки найчастіше виконують у вигляді склепін з опиранням на прямолінійні твірні контуру (рис. 3.5, а), однак можуть застосовуватися й інші схеми опирання – на торцеві діафрагми і з проміжними опорами (рис. 3.5, б, в). При прогонах, які не перевищують 30 м, циліндричні оболонки виконуються односітчастої структури з квадратними і трикутними комірками. При великих прогонах застосовуються двосітчасті структури. Як і стержневі плити, циліндричні сітчасті оболонки мають однотипні вузли. Конструктивною особливістю циліндричних оболонок є те, що осі двох сусідніх вузлів не лежать в одній площині, тому стержневі елементи найчастіше проектують із круглих труб або тонкостінних відкритих профілів, що допускають закручування осей стержнів на певний кут без виникнення значних напружень.

Для циліндричних сітчастих оболонок застосовують універсальні вузлові з'єднання типу «Октаплатт», «Тріодетик», «ІФІ», а також вузлові з'єднання, розроблені спеціально для циліндричних оболонок. Наприклад, у Чехії розроблено конструкцію циліндричного склепіння, що складається зі стержнів швелерного профілю і шестикутних вузлових деталей. Стержні кріпляться болтами

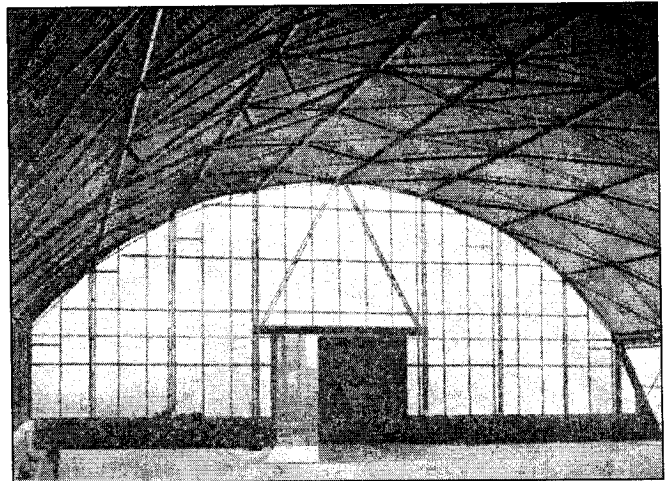


Рис. 3.8. Сітчаста циліндрична оболонка прогоном 16,6 м

Часто циліндричні оболонки монтують окремими плоскими фермами (рис. 3.7). Стержні, розташовані уздовж прямолінійних твірних, у цьому випадку виходять спареними. На рис. 3.6, б показано приклад вирішення монтажного вузла такої оболонки.

Найбільш раціональними, з погляду розподілу зусиль, є конструкції сітчастих циліндричних оболонок типу показаної на рис. 3.8. Для такої оболонки найбільш невідгідне сполучення утвориться однобічним сніговим і вітровим навантаженнями. Витрата сталі при прогоні 16,6 м становить близько $11 \text{ кг на } 1 \text{ м}^2$ площі, що перекривається.

3.4. Безкаркасні складчасті будинки

Історія виникнення та розвиток безкаркасних складчастих будинків (БСБ). Перші згадки про складчасті конструкції, захищені патентами за кордоном, належать до 1937 р. Тоді для покриття полігональної в плані споруди було використано тонколистовий настил у вигляді плоских трикутників, розташованих під кутом до поясів з утворенням складчастого покриття (рис. 3.9, а). Інше рішення дало змогу з плоских панелей складати прямокутні в плані безкаркасні будинки склепінчастого перерізу (рис. 3.9, б).

В 40–50-х рр. ХХ ст. в США було видано низку патентів на БСБ аркового або склепінчастого обрису, які утворювалися з однакових арок, що безпосередньо примикали одна до одної. Переріз арок трикутний або *U*-подібний (рис. 3.9, в). В СРСР перше авторське свідоцтво по складчастих конструкціях було видано на складчасте склепіння з листового металу (рис. 3.9, г).

З того часу БСБ пройшли значний шлях розвитку, під час якого вдосконалювалися: конструктивна схема будинку; форма елементів, з яких утворюється БСБ; матеріали для їх виготовлення; конструкція з'єднання елементів між собою; методи розрахунку конструкцій БСБ тощо.

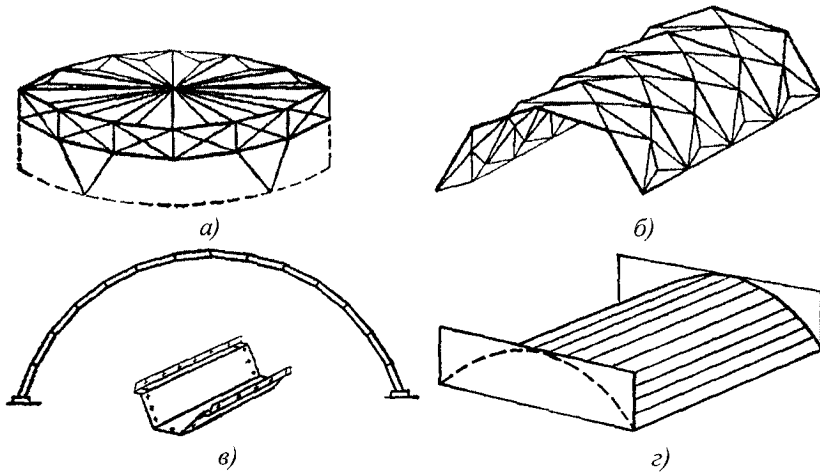


Рис. 3.9. Перші конструктивні рішення складчастих конструкцій: а – полігональне покрівельне покриття; б – безкаркасні конструкції склепінчастого обрису з трикутних елементів; в – те саме, з трапецієподібних елементів; г – з плоских прямокутних елементів

Сфера застосування. Переваги і недоліки. БСБ прогоном 12, 15, 18, 24 м серійно виготовляли на заводах металоконструкцій в Україні. З 1965 по 1990 рр. було виготовлено і змонтовано близько 20 000 БСБ прогоном 12 м, понад 300 – прогоном 24 м загальною площею понад 7.5 млн. м². Крім того, відомі приклади зведених БСБ прогонами 36 і 48 м.

БСБ раціонально застосовувати у промисловості для:

- будинків складів;
- тимчасових або постійних механічних та інших майстерень;

- будинків компресорних, пересувних електростанцій, ремонтних цехів, гаражів з підвісними кранами вантажопідйомністю 0.5...3.0 т;
- збірно-розбірних будинків;
- промислових будинків у важкодоступних районах.

Крім того, можливе застосування БСБ для будинків соціально-культурного та спортивного призначення (виставкові павільйони, плавальні басейни тощо).

Сфера застосування БСБ визначається такими їх перевагами:

- 1) низька матеріаломісткість за рахунок створення ефективних конструкцій, які поєднують несучі та огорожувальні функції, та використання тонколистових розтягнутих поверхонь;
- 2) високий ступінь типізації та уніфікації елементів та зменшення кількості їх типорозмірів;
- 3) використання аеродинамічно доцільних та стійких форм будинків;
- 4) зменшення трудомісткості виготовлення конструкцій для БСБ;
- 5) зменшення транспортних витрат за рахунок зменшення ваги та габаритів конструктивних елементів;
- 6) скорочення термінів будівництва;
- 7) можливість багаторазового монтажу-демонтажу БСБ.

До недоліків БСБ слід віднести:

- 1) необхідність вжиття спеціальних заходів для забезпечення потрібних теплоізоляційних властивостей, стійкості проти корозії та дії вогню;
- 2) застосування тільки підвісних кранів малої вантажопідйомності.

Матеріали для складчастих конструкцій. Визначальне значення для складчастих конструкцій має матеріал, з якого вони виготовлені. Як матеріали для виготовлення елементів складчастих конструкцій використовують залізобетон, метали (сталь і алюміній), пластмаси, спеціальні типи фанери, картон і ін. Але найбільш конструктивній формі складчастих конструкцій відповідає метал, зокрема легкі сплави на основі алюмінію. Цей матеріал, порівняно зі сталлю, має такі переваги:

- вищий конструктивний коефіцієнт (відношення розрахункового опору до питомої ваги);
- висока стійкість алюмінієвих сплавів проти корозії;
- механічні характеристики алюмінієвих сплавів при негативних температурах не погіршуються, а навпаки, підвищуються;
- співударення твердих предметів з алюмінієвими сплавами не викликає іскріння, тому БСБ із цих матеріалів можуть бути використані для розміщення в них вибухонебезпечних виробництв;
- процес виготовлення конструкцій з алюмінієвих сплавів порівняно зі сталевими значно простіший і не вимагає настільки потужного устаткування.

У той же час алюмінієві сплави мають і недоліки, основні з яких такі:

- модуль пружності алюмінієвих сплавів приблизно втричі менший, ніж у сталі, і практично не залежить від марки сплаву. Це змушує вишукувати спеціальні співвідношення розмірів і форм перерізу елементів для виготовлення БСБ;

- коефіцієнт температурного розширення алюмінієвих сплавів удвічі більший, ніж у сталі, однак «складчастість» БСБ дозволяє нейтралізувати цей недолік без влаштування спеціальних деформаційних швів.

Для елементів БСБ, виконуваних зі сталі, можна використовувати ті самі матеріали, що і для профільованих настилів – оцинковану сталь марки СтЗ. Допускається виготовлення елементів з рулонної оцинкованої сталі марок Ст1кп, Ст1пс, Ст2кп і Ст2пс з підвищеними міцнісними властивостями. При застосуванні неоцинкованих сталей тих самих марок потрібно виконувати захист елементів від корозії.

Формоутворення профільованих елементів. Ефект підвищення жорсткості металевих листів внаслідок профілювання використали в будівництві ще у 1900 р., коли в огорожувальних конструкціях покриття адміністративного будинку в Сідней було застосовано хвилясті профільовані листи з алюмінію. Проте конструктивні розробки і методи розрахунку тонколистових конструкцій належать приблизно до 30-х рр. ХХ століття і пов'язані з бурхливим розвитком авіації. Однак проведення досліджень, на основі яких можливо було б розробити нові оптимальні форми профільованих листів і настилів, стало можливим тільки останніми роками завдяки розвитку теорії тонких пластин і електронно-обчислювальної техніки, що дозволили створити математичні моделі роботи тонкостінних елементів.

У початковий період використання настилів найрозповсюдженішою формою профілювання була синусоїдальна з невеликою висотою хвиль, яка дорівнює 30...40 мм, і кроком 60...130 мм. Надалі перерізи профільованих листів, що утворюють покрівельні настили й обшивку стін, набувають різноманітної конфігурації. Нині нараховують десятки видів профільованих настилів, у яких висота хвиль становить 30...150 мм. Для використання настилів як огороження будівельних споруд необхідне влаштування обрешітки або обмеження кроку несучих конструкцій у межах 2...6 м. Остання вимога істотно знижує ефективність використання настилів і змушує шукати нові, більш раціональні конфігурації їх поперечного перерізу, що забезпечує збільшення несучої здатності і жорсткості. В багатьох випадках це досягається влаштуванням місцевих вигинів або виштампувань.

Довжина листів з невеликою висотою профілювання може коливатися в межах 2...18 м і обмежена, в основному, умовами транспортування та необхідністю врахування температурних деформацій. Товщина їх коливається в межах 0.6...1.4 мм і диктується вимогами як міцності, так і корозійної стійкості. Ширина готових листів, як правило, не перевищує 1.3 м і залежить тільки від ширини вихідної заготовки.

Усі зазначені види профільованих листів виготовляють на роликотвинних станах або штампуванням.

Принципово новою формою профільованих листів підвищеної жорсткості стало створення великорозмірних елементів-складок із гладкої тонколистової заготовки одно- або багаторазовим її перегином або прокатування, що забезпечує профілювання великорозмірних елементів. На відміну від настилів – другорядних

елементів споруд, які виконують лише огорожувальні функції в конструкціях покрівель і стін, профільовані складки є, насамперед, несучими елементами, здатними сприймати зусилля від усіх силових впливів, а також виконувати огорожувальні функції. З таких елементів-складок, що з'єднуються безпосередньо між собою в різних комбінаціях, складають безкаркасні складчасті системи будинків і споруд різного прогону і конфігурації в плані.

Традиційно складки виконувалися з жорстким несучим контуром і обшивкою з листів завтовшки 1...4 мм, що при виникненні в конструкції значних зусиль можуть втрачати стійкість. Звичайно грані складок у цих випадках виконують з фермочок або тонких листів, оконтурених поздовжніми ребрами, що створюють жорсткий контур-каркас складчастої системи (рис. 3.10).

На відміну від традиційних каркасних складчастих систем, безкаркасні складки складають з якісно нових великорозмірних тонкостінних елементів, що не мають каркаса. З таких елементів можна формувати безкаркасні тонкостінні складчасті системи, однією з головних відмінних рис яких є відсутність спеціальних жорстких контурів. Роль останніх відіграють перегини листів (ребра) і відбортовки, що утворюються в результаті профілювання, а також стикувальні фланці, необхідні для з'єднання елементів між собою, або інші елементи, наприклад, поздовжні замикальні стержні, що забезпечують незмінюваність усього будинку в поздовжньому напрямку.

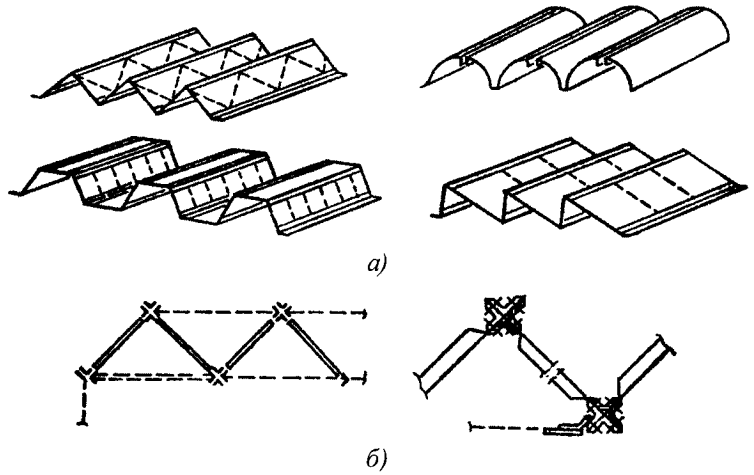


Рис. 3.10. Складчасті системи з жорстким несучим контуром: а – загальний вигляд; б – конструкція

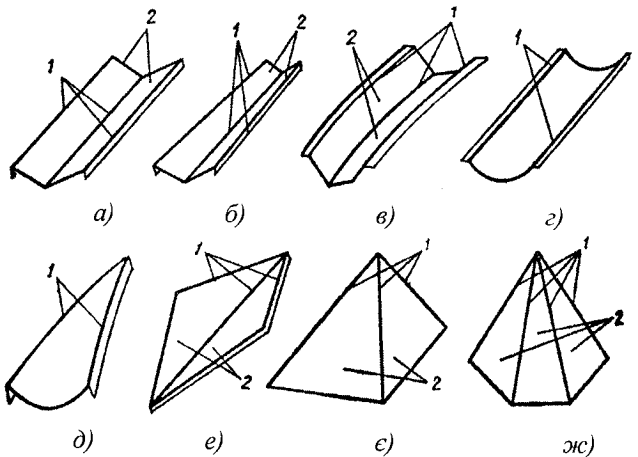


Рис. 3.11. Класи профільованих елементів: а, б – лоткоподібні прямолінійні; в, г, д – те ж криволінійні; е – ромбічні; е, ж – об'ємні; 1 – ребра; 2 – грані

За своєю геометричною конфігурацією складчасті елементи можуть бути: прямолінійними, криволінійними (з прямолінійними твірними і подвійної кривизни); об'ємними. Складчасті системи, різні як за статичною схемою, так і за геометричною конфігурацією, утворюються з окремих профільованих елементів, що за формою можуть бути розділені на три групи: лоткоподібні (рис. 3.11, *a – д*), ромбічні (рис. 3.11, *e*) і просторові складної конфігурації (рис. 3.11, *є, ж*).

У практиці будівництва найчастіше застосовуються лоткоподібні, а в деяких випадках і ромбічні елементи, з яких можна конструювати будинки і споруди переважно аркового, склепінчастого, купольного та інших подібних обрисів.

Типи складчастих конструкцій. Конструкції будинків і споруд зі складчастих елементів, що поєднують несучі і огорожувальні функції, можна віднести до чотирьох основних типів: які спираються на стіни або каркас; структурні; безкаркасні; комбіновані – частково оперті на каркас, частково безкаркасні.

До першого типу конструкцій належать балкові складчасті конструкції – покриття або стін. У цьому випадку складки торцями спираються на стіни або ригелі каркаса (рис. 3.12, *a*). Балкові складчасті конструкції застосовують в покриттях традиційних каркасних будинків зі значними прогонами між несучими стінами або ригелями, оскільки при великій висоті перерізу складок забезпечується необхідна міцність, а за рахунок виконання тонкостінними гранями як несучих, так і огорожувальних функцій – мала витрата металу.

Другий тип складчастих конструкцій – структурні – є своєрідними куполами, парасольковими спорудами та ін. За кордоном, зокрема, поширені купольні покриття (куполи Фуллера), що збираються зі стержнів, як правило, круглого перерізу і заповнюються ромбічними або трикутними штампованими елементами (рис. 3.12, *б*).

Основна маса споруджуваних нині складчастих будинків є безкаркасна і належить до третього типу конструкцій (рис. 3.12, *в*). Саме в цих будинках максимально виявляються основні позитивні властивості складчастих конструкцій – однотипність і взаємозамінність елементів, простота виготовлення, перевезення і монтажу. Як правило, усі ці будинки збірні (на болтах), що в разі потреби забезпечує можливість перенесення їх в інше місце.

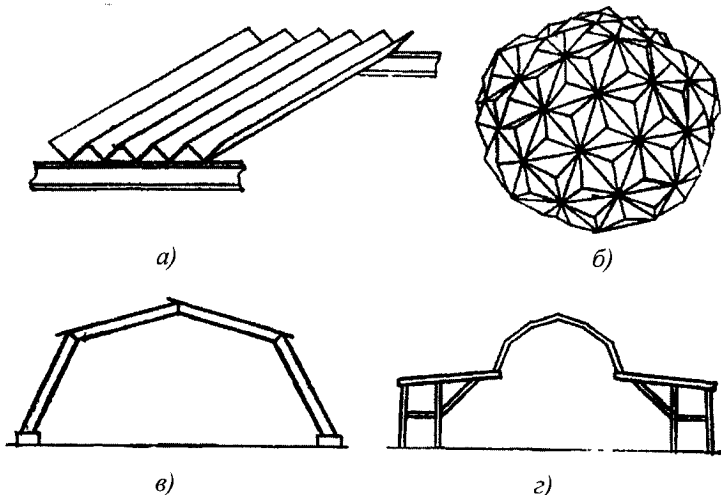


Рис. 3.12. Типи складчастих конструкцій: *a* – спираються на каркас; *б* – структурні; *в* – безкаркасні; *г* – комбіновані

Головними відмінними рисами безкаркасних будинків є:

- відсутність звичайного набору конструктивних елементів – колон, ферм, стінового заповнення тощо, роль яких виконують однотипні профільовані елементи, що поєднують несучі і огорожувальні функції;
- просторова робота конструкції, що має неперервну поверхню, здатну передавати навантаження у двох взаємно перпендикулярних напрямках;
- високий ступінь тонкостінності елементів, виконуваних з листів завтовшки 1...3 мм;
- можливість створення будинків повної заводської готовності, які складаються і трансформуються.

І, нарешті, до четвертого типу конструкцій належать комбіновані конструкції – каркасно-безкаркасні (рис. 3.12, з). Прикладом такого будинку є ангар для літаків у Баку, де БСБ прогоном 24 м встановлено на консольних балках сталевого каркаса.

Конструктивні рішення БСБ. Складчасті конструкції можна охарактеризувати як неперервну тонкостінну систему, яка має в поперечному перерізі вигнутий профіль, що забезпечує їй необхідну жорсткість і несучу здатність при прийнятті поперечних навантажень. Кожна грань або хвиля складки є окремим конструктивним елементом, з яких під час монтажу збирають неперервну просторову систему.

При компонуванні перерізів складчастих елементів виходять, насамперед, з раціонального розподілу матеріалу по перерізу профільованого елемента і сталості товщини листа, з якого елемент профілюється. При цьому враховують, що деяка частина тонкого листа під час завантаження втрачає стійкість, переходячи в закритичну стадію роботи. Складений переріз з потовщеними ребрами і тонкими стінками (гранями) не розглядається, тому що він належить до особливого – можливого, але важко реалізованого – типу складчастих конструкцій.

З цих передумов випливає, що підвищення несучої здатності окремих профільованих елементів можна досягти за рахунок створення різних перегинів вихідного листа для утворення ребер (рис. 3.11), введення до складу перерізу горизонтальних ділянок між такими ребрами, а також виконання виштампувань, що підкріплюють плоскі грані елементів. Слід зазначити, однак, що створення всіх цих вигинів, плоских горизонтальних або гофрованих граней, виштампувань тощо пов'язано з деяким ускладненням поздовжніх і поперечних стиків елементів, що обмежує можливість утворення раціональної форми профільованих елементів, а також ускладнює гнуття чи прокатування елементів.

Поздовжні відбортовки і відгини, які утворюють стики елементів між собою, використовують як робочі ділянки елементів, що виключає додаткову витрату металу на стики.

Істотний вплив на форму елементів справляє прагнення одержати складчастий переріз із симетричним розташуванням граней і ребер.

Несуча здатність профільованих елементів значною мірою визначається товщиною листа. Звичайно елементи виготовляють зі сталевий чи алюмінієвої заготовки завтовшки 1...3 мм і завширшки 800...1500 мм, що забезпечує виготовлення елементів без нарощування листів по ширині. Кут профілювання α повинен

призначатися таким, щоб відношення поверхні елемента до площі, що перекривається ним, було близьким до одиниці і забезпечувало мінімальну витрату матеріалу. При дії постійного навантаження $\alpha_{\text{опт}} = 35^\circ$, тимчасового $\alpha_{\text{опт}} = 45^\circ$. Для серійних БСБ прогоном 12, 18 і 24 м (рис. 3.13, а) кути профілювання елементів становлять відповідно 32° , 45° і 39° . Для будинку прогоном 12 м зменшення фактичного кута профілювання порівняно з теоретичним пояснюється конструктивними міркуваннями, відповідно до яких товщина елементів призначається не менше 1.0 мм для сталі і 1.2 мм для алюмінієвих сплавів. Застосування більш крутого кута профілювання для елементів зазначених товщин призводить до недовикористання несучої здатності елементів і перевитрати матеріалу.

Для тонкостінних елементів, які працюють на стиск, нераціонально використовувати матеріали з високими міцнісними властивостями, для яких втрата стійкості настає раніше ніж для матеріалів із середніми і низькими значеннями міцності. Застосування високоміцного матеріалу для профільованих елементів нераціональне також внаслідок того, що певна його частина (20...25 %) бере участь у виконанні тільки огорожувальних функцій. Звідси випливає, що для виготовлення профільованих елементів можна використовувати найбільш розповсюджені і дешеві види матеріалу – листову сталь і алюміній з низькими і середніми міцнісними характеристиками, а також пластмаси, фанеру і спеціальні види картону.

Довжину елементів призначають не більше 6...7 м, тобто в межах габаритів листів, які випускає промисловість, а також зважаючи на можливості устаткування для гнуття. Однак під час профілювання елементів на роликотзгинному стані з рулонної заготовки довжина елемента може бути практично будь-яка. Ширина готових елементів приймається, як правило, такою, яка дорівнює 1.0...1.2 м при висоті профілювання 0.3...0.4 м. Елементи таких розмірів при товщині в межах 1...3 мм не завжди можуть забезпечити необхідну несучу здатність, особливо при великих прогонах і значних навантаженнях. У цих випадках раціональним стає формування складених складчастих перерізів. Так, для будинків прогоном 24 і 36 м одержали поширення складені перерізи з лоткоподібних елементів трикутної форми, звернених вершинами донизу і розставлених на деякій відстані, що перекриваються лоткоподібними елементами з вершинами догори. При цьому утворюється складчастий переріз подвоєної висоти.

При подальшому збільшенні прогону застосування описаних конструктивних рішень призводить до зростання металоємності будинків, у зв'язку з чим було розроблено принципово нові рішення, що дали змогу істотно збільшити прогоном споруд. Утворюються вони зі складчастих оболонки, аналогічних тим, з яких складають будинки прогоном 12...24 м, з листовими вставками (рис. 3.13, б). Для забезпечення жорсткості отриманого складеного перерізу у вузлах переломів встановлюють жорсткі діафрагми.

Вузли. Конструкції БСБ, зазвичай, є збірно-розбірними, тому всі елементи з'єднуються між собою на болтах, без застосування монтажного зварювання. Складчаста оболонка має 2 типи вузлів: опорний і рядовий. У будинках, що оснащуються підйомно-транспортним устаткуванням, крім того, з'являється третій тип вузла – вузол підвіски шляхів підйомно-транспортного устаткування,

конструктивно аналогічний рядовим вузлам. Невелика кількість типів вузлів, їхня простота і універсальність, високий ступінь уніфікації елементів БСБ є основними перевагами цих будинків перед традиційними каркасними.

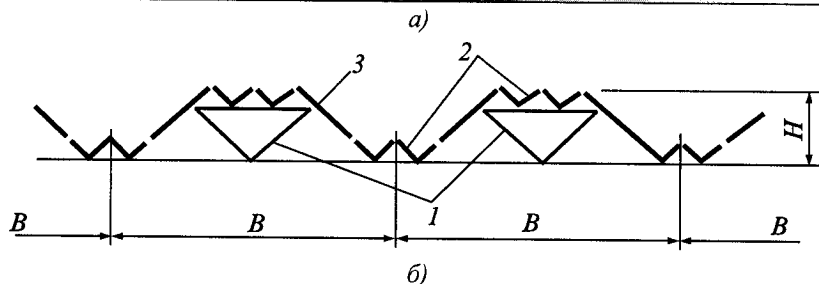
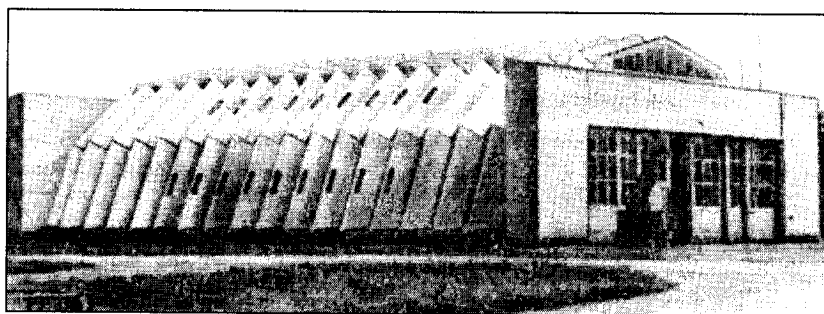


Рис. 3.13. Типові БСБ: а – прогоном 24 м; б – складений складчастий переріз БСБ прогоном 36 і 48 м: 1 – вузлові діафрагми; 2 – складчасті елементи; 3 – листові вставка

Опорні вузли БСБ залежно від конструкції будинку можуть виконуватися на фланцях, що приєднуються до фундаментних рам на болтах (рис. 3.14, а), або бути безфланцевими. В останньому випадку опорні елементи на болтах прикріплюються до спеціальних кріпильних деталей, що, у свою чергу, кріпляться до обв'язувальної фундаментної рами на болтах чи зварюванні (рис. 3.14, б, в). Можливе виконання фундаментної рами зі спеціального профілю, безпосередньо до якого прикріплюють на болтах опорні елементи БСБ (рис. 3.14, г).

Якщо сталеві БСБ не потрібно виконувати збірно-розбірними, доцільне замонтування опорних елементів у залізобетонному цоколі чи фундаменті (рис. 3.14, д).

При конструюванні опорних вузлів БСБ найважливішим питанням є забезпечення водовідводу з оболонки. З цією метою фундаментна рама накривається оцинкованим сталевим листом (рис. 3.14, а, б), який у будинках з алюмінієвого сплаву виконує також роль ізоляції між сталлю й алюмінієм. У вузлі, показаному на рис. 3.14, б, рама містить суцільний горизонтальний сталевий лист, до якого приварюють кріпильні деталі. Можливе виконання опорного вузла, у якому фундаментна рама обетонується, а потім виконується цементна відмостка на цоколі. При цьому зони опорних елементів у місцях примикання до них вимощення повинні покриватися бітумом для захисту від корозії.

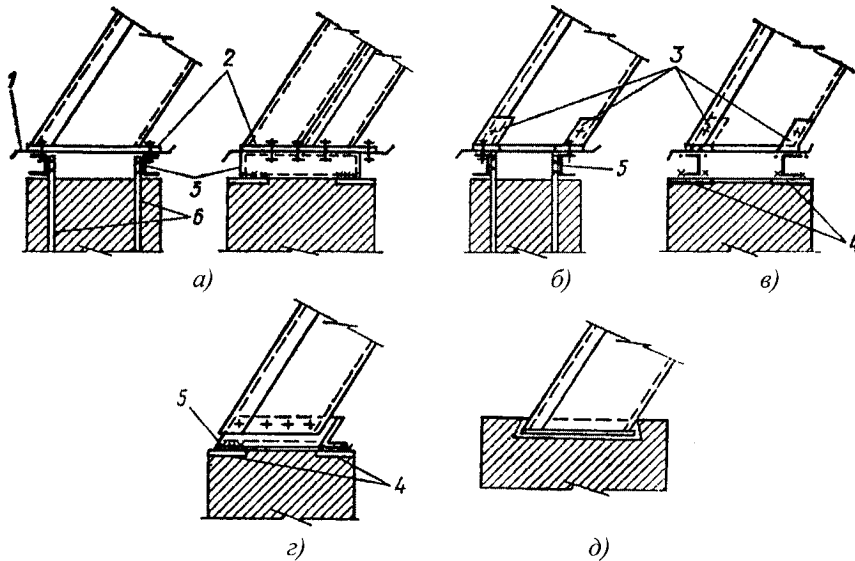


Рис. 3.14. Конструктивні рішення опорних вузлів БСБ: а – на фланцях; б, в – на спеціальних кріпильних деталях; г – з фундаментною рамою спеціальної конструкції; д – з безпосереднім закріпленням опорних елементів у фундаменті: 1 – водовідвідний лист; 2 – фланці; 3 – кріпильні деталі; 4 – закладні деталі; 5 – фундаментна рама, 6 – анкерні болти

Рядові вузли, як і опорні, можуть мати сполучні фланці (рис. 3.15, а, г) або бути безфланцевими (рис. 3.15, б, в, д). У другому випадку грані елементів, розташованих нижче, мають відгини, що приєднуються на болтах до граней елементів, які лежать вище. У БСБ, елементи яких мають фланці, останні забезпечують жорсткість і незмінюваність складчастої оболонки в поздовжньому напрямку. У будинках, де профільовані елементи виконують безфланцевими, для забезпечення жорсткості і стійкості БСБ у поздовжньому напрямку, як правило, потрібно постановка у вузлах поздовжніх стержневих елементів, що можуть кріпитися до складчастих елементів безпосередньо (рис. 3.15, б) або за допомогою спеціальних кріпильних деталей (рис. 3.15, в).

Всі вузли БСБ проєктують таким чином, щоб вище розташовані елементи монтувалися внапуск. Це стосується і поздовжніх стиків елементів. Такі конструктивні рішення забезпечують організацію надійного відводу води з покриття.

Вузли кріплення шляхів підвісного транспорту конструюють аналогічно рядовим вузлам. Шляхи підвішують до складчастих елементів за допомогою різних кріпильних деталей (зварених, гнутих, штампованих), конструкція яких залежить від форми елементів і можливостей устаткування для їхнього виготовлення (рис. 3.15, г, д). При підвісці монорейки остання виконує роль поздовжнього зв'язкового елемента, який в цьому випадку не встановлюється.

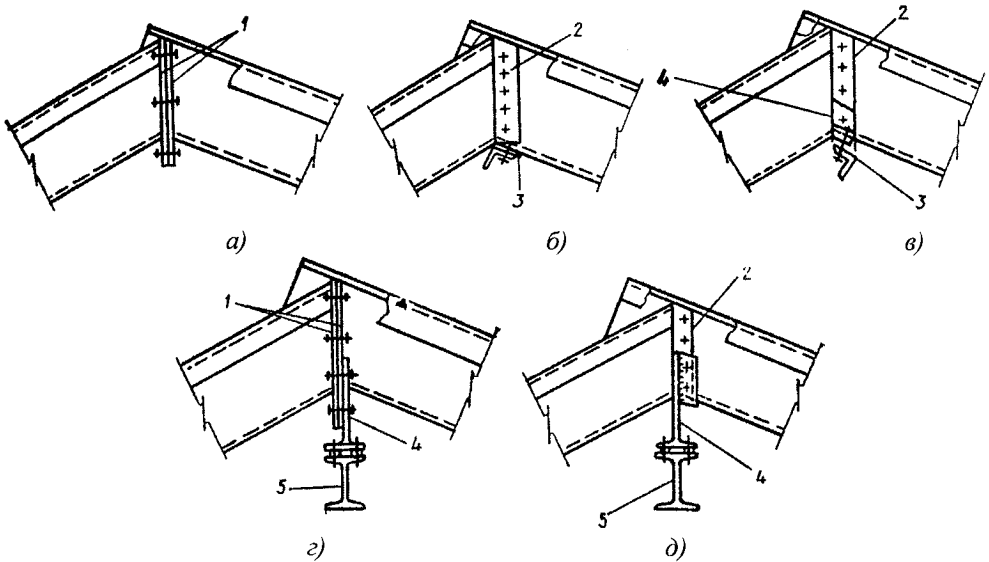


Рис. 3.15. Конструктивні рішення рядових вузлів БСБ і вузлів кріплення шляхів підвісного вантажопідйомного устаткування: а, г – на фланцях; б, в, д – на відгинах; 1 – фланці; 2 – відгин; 3 – поздовжній елемент; 4 – кріпильний елемент; 5 – монорейка

З'єднання складчастих елементів по ширині. Однотипність складчастих елементів БСБ і вузлів їх з'єднання між собою, можливість виконання будинків збірно-розбірними зумовили використання болтів як основних з'єднувальних елементів. Як правило, це болти діаметром 8...12 мм, класу точності В, класу міцності 4.6...5.8.

Мінімальна кількість болтів встановлюється у фланцевих стиках елементів, тому що болти в цьому випадку працюють на осьові зусилля. Однак при цьому збільшується витрата металу на будинок і підвищується трудомісткість виготовлення елементів, потрібне спеціальне оснащення для приварювання фланців і організації самого зварювання. Крім того, БСБ із вузлами на фланцях мають трохи підвищену, порівняно з безфланцевими вузлами, деформативність. У зв'язку з цим останнім часом ширше застосовують безфланцеві стики елементів БСБ (за допомогою відгинів). Такі стики істотно спрощують заводське виготовлення елементів і знижують його трудомісткість, тому що при цьому цілком виключаються зварювальні роботи. Однак, оскільки несуча здатність болтів у безфланцевих з'єднаннях визначається з розрахунку тонкого листа (завтовшки 1...2 мм) на зминання, вона виходить у кілька разів нижчою, ніж несуча здатність болтів на зріз, і кількість болтів у таких стиках істотно збільшується.

Для підвищення несучої здатності з'єднань складчастих елементів використовують такі види монтажних з'єднань:

- на високоміцних болтах;

- болтові з'єднання зі спеціальними шайбами, в яких використовується принцип спільного деформування листових елементів.

Наприклад, для зображених на рис. 3.16 способів спільного деформування з використанням спеціальних шайб несуча здатність болта на зминання збільшується у 2...4 рази. Для з'єднань на високоміцних болтах, а також з'єднань зі спільним деформуванням можуть бути використані болти класу міцності 10.9.

У складчастих будинках середніх і великих прогонів (де поперечний переріз складок є складеним перерізом, утворений з декількох елементів (рис. 3.13, б)) болти, сприймаючи зсуваючі зусилля, повинні забезпечувати роботу складеного перерізу як єдиного цілого. Для нерозбірних будинків ці з'єднання можуть виконуватися завальцьованими, замковими, взаємно деформованими та іншими безболтовими, здатними сприймати також і зсув (рис. 3.17).

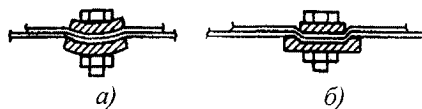


Рис. 3.16. Болтові з'єднання підвищеної несучої здатності зі спеціальними шайбами: а – гнутими; б – різного розміру

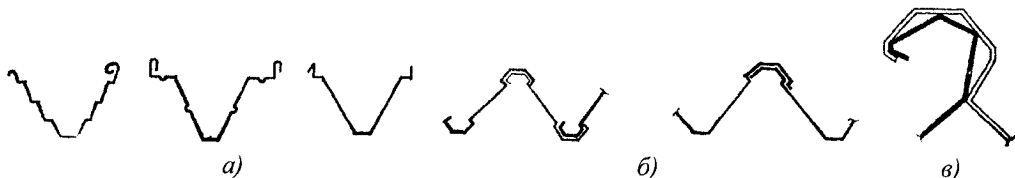


Рис. 3.17. Профільовані елементи з безболтовими поздовжніми з'єднаннями: а – з кромками для сумісного деформування; б – із з'єднанням кромки на терті; в – те саме, "заключаванням"

Утеплення і вогнезахист. Утеплення складчастих будинків можна робити як у заводських умовах, так і під час монтажу. Заводський спосіб кращий, однак пов'язаний з необхідністю організації на заводі спеціальної лінії для нанесення утеплювача.

У заводських умовах найдоцільніше утеплювати окремі елементи напінюванням або наклейкою пінопластових композицій безпосередньо на внутрішню поверхню граней (рис. 3.18, а). Однак внаслідок горючості пінопластових (пінополіуретанових) композицій необхідний захист утеплювача від можливої дії вогню. Цього можна досягнути за рахунок покриття матеріалу вогнезахисними фарбами або сполуками, що забезпечують необхідний ступінь вогнестійкості. Фарбування можна робити по декоративному шару з алюмінієвої фольги завтовшки 0.1...0.3 мм.

Найдоцільнішим способом заводського утеплення складчастих елементів є виготовлення їх двостінчастими із заповненням порожнини, що утворилася, спіненими композиціями (рис. 3.18, б). При цьому витрата металу збільшується, але не вдвічі, тому що за рахунок адгезії утеплювального шару до зовнішньої і внутрішньої граней утворюється нова модифікація складки – елемент типу «сендвіч», який за рахунок підвищення стійкості граней, що працюють разом з утеплювачем, дає змогу зменшити товщини зовнішньої і внутрішньої обшивок. Крім того, істотно збільшується несуча здатність

складок. Цей спосіб утеплення забезпечує постачання на монтаж елементів повної заводської готовності.

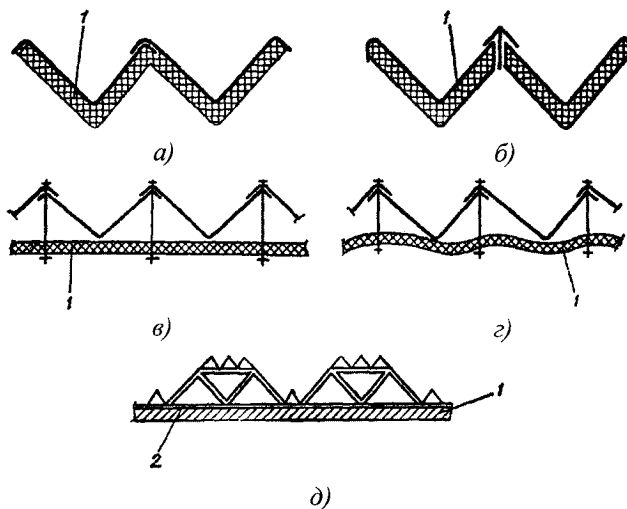


Рис. 3.18. Утеплення БСБ: а – напіювання або наклеювання утеплювача; б – влаштування двостінчастих елементів; в, г – кріплення відповідно щитів та рулонних ковдр; д – термоізоляція великопрогонових БСБ; 1 – утеплювач; 2 – настил, який кріпиться до діафрагм

ним недоліком нанесення утеплювача є токсичність виділень, що вимагає виконання певних заходів з охорони праці під час провадження робіт. Останнім часом розроблено сполуки, що дозволяють робити напіювання і зовні будинків завдяки тому, що на поверхні утеплювача утворюється склоподібна плівка, яка забезпечує його водонепроникність.

Найбільш розповсюдженим методом утеплення БСБ в умовах будівельного майданчика є застосування різного типу утеплювальних щитів заводського виготовлення. Щити розмірами приблизно 2х3 м являють собою дерев'яні чи металеві рамки, заповнені мінераловатними жорсткими чи напівжорсткими плитами. З боку, зверненого до середини приміщення, влаштовують шар із плоских азбестоцементних плит, фольгоізолу або інших аналогічних матеріалів; в окремих випадках утеплювальний шар закріплюють металевою сіткою. Щити утеплення притискають до внутрішніх ребер складок і спеціальним гачком прикріплюють до стиків складок (рис. 3.18, в).

Дуже перспективним для всіх типів складчастих будинків є метод утеплення рулонними «ковдрами» (рис. 3.18, г). «Ковдри» – довгомірні мати – складаються з двох шарів склотканини, між якими знаходиться утеплювач з рулонної скловати. Для запобігання скочування «ковдра» прошивається склонтками. На заводі «ковдру», шириною і довжиною обумовленою розмірами склотканини, згортають у рулон. У такому вигляді вона надходить на монтажний майданчик. Тут рулон розгортають і за допомогою притискних прутів прикріплюють до складок.

Утеплення складчастих будинків можливе й в умовах будівельного майданчика. Найдоцільніше виконувати ці роботи нанесенням композицій, що спінюються, зі спеціального пістолета безпосередньо на внутрішню поверхню складчастих конструкцій. Цей спосіб неодноразово апробований в умовах Сибіру і Якутії, де в приміщеннях з нанесеним утеплювачем і в зимовий час зберігається плюсова температура. Після Чорнобильської аварії в Києві було побудовано кілька будинків для дезактивації транспорту, утеплених напіюванням пінопіуретану на внутрішню поверхню складчастих елементів. Істотним недоліком нанесення утеплювача є токсичність виділень, що вимагає виконання певних заходів з охорони праці під час провадження робіт. Останнім часом розроблено сполуки, що дозволяють робити напіювання і зовні будинків завдяки тому, що на поверхні утеплювача утворюється склоподібна плівка, яка забезпечує його водонепроникність.

У великопрогонових БСБ, де відстані між ребрами і висота складок вимірюються метрами, для утеплення передбачається спеціальний настил з дрібно-рифленої сталі або алюмінію (переважно), по якому укладають ефективний утеплювач (рис. 3.18, д), товщина якого встановлюється теплотехнічним розрахунком.

Як уже зазначалося, питання утеплення БСБ тісно пов'язані з їхньою вогнестійкістю, тому що утеплювач може істотно підвищувати чи знижувати її.

Ступінь вогнестійкості будинку визначається межами вогнестійкості основних будівельних конструкцій і межами поширення по них вогню. Необхідний ступінь вогнестійкості будинків приймають залежно від категорії виробництва, площі приміщення між протипожежними стінами, тощо і наведений у СНиП 2.01.02–85* „Противопожарные нормы” або спеціальних нормах технологічного проектування. Для БСБ зі сталі з незахищеними конструкціями ступінь вогнестійкості приймається IIIа.

Вогнестійкість БСБ з алюмінієвих сплавів можна оцінити тільки опосередковано. Власне алюмінієві листи, застосовувані для елементів БСБ, внаслідок високої теплопровідності швидко прогриваються. Через 3...5 хв після початку нагрівання за стандартним режимом температура на протилежному боці листа досягає 300...400 °С, через 8...10 хв – 700 °С, відбувається плавлення алюмінію, тобто межа вогнестійкості незахищеного алюмінієвого листа становить 0.05...0.1 год.

У той самий час граничним станом по вогнестійкості для БСБ може бути втрата несучої здатності елементів і вузлів, а конструктивною особливістю БСБ є збереження несучої здатності оболонки при втраті несучої здатності окремих ділянок листа (прогоряння окремих місць). Тому загальна вогнестійкість БСБ буде вища, ніж вогнестійкість листа, з якого виготовляють складчасті елементи. У зв'язку з тим ступінь вогнестійкості будинків з алюмінієвих листів без вогнезахисних покриттів може бути прийнята IVа.

У разі потреби вогнестійкість БСБ може бути збільшена застосуванням спеціальних покриттів (фарб), що спучуються у разі підвищення температури, чи напилюванням вогнезахисних сполук на основі азбесту.

Для утеплених будинків межа вогнестійкості залежить від матеріалу і конструкції утеплювача і, як правило, визначається межею його вогнестійкості. Неспалювані і вогнестійкі утеплювачі можуть істотно збільшити вогнестійкість БСБ. Спеціальні вогнезахисні сполуки можуть одночасно виконувати також роль утеплювача і декоративного покриття.

Захист від корозії. Застосовувані для виготовлення БСБ алюмінієві сплави $AMg2H2$ ($R=125$ МПа, $E=0.7 \cdot 10^5$ МПа при $t=-40...+50^\circ\text{C}$, $\rho=2700$ кг/м³) мають високу корозійну стійкість і у звичайних умовах не потребують антикорозійного захисту. Тільки в місцях контакту зі сталлю влаштовують прокладки з тканини, просоченої спеціальними розчинами, або прокладають тонкий оцинкований лист. Місця, що примикають до бетону (наприклад, бетонні відливи в опорних вузлах), покривають шаром гарячого бітуму. Усі кріпильні деталі (болти, гайки і шайби) оцинковуються або кадмуються як для БСБ з алюмінієвих сплавів, так і для будинків зі сталі.

Для сталевих БСБ застосовують, як правило, оцинковану сталь з захисним покриттям завтовшки 20...50 мкм. Залежно від ступеня агресивності середовища конструкції можуть додатково покриватися лакофарбовими матеріалами відповідно до вимог СНиП 2.03.11–85 „Защита строительных конструкций от коррозии”. Покриття лакофарбовими матеріалами частково або цілком можна виконувати в період експлуатації будинку.

Для складчастих елементів використовується також атмосферостійка сталь 10ХНДП або 10ХСНД. Оскільки основні елементи БСБ сьогодні виготовляють без застосування зварювання, антикорозійний захист може здійснюватися покриттям тонколистового металу пластмасами.

На оцинковану поверхню рулонної заготовки можуть також наноситися захисні лакофарбові покриття (поліефірсиліконові, акрилсиліконові, поліхлорвінілові та ін.). Такі покриття мають фізико-механічні властивості, що дають змогу профілювати складчасті елементи без порушення захисного шару. Для антикорозійного захисту виготовлених елементів можна використовувати фосфатні сполуки, що наносять методом поливу.

Розрахунок. Розрахунок БСБ складається з трьох етапів: збору навантажень, статичного розрахунку системи, перевірки міцності і стійкості окремих елементів і всього будинку в цілому.

Залежно від класу відповідальності будинку коефіцієнт надійності за призначенням приймається для будинків II класу $\gamma_n = 0.95$, III класу – $\gamma_n = 0.9$.

Статичний розрахунок БСБ визначає діючі в елементах будинку зусилля, з врахуванням яких виконують: добір перерізів, розрахунок вузлів, перевірку місцевої і загальної стійкості, розрахунок фундаментів і основи.

БСБ складаються, як правило, з послідовно з'єднаних між собою складчастих елементів, що утворюють рами або арки, які по довжині будинку безпосередньо примикають одна до одної. Тому кожна раму або арку під час впливу розподілених навантажень (ваги конструкцій, снігових і вітрових впливів та ін.) розглядають незалежно від сусідніх. Статичний розрахунок виконують як розрахунок рами відповідного обрису (полігональної арки, шатрової рами тощо) із шириною, яка дорівнює ширині складчастого перерізу. З'єднання елементів у вузлах рами приймають жорстким, а примикання до фундаментів – жорсткими чи шарнірними, залежно від конструктивного рішення вузла. При такому підході зусилля в елементах будинку з достатньою для інженерних розрахунків точністю відповідають фактичним, хоча теоретичні прогини і переміщення виходять трохи заниженими.

Фактичне перевищення (проти теоретичних) дійсних деформацій БСБ зумовлено зниженням жорсткості системи в місцях переломів покриття, деякою податливістю болтових з'єднань у вузлах, а також роботою тонкостінних граней складчастих елементів у закритичній стадії (із втратою стійкості частини стиснутих граней). У разі необхідності більш точні результати можуть бути отримані під час розрахунку рами змінної жорсткості, тобто коли розрахункова схема призначається з врахуванням зниженої жорсткості ділянок, розташованих у місцях переломів осі будинку. Довжини таких ділянок і їх жорсткість уточнюються за результатами статичних випробувань.

Для практичних розрахунків може застосовуватися спосіб визначення деформацій і переміщень, заснований на результатах статичних випробувань конструкцій. Оскільки для безкаркасних будинків збільшення прогинів і переміщень порівняно з теоретичними має систематичний характер, воно може враховуватися коефіцієнтами зменшення жорсткості $\gamma_{БСБ}$, на який слід помножити жорсткість поперечного перерізу. Значення цих коефіцієнтів для БСБ зі сталі й алюмінієвих сплавів залежно від прогонів наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Розрахунок будинків на зосереджені навантаження (від підвісних кранів, підвісного устаткування і ін.) виконують з врахуванням просторової роботи складчастого покриття. Наявність у будинках поздовжніх елементів – замикальних стержнів, діафрагм, підвісних шляхів – забезпечує просторову роботу покриття у разі залучення в роботу більшої кількості суміжних складок і зниження тим самим навантажень, що припадають на одну складку.

Коефіцієнти зменшення жорсткості $\gamma_{БСБ}$

Прогін, м	12	18	24	36...48
Сталь	0.6	0.65	0.75	0.8
Алюмінієвий сплав	0.5	0.5	0.6	0.7

Підвісні шляхи (монорейки) виконують нерозрізними, прикріпленими до кожної складки. Розраховують такі шляхи як багатопрогонові нерозрізні балки на пружноподатливих опорах. Податливість опор визначається як прогин рами шириною, що дорівнює ширині складчастого перерізу, від одиничної сили, прикладеної в точці кріплення підвісного шляху. Реакції опор підвісних шляхів приймають як навантаження на окремі складчасті рами.

Підвісні шляхи (монорейки) виконують нерозрізними, прикріпленими до кожної складки. Розраховують такі шляхи як багатопрогонові нерозрізні балки на пружноподатливих опорах. Податливість опор визначається як прогин рами шириною, що дорівнює ширині складчастого перерізу, від одиничної сили, прикладеної в точці кріплення підвісного шляху. Реакції опор підвісних шляхів приймають як навантаження на окремі складчасті рами.

Статичний розрахунок БСБ на температурні кліматичні впливи виконується як для традиційних рамних систем. При цьому жорсткість рами визначається з врахуванням коефіцієнта умов роботи (що враховує зниження жорсткості безкаркасних будинків). Як правило, для будинків, розташованих в Україні, температурні впливи істотних зусиль не викликають і не входять до розрахункової комбінації зусиль.

До нерівномірної осадки опор БСБ малочутливі. Однак, за необхідності такий розрахунок може бути виконано з урахуванням коефіцієнта умов роботи.

При визначенні навантажень на БСБ від снігу слід мати на увазі, що їх фактична величина може буде дещо меншою, ніж визначена за СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия». Снігове навантаження на ділянках покрівлі з кутом нахилу менше ніж 25° фактично відсутнє завдяки дії вітрового підсосу, а на ділянках покрівлі з кутом нахилу понад 60° сніг сповзає через малий коефіцієнт тертя з металевою поверхнею, особливо за наявності навіть мінімальних тепловиділень. Ця особливість також сприяє підвищенню ефективності легких складчастих систем.

Після виконання статичного розрахунку і визначення розрахункових сполучень діючих зусиль роблять перевірку перерізів складчастих елементів на міцність і стійкість, розрахунок вузлових з'єднань, кріплень до фундаментів, визначають деформації споруди тощо.

Для всіх БСБ характерною рисою є високий ступінь тонкостінності складок (відношення ширини листа до товщини грані), що становить 1/300...1/600 для БСБ прогонами 12...24 м і 1/800...1/1500 для великопрогонових БСБ.

При розрахунку складчастих елементів з такою тонкостінністю на центральний чи позацентровий стиск в окремих зонах допускається втрата місцевої стійкості граней (як в балках з гнучкою стінкою), у зв'язку з чим підбір перерізу елементів роблять з врахуванням закритичної стадії їхньої роботи. При цьому в робочу площу профільованого елемента включають усю розтягнуту частину, а в стиснутій зоні включають тільки частину листа c , що примикає до поздовжніх ребер чи перегинів складки (рис. 3.19). Згідно з СНиП 2.03.06–85 «Алюминиевые конструкции» значення c визначається за формулою: $c = 1.16t\sqrt{E/R}$. Для сталевих конструкцій приймають $c = 0.85t\sqrt{E/R_y}$.

Перевірку загальної стійкості БСБ виконують як для аркових споруд з врахуванням особливостей закритичної роботи елементів арки.

Розрахунок вузлових з'єднань проводиться за звичайними правилами будівельної механіки на діючі у вузлах зусилля, визначені зі статичного розрахунку рами з врахуванням конструктивного рішення вузла.

У складчастих будинках середніх і великих прогонів, де поперечні перерізи складок складаються з декількох елементів, розрахунковими є також поздовжні стики цих елементів. Для забезпечення роботи складеного перерізу як єдиного цілого болти в поздовжніх стиках повинні сприймати зсуваючі зусилля, що виникають.

Безкаркасні конструкції повинні бути перевірені на вплив вітрових навантажень на торець будинку, які прикладають безпосередньо в місцях установки подовжніх елементів (вузли перелому поперечника) або на ці самі вузли через спеціальні розподільчі елементи. Як правило, складчасті конструкції сприймають вітрові навантаження від торців без конструктивних посилень. Тільки при великих прогонах (більше 36 м) і вітрових навантаженнях, що відповідають III...VI вітровому району, може виникнути необхідність установки спеціальних вітрових зв'язків.

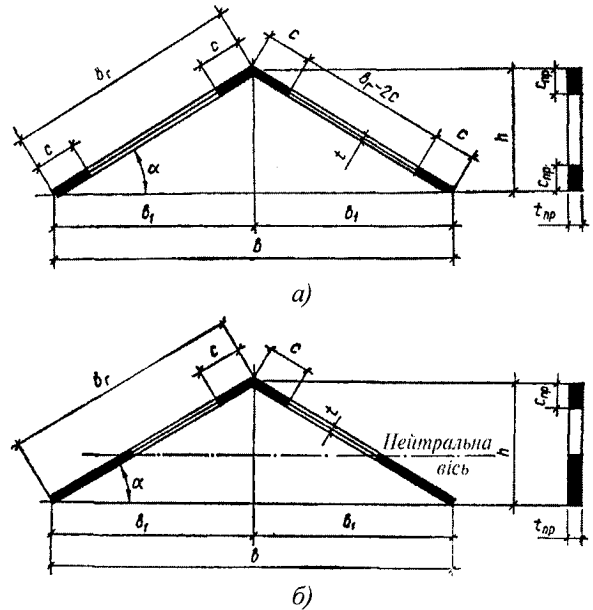


Рис. 3.19. Розрахункова модель перерізу лоткоподібного елемента кутникового профілю в закритичній стадії роботи при стиску (а) і стиску зі згином (б)

Орієнтовну витрату металу на БСБ поргонами 12...48 м наведено в табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Витрата металу на типові БСБ

Матеріал конструкцій	Витрата сталі на 1 м ² при прогоні, м				
	12	18	24	36	48
Сталь	16...22	22...26	26...30	30...35	40...50
Алюміній*	<u>8...10</u>	<u>10...15</u>	<u>13...17</u>	<u>16...20</u>	<u>17...20</u>
	2	2	3	4	16

* В знаменнику – додаткова витрата сталі.

Швидкість зведення БСБ в 4...7 разів вища порівняно з традиційними збірними залізобетонними конструкціями, що дає додатковий економічний ефект від їх впровадження.

3.5. Куполи

Куполи – прості і раціональні конструктивні форми, що давно застосовуються в архітектурі і будівництві. Куполами перекривають зальні приміщення громадських будинків і деякі види промислових споруд із круглим планом. Приклади зведення таких конструкцій є в Москві, Санкт-Петербурзі, Києві, Тбілісі, Донецьку, Караганді, Новосибірську (планетарії, цирку, спортивні зали, шамбасейни, радіальні згущувачі).

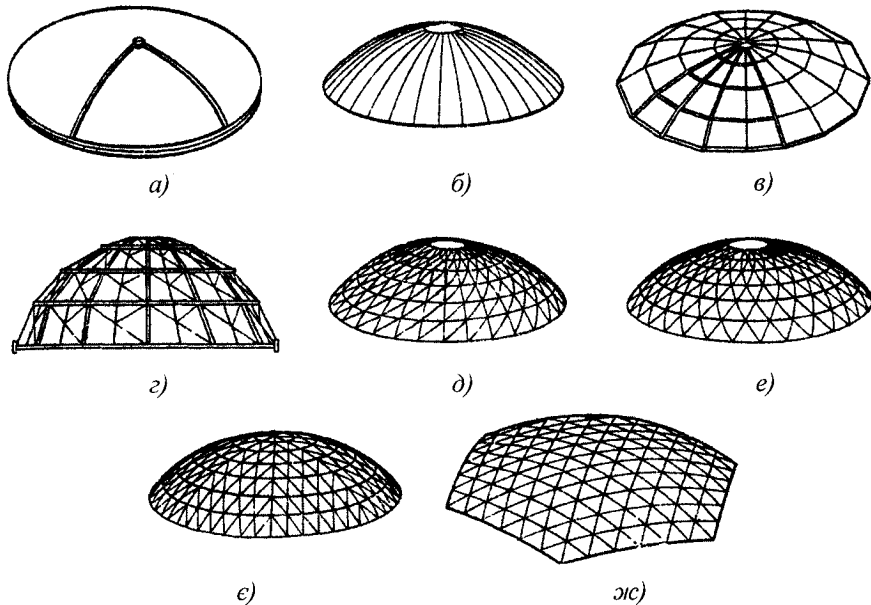


Рис. 3.20. Конструктивні схеми куполів: а – гладкий купол-оболонка; б – ребристий; в – ребристо-кільцевий; г – ребристо-кільцевий зі скрізними в'язями; д – сітчастий купол Шведлера; е – те саме, Фьюля; ж – те саме, Чівітта; жс) – те саме, побудований на геометрії правильної сітки Чебишова

Куполи належать до першої групи просторових конструкцій, а саме до вступаних покриття. Куполи являють собою конструкцію з криволінійним або багатокутним (найчастіше круглим або у формі правильного багатокутника) планом і мають прямолінійну, криволінійну або полігональну проекцію меридіана на вертикальну площину. За конструктивними особливостями вони поділяються на куполи-оболонки (гладкі або ребристі), ребристі, ребристо-кільцеві і сітчасті куполи (рис. 3.20).

Куполи-оболонки. Куполи-оболонки (рис. 3.20, *а*) мають поверхню, утворену обертанням плоскої кривої (дуги кола, еліпса, параболи, циклоїди або комбінації з них) навколо вертикальної осі. Елементами купола є осесиметрична континуальна тонкостінна оболонка обертання і розтягнуте нижнє опорне кільце. За необхідності влаштовується верхнє стиснуте кільце. Основною конструктивною перевагою куполів-оболонок є те, що зовнішнє навантаження врівноважується зусиллями в більш ніж одному напрямку поверхні оболонки. Куполи-оболонки проектуються переважно із залізобетону.

Ребристі куполи. Такі куполи складаються з окремих плоских ребер, які встановлюються в радіальному напрямку (рис. 3.20, *б*). Ребра з'єднуються між собою у вершині, внизу вони спираються на опори. Якщо ребра прямолінійні, утворюються пірамідальні або конічні куполи. Ребристі куполи є розпірною системою, в якій розпір може сприйматися конструкцією фундаментів, стін або нижнім опорним кільцем. Ребристі куполи найчастіше проектується металевими або дерев'яними. Вони дають змогу перекивати великі площі без проміжних опор, мають значну жорсткість, можуть бути легко розділені на окремі елементи простої конфігурації. При шарнірному обпиранні купола на основу (як найчастіше буває на практиці) по низу ребер влаштовують опорне кільце. У разі забезпечення свободи горизонтальних переміщень останнього на фундамент або конструкції нижнього ярусу буде передаватися тільки вертикальна опорна складова реакції ребра, а розпір сприйматиметься опорним кільцем. Ступінь жорсткості з'єднання всіх ребер у вершині купола залежить від конструкції цього вузла. Якщо для з'єднання застосовується зварювання або жорстке замоноличування, то з'єднання ребер з кільцем у вершині можна вважати жорстким. Защемлення ребер у вершині впливає на розподіл напружень у ребрах куполів невеликого діаметра. При значних діаметрах куполів вплив защемлення у верхньому кільці можна не брати до уваги і вважати з'єднання ребер вверху купола шарнірним. Для забезпечення просторової жорсткості і стійкості ребристого купола необхідно влаштовувати принаймні три зв'язкові панелі, до яких кільцевими розпорками приєднуються інші ребра. Стріла підйому купола f при однакових вагових показниках може змінюватися у достатньо широкому діапазоні від $1/4$ до $1/7$ діаметра.

Вибір раціональної форми ребристих куполів при дії осесиметричного навантаження зводиться до вибору раціональної осі арок (див. розділ 2.3), при яких значення згинальних моментів в останніх були б мінімальними. При такому навантаженні кожна арка працює самостійно і може розглядатися окремо від купола. При дії навантаження, яке не є осесиметричним, потрібно враховувати пружний відпір сусідніх арок, тобто просторову роботу системи.

Залежно від конструкції приєднання ребер до верхнього опорного кільця і наявності нижнього опорного кільця, на практиці реалізуються розрахункові схеми двохарнірної чи трихарнірної арки з затяжкою або без. Зазначені схеми описують роботу ребристих куполів під дією осесиметричного навантаження. Розрахунок ребристих куполів звичайно здійснюється класичними методами будівельної механіки.

Приклади зведених ребристих куполів. У штаті Невада, США, побудовано ребристе купольне покриття над будинком конференц-залу. Будинок конференц-залу круглий у плані діаметром 81.5 м. Покриття виконано у вигляді металевого ребристого сферичного купола радіусом сфери 85 м, $f/D \approx 1/8$. Воно складається з 4 основних елементів: стиснутого верхнього кільця, 16 опорних ребер, встановлених по меридіанах, нижнього опорного кільця, 16 опорних стійок, на яке спирається нижнє кільце. Верхнє опорне кільце двотаврового перерізу, зварене зі сталевих листів. Ребра купола виконано у вигляді клепаних скрізних ферм. Кожне ребро виготовлялося з трьох частин, укрупнених на будівельному майданчику за допомогою високоміцних болтів. Нижнє опорне кільце виготовлено з широкополочкових двотаврових балок, полицьки підсилені навареними сталевими листами. Кільце, об'єднане кутовими накладками, кріпиться до 16 стійок високоміцними болтами. Для монтажу у центрі купола було споруджено тимчасову монтажну опору, на яку уклали верхнє опорне кільце. Одночасно на 16 стійках монтували нижнє опорне кільце. Потім встановлювали в проектне положення ребра і кріпили їх до верхнього та нижнього кілець високоміцними болтами. Після закріплення всіх болтів монтажну опору опустили. Далі монтували огорожувальні конструкції покриття.

Ребристо-кільцеві куполи. Конструкція ребристо-кільцевого купола (рис. 3.20, в) складається з плоских ребер, встановлених у радіальному напрямку, які з'єднані між собою кількома кільцями, що разом утворюють жорстку просторову систему. Кільця купола, крім нормальних зусиль, що виникають під час роботи купола в цілому, можуть працювати також на місцевий згин як прогони. Ребра купола являють собою суцільні або скрізні плоскі конструкції, які з'єднуються між собою у вершині купола жорстко або шарнірно. Верхнє кільце повинно мати значну жорсткість на згин і кручення як в площині кільця, так і з його площини. Проміжні ребра приєднуються до ребер жорстко або шарнірно і мають достатню жорсткість на згин тільки у своїй площині. Для забезпечення стійкості купола і геометричної незмінності його в цілому, принаймні в трьох секторах купола потрібно встановити жорсткі зв'язкові панелі. Ребра звичайно виконують жорсткими у вертикальній площині і мало жорсткими з площини. Їх жорсткість на згин і кручення з площини можна не враховувати, тому вони сприймають лише навантаження, в площині ребер; бічні навантаження передаються на конструкцію покрівлі і жорсткі зв'язкові диски. Як і в суто ребристих куполах, в ребристо-кільцевих влаштовують нижнє опорне кільце, на яке ребра найчастіше обпираються шарнірно. Розрахункова схема ребристо-кільцевого купола, який працює на осесиметричне навантаження, являє собою арку, шарнірно з'єднану з опорами, з ключовим шарніром або без нього (залежно від конструкції з'єднання ребер з верхнім опорним кільцем). Нижнє опорне

кільце і поперечні ребра (кільця) замінюють зтяжками еквівалентної жорсткості. При цьому кожна проміжна зтяжка збільшує ступінь статичної невизначеності системи на одиницю. Розрахунок виконується класичними методами будівельної механіки або при високому ступені статичної невизначеності системи – числовими методами (наприклад, методом скінченних елементів – МСЕ).

Приклади зведених ребристо-кільцевих куполів. Характерним прикладом купола радіально-кільцевої системи є покриття спортивного залу, побудованого в Медісоні (США). Діаметр купола 99 м, висота 14 м. Несучий каркас складається з 32 радіальних напіварок, з'єднаних дев'ятьма кільцями. Всі елементи каркаса виконані зі сталевих широкополочкових двотаврів.

Сітчасті куполи. Ребристі і ребристо-кільцеві куполи по суті є просторовими рамами. У них поряд з поздовжніми зусиллями виникають значні згинальні моменти.

Для того, щоб досягти суттєвого зменшення згинальних моментів в несучих елементах каркаса, необхідно запроєктувати його у вигляді просторової ферми. Цього можна досягнути, наприклад, установкою в кожній трапецієподібній комірці ребристо-кільцевого купола діагонального стержня. Така схема каркаса називається куполом Шведлера (рис. 3.20, д). Купольні системи, каркас яких утворює просторову стержневу систему з трикутними комірками, називають сітчастими куполами.

Найпростіші схеми сітчастих куполів складаються з радіальних ребер, кільця і діагоналей, що встановлюються у кожному трапецієподібному елементі, утвореному ребрами і кільцями. Знизу купол завершується нижнім опорним кільцем, зверху звичайно встановлюється верхнє опорне кільце. При частій розрізці купола меридіанами і паралелями та наявністю зв'язків у кожній комірці сітчасті куполи за характером роботи наближаються до куполів-оболонок. Найчастіше такі куполи проєктують металевими, але вони можуть бути також виготовлені із залізобетону, дерева або пластмас. Сітчасті куполи дуже економічні, мінімальна витрата металу може досягати 9 кг на 1 м² горизонтальної проєкції.

Сітчасті куполи являють собою багатогранники, вписані у сферичну або іншу поверхню обертання, і найчастіше складаються з одного шару конструктивних елементів, утвореного паралелями і меридіанами. Комірки вибираються таким чином, щоб отримати мінімальну кількість типорозмірів елементів і з'єднань. Основними схемами побудови сітчастих куполів є: 1) ребристо-кільцева зі зв'язками в кожній комірці (купол Шведлера); 2) зірчаста (купол Фьопля); 3) схема Чівітта; 4) схема ромб.

Зірчасту схему (рис. 3.20, е) отримують із схеми Шведлера поворотом кожного горизонтального кільця на кут π/n , де n – кількість граней купола. Звичайно у зірчастій схемі довжину всіх некільцевих стержнів приймають однаковою.

Недоліком схем Шведлера і Фьопля є значне згущення елементів у центральній частині. Кути між стержнями стають дуже гострими, що ускладнює конструювання вузлів і призводить до необхідності влаштування верхнього опорного кільця.

Схема Чівітта (рис. 3.20, *є*) вільна від цього недоліку. Вона складається з кількох секторів, кожен з яких рівномірно розділений на трикутні комірки. Кількість секторів приймають довільною в межах від 6 до 12. Порівняно зірчастою схемою, схема Чівітта містить більшу кількість різних вузлів і стержнів, однак вона дозволяє відмовитися від верхнього кільця, спростити і уніфікувати конструкцію вузлів. Сітчасті куполи системи Чівітта є найбільшими у світі.

Схема ромб (рис. 3.20, *ж*) – це схема побудови сітчастого купола на основі правильної сітки Чебишова. Кількість секторів, які циклічно повторюються, може бути різною. Позитивною особливістю цієї схеми є рівність довжин стержнів в напрямку меридіана. Стержені, розташовані в кільцевому напрямку, різної довжини. Ця схема побудови утворює найбільш рівномірну сітку.

Одним з різновидів сітчастих куполів є пластинчасто-стержневі куполи. Їх складають з окремих панелей, отриманих внаслідок згину алюмінієвих листів завтовшки 2...4 мм. Панелі з'єднують між собою на болтах за допомогою спеціальних вузлових деталей. Несучий каркас утворюють ребра панелей і додаткові стержневі елементи, а плоскі грані виконують функцію огорожувальних конструкцій.

Розглянуті вище схеми побудови характерні для пологих сітчастих куполів. Підйомисті куполи доцільніше проектувати у вигляді так званих геодезичних куполів. За цим способом сітку отримують послідовним поділом на трикутники вписаних у сферу правильних багатогранників – додекаедра та ікосаедра.

Всі описані тут сітчасті куполи є одношаровими, тобто складаються з одного шару конструктивних елементів. Двошарові сітчасті куполи мають два шари конструктивних елементів, з'єднаних між собою діагоналями (подібно до структурних плит). Такі схеми мають набагато більшу жорсткість і ними можна перекривати практично необмежені прогони.

Приклади зведених сітчастих куполів. Сітчастий купол діаметром 195.5 м і заввишки 28 м побудовано у 1965 р. у Х'юстоні (США) для покриття стадіону на 66 000 глядачів (рис. 3.21). Купол спирається по периметру на 72 колони заввишки 35.6 м. Купол запроєктовано за схемою Чівітта він складається з 12 секторів, кожен з яких розбитий на 36 трикутних комірок.

Двовіткові стержні каркаса виконані у вигляді ферм із паралельними поясами і трикутними решітками. Висота ферм 1.82 м. Середня довжина стержнів меридіонального напрямку 18 м. Пояси виготовлені із широкополочкових

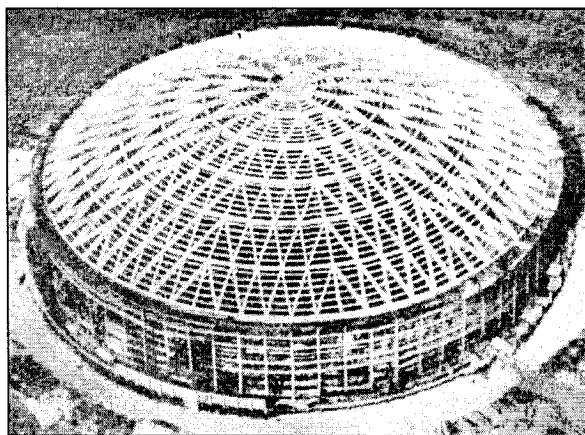


Рис. 3.21. Сталевий сітчастий купол стадіону в Х'юстоні

меридіонального напрямку 18 м. Пояси виготовлені із широкополочкових

двотаврів, решітка виготовлена з кутників. Купол монтували чотирма гусеничними кранами з використанням 37 сталевих опорних веж загальною масою 450 т, що підтримували конструкції купола під час виконання робіт. Третина поверхні купола вкрита світлопрозорим пластиком, інша частина – плитами ДВП, на які наблизком нанесено полімерну гідроізоляцію.

Конструктивні елементи, вузли і деталі. Найбільш відповідальним і складним вузлом конструкції куполів усіх типів є вузол приєднання ребер до нижнього кільця і обпирання кільця на конструкції, які лежать нижче. Нижнє розтягнуте кільце конструюється звичайно у вигляді зварного двотавра. У ребристих і ребристо-кільцевих куполах для збільшення згинної жорсткості кільця в горизонтальній площині двотавр розташовується лежачи. Сітчасті куполи самі по собі мають велику просторову жорсткість у горизонтальному напрямку, тому під час їх проектування опорне кільце намагаються розвивати по вертикалі. Вертикальне розташування двотавра забезпечує також максимальну жорсткість на сприйняття рівномірно розподілених по кільцю радіальних крутних моментів, які викликають у кільці згин відносно горизонтальної осі.

Вузол повинен бути правильно центрованим – осі стержнів купола, які прилягають до кільця, і вісь вертикальної опорної реакції повинні перетинатися в горизонтальній площині, що проходить через центр ваги кільця. Кільце звичайно шарнірно спирають на фундамент або вертикальні колони. У великопрогонових куполах бажано забезпечити свободу переміщень кільця в радіальному напрямку. Це досягається використанням каткових опор або коротких стійок, що хитаються. У деяких випадках раціонально розділити нижнє опорне кільце на дві частини: верхню, призначену для сприйняття розпору, і нижню – для сприйняття вертикальної опорної реакції купола. Особливу увагу слід приділити забезпеченню свободи горизонтальних деформацій верхньої частини опорного кільця, оскільки нерівномірне тертя між частинами кільця призводить до нерівномірних деформацій купола і у стадії граничної рівноваги до загальної втрати стійкості форми.

Під час конструювання сітчастих куполів часто використовують вузлові з'єднання, що спочатку були розроблені для плоских структурних конструкцій. В останніх довжини всіх елементів однакові, вузлові деталі однотипні. Кількість типорозмірів конструктивних елементів визначається градацією перерізів залежно від необхідної несучої здатності. У сітчастих куполах стержні каркаса незначно відрізняються по довжині, мають малий розкид розрахункових зусиль і тому можуть бути запроєктовані одного перерізу. Однак стержні сітчастих оболонки у кожному з вузлів мають різну просторову орієнтацію. Використання під час конструювання сітчастих куполів вузлів типу «Меро», «Тріодетик» (рис. 3.2) призводить до необхідності індивідуального виготовлення великої кількості типорозмірів вузлових елементів, що можливо лише із застосуванням спеціалізованого устаткування на основі металообробних верстатів із програмним керуванням.

У зв'язку з цим під час конструювання сітчастих куполів прагнуть застосовувати такі рішення вузлових з'єднань, що забезпечують можливість їх використання не тільки при конкретних геометричних розмірах, але і у разі відхилення

цих розмірів на певну величину. Ці вимоги безумовно задовольняє вузол типу «Октаплатт» (у вигляді порожньої кулі), до якого приварюють торці круглих труб. Для створення сітчастих оболонок можна також використати вузлове з'єднання на ванному зварюванні типу «ЦНДІБК». Вдалим рішенням вузла для сітчастих сферичних куполів є вузлове з'єднання типу «ІФІ». Воно забезпечує з'єднання різної кількості стержнів незалежно від їхнього взаємного розташування. Недоліком є необхідність виготовлення всіх елементів конструкції з точністю, прийнятою в машинобудуванні, що у 5...10 разів перевищує звичайну точність виготовлення будівельних металоконструкцій.

Для перекриття погонів 20...60 м можна застосувати конструктивне рішення односітчастого купола з алюмінієвих пресованих профілів.

Несучий каркас такого купола складається зі стержнів і вузлових деталей, що з'єднуються між собою на високоміцних болтах. Каркас утворює сітчасту поверхню з трикутними комірками. Стержні виготовляються з пресованого профілю з П-подібним поперечним перерізом. Профіль відкритого перерізу дає змогу закручувати стержень навколо його поздовжньої осі на деякий кут до сполучення площин симетрії торцевих перерізів з осями вузлових деталей, що необхідно для всіх сітчастих оболонок, які мають форму, відмінну від сферичної. Вузлова деталь також виготовляється з пресованого алюмінієвого профілю, що має поперечний переріз у вигляді зірки із шістьма променями. Кожен промінь вузлової деталі має в основі потоншую ділянку – шийку, що забезпечує можливість пластичного відгину в площині, перпендикулярній до осі вузлової деталі на визначений кут (рис. 3.22).

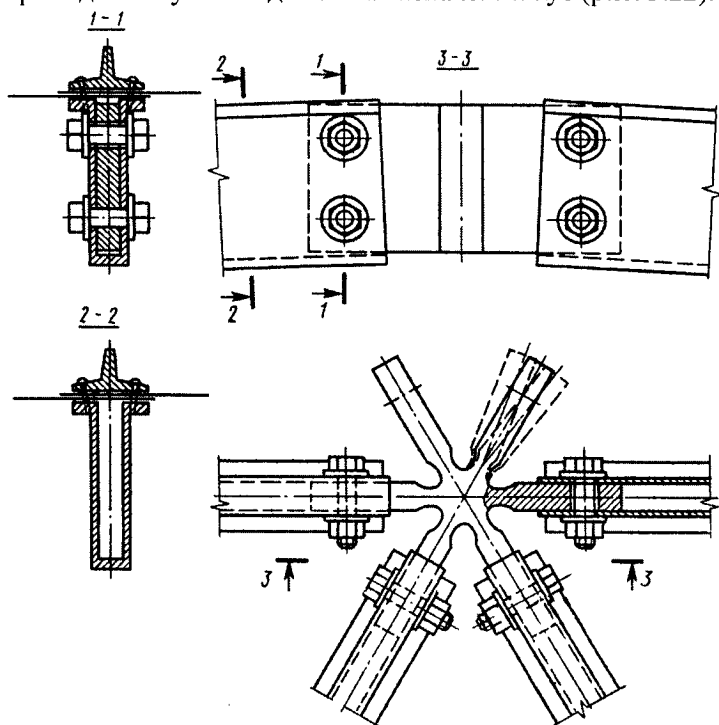


Рис. 3.22. Вузол з'єднання стержнів каркаса алюмінієвих односітчастих оболонок поелементного складання

Стержні кріпляться до променів вузлової деталі двома високоміцними болтами, причому для одного з болтів свердлення отворів у вузловій деталі і стержні виконується на номінальний діаметр, а для іншого болта отвори виконують з більшим діаметром. Люфт у 2...3 мм забезпечує можливість повороту стержня в площині променя вузлової деталі на необхідний кут. Під час монтажу до закінчення складання всього каркаса болтів не затягують, і тільки після того, як всі елементи встановлені і конструкція набула заданої геометричної форми, виконується затягування болтів на заданий крутний момент.

Поверх стержнів каркаса укладаються трикутні алюмінієві листи завтовшки 1.0...1.2 мм, які виконують роль огорожувальних конструкцій покриття. Листи з'єднуються внапуск і кріпляться до стержнів каркаса за допомогою притискних рейок таврового профілю. Водонепроникність покриття забезпечується розміщенням між листами по лініях напуску тонкого шару герметика, що не твердіє. До внутрішньої поверхні каркаса кріпляться декоративні панелі підвісної акустичної стелі, що виконують також функцію теплоізоляції.

Виготовлення і монтаж. Монтаж ребристих і ребристо-кільцевих куполів здійснюють, як правило, з використанням стаціонарних або пересувних опор у вигляді веж або щогл. У більшості випадків використовується тільки одна центральна опора, на якій розміщується верхнє кільце. Попередньо зібрані на землі напіварки встановлюють попарно одна проти одної, спираючи їх на верхнє і нижнє кільця. Під час монтажу напіварки сприймають навантаження від власної ваги за балковою безрозпірною схемою. Монтажна вежа усувається після закінчення монтажу каркаса.

Способи монтажу сітчастих куполів більш різноманітні. Сітчасті куполи можуть монтуватися на суцільних риштуваннях поелементно або блоками, а також з використанням окремих опор, на які спираються попередньо укрупнені частини конструкцій.

Проблема зниження трудомісткості монтажних робіт має особливо важливе значення для покриття прогоном 100 м і більше. При таких прогонах для забезпечення стійкості потрібно значно розвивати перерізи стержнів у напрямку нормалі до поверхні або переходити до двосіткових систем.

Сьогодні основним принципом швидкісного монтажу є складання конструкцій у великі блоки на землі з наступним підйомом їх у проектне положення. Для того, щоб звести до мінімуму роботи нагорі, блоки повинні мати повну будівельну готовність, тобто містити як несучі, так і огорожувальні конструкції, технологічні комунікації, сходи і майданчики з виконанням внизу всього комплексу робіт з антикорозійного і протипожежного захисту; всі монтажні з'єднання повинні здійснюватися на високоміцних болтах. Найраціональнішою схемою монтажу великопрогонових сітчастих куполів є нависне поярусне складання від фундаментів до вершини без використання будь-яких допоміжних опор.

Конструктивне рішення алюмінієвих односітчастих оболонок орієнтовано, в основному, на поелементне складання несучих і огорожувальних конструкцій. Оскільки маса окремих елементів не перевищує 10 кг, монтаж може вестися з легких пересувних майданчиків або автомобільних вишок, що обслуговуються

найпростішими вантажопідйомними механізмами. Для покрить прогонами до 60 м, характерних для масового будівництва громадських будинків, поелементне складання виправдане можливістю створення різних архітектурних форм при використанні уніфікованих збірних елементів.

За кордоном куполи з легких сплавів часто монтують підрушуванням від центра до контура з поступовим підйомом уже складають частини конструкції. Для підйому використовуються центральні щогли, домкрати, надувні балони й інші засоби. Для зведення сітчастих куполів прогоном 150...200 м і більше найраціональнішим є навісний спосіб монтажу великими блоками повної будівельної готовності.

Методи розрахунку. Точний статичний розрахунок металевих куполів усіх типів на стадії робочого проектування виконують за просторовими розрахунковими схемами з врахуванням геометричної нелінійності несучої конструкції. Для цього можна використовувати такі універсальні програми, як «SCAD», «ЛІРА», «МІРАЖ». Розрахунок виконують на дію постійних, технологічних, снігових, вітрових, сейсмічних навантажень. Необхідно також виконувати розрахунок на температурні впливи, оскільки в багато разів статично невизначеній конструкції вони можуть спричинити появу значних внутрішніх зусиль. При статичному розрахунку необхідно враховувати зміни розрахункової схеми споруди під час монтажу.

При проектуванні великопрогонових купольних покрить використовуються, як правило, наскрізні конструкції – кожен несучий елемент є фермою з паралельними поясами, з'єднаними решіткою. Розрахунок за повною розрахунковою схемою, тобто з врахуванням усіх стержневих елементів поясів і решітки, створює значні труднощі. У більшості випадків спрощення досягають у такий спосіб: кожен наскрізний стержень у просторовій розрахунковій схемі замінюють еквівалентним суцільним, приведені геометричні характеристики якого визначають попереднім розрахунком. Для цього плоский наскрізний елемент кожного типорозміру закріплюють з одного кінця і прикладають послідовно до іншого кінця поздовжню силу N і момент M , розкладені на складові по поясах (рис. 3.23).

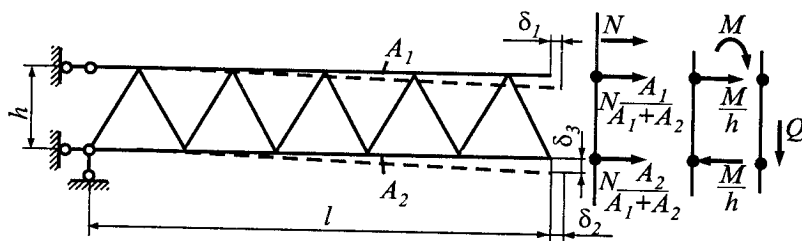


Рис. 3.23. До визначення приведених жорсткостей двовіткових стержнів

Одержавши з розрахунку переміщення вузлів від прикладених навантажень, обчислюють приведені жорсткості на розтяг – стиск EA' і згин EI' за формулами:

$$EA' = \frac{2IN}{\delta_1 + \delta_2}, \quad (3.5)$$

$$EI' = \frac{hIM}{\delta_2 - \delta_1}. \quad (3.6)$$

Аналогічний розрахунок виконують на дію поперечної сили Q , попередньо збільшивши поздовжню жорсткість поясів на кілька порядків. Обчислене значення поперечного переміщення дає змогу визначити приведену зсувну жорсткість еквівалентного стержня GA' за формулою:

$$GA' = 1.2IQ/\delta_3. \quad (3.7)$$

Крім визначення характеристик жорсткості, попередні розрахунки кожної стержневої ферми встановлюють залежність зусиль у кожному з елементів ферми від зусиль N , M і Q в еквівалентному стержні.

На ранніх стадіях проектування металевих куполів для попередньої оцінки зусиль у стержнях використовують різні наближені методи розрахунку, деякі з яких описані нижче.

Ребристий купол при розрахунку на вертикальне, симетричне щодо осі купола навантаження може бути розділений на окремі плоскі арки, кожна з яких сприймає навантаження з вантажної площі, що припадає на неї. Нижня опора приймається шарнірно-нерухомою, верхня – жорсткою з вільним переміщенням по вертикалі – для осесиметричних навантажень і шарнірною з свободою переміщення по вертикалі – для несиметричних навантажень. Якщо розпір купола сприймається опорним кільцем, то кільце може бути замінено умовною затяжкою, яка знаходиться в площині кожної пари ребер, що утворюють плоску арку.

Площа перерізу умовної затяжки приймається такою, щоб її пружні деформації дорівнювали пружним деформаціям кільця в діаметральному напрямку від горизонтальних реакцій усіх ребер (рис. 3.24). При частому розташуванні ребер купола дію їх розпорів на кільце можна звести до рівномірно розподіленого навантаження (рис. 3.24, б):

$$p = (nH)/(2\pi r),$$

де n – кількість ребер у куполі; H – розпір одного ребра (арки); r – радіус опорного кільця купола.

Тоді зусилля розтягу в кільці від одиничних розпорів $N_k = pr = n/2\pi$.

Збільшення довжини кільця в результаті розтягу $\Delta l_k = (N_k \cdot 2\pi r)/E_k A_k = (nr)/(E_k A_k)$, тоді збільшення діаметра кільця Δ_k одержуємо з рівності $\Delta_k = (nr)/(\pi E_k A_k)$. Видовження умовної затяжки від одиничного розпору арки (рис. 3.24, а) $\Delta_3 = 2r/(E_3 A_3)$, де $E_3 A_3$ – жорсткість перерізу умовної затяжки.

Прирівнюючи видовження умовної затяжки до збільшення діаметра кільця (рис. 3.24, б), визначаємо її площу перерізу:

$$A_3 = (2\pi E_k A_k)/(nE_3). \quad (3.8)$$

Якщо кільце має вигляд багатокутника, то площа перерізу умовної затяжки, еквівалентної кільцю за пружними деформаціями (рис. 3.24, з):

$$A_3 = \frac{4rE_k A_k}{l_k E_s} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \quad (3.9)$$

де l_k – довжина прямолінійної ділянки кільця між двома суміжними ребрами купола; φ – кут між ребрами.

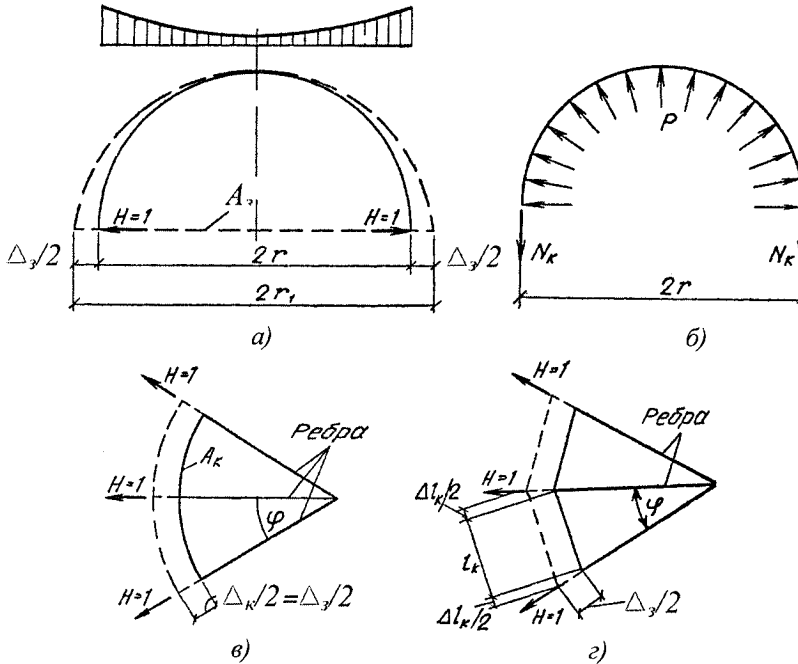


Рис. 3.24. До розрахунку ребристого купола на вертикальне навантаження: а – схема умовної арки; б, в – розрахункова схема кільця; г – деформація багатокутного кільця

Верхнє кільце, що працює на стиск, потрібно перевірити на міцність:

$$\sigma = N_k / A_{к.в.} = p_s r_s / A_{к.в.} \leq R_y \quad (3.10)$$

і на стійкість

$$\sigma = p_s r_s \leq N_{cr} = (3EI_{к.в.}) / r_s^2, \quad (3.11)$$

де r_s , $A_{к.в.}$ – відповідно радіус і площа перерізу верхнього кільця; $p_s = (nH) / (2\pi r_s)$ – дія розпорів, приведена до рівномірного тиску; $I_{к.в.}$ – момент інерції перерізу верхнього кільця відносно вертикальної осі.

При розрахунку ребристого купола на горизонтальне вітрове або несиметричне вертикальне навантаження конструкцію потрібно розглядати вже як просторову. Арка, що отримує від навантаження найбільше горизонтальне зміщення, зазнає пружного відпору сусідніх арок, розташованих під кутом до неї. Врахування пружного відпору зменшує зусилля у розрахунковій арці, що дає змогу зменшити витрату сталі.

Наближена оцінка напружено-деформованого стану ребра *ребристо-кільцевого купола* при несиметричних навантаженнях може бути виконана без врахування роботи кілець. Кільця в ребристо-кільцевому куполі працюють так само, як опорне кільце в ребристому куполі. При осесиметричних навантаженнях кільця можуть бути замінені затяжками, площа перерізу кожної з яких обчислюється за формулою (3.8) або, при достатньо великому n і $E_k = E_3$, за виразом:

$$A_z = 2A_k \sin(\pi/n), \quad (3.8a)$$

де A_k – площа перерізу відповідного кільця; n – кількість ребер купола.

Отже, при осесиметричному навантаженні розрахунок купола можна вести, розділяючи його на окремі плоскі арки з затяжками в рівні кільця. Невідомі зусилля в затяжках зручно визначати методом сил, розв'язуючи систему рівнянь з k невідомими, де k – кількість умовних затяжок. При визначенні переміщень від одиничних сил потрібно враховувати податливість умовних затяжок.

Під час перевірки загальної стійкості ребер розрахункову довжину напіварки приймають такою, яка дорівнює $l_{ef} = \mu l$, де l – геометрична довжина напіварки (відстань між кільцями по дузі); μ – коефіцієнт приведення довжини, що в цьому випадку дорівнює $\mu = 0.479 + 0.429 f/D$, де f, D – стріла підйому і діаметр купола.

Наближений розрахунок *сітчастого купола* із зірчастою схемою (рис. 3.20, е) на осесиметричне навантаження також можна виконати за плоскою розрахунковою схемою із заміною кільцевих елементів умовними затяжками (рис. 3.25). Приведені площі і моменти інерції умовних меридіональних ребер:

$$A_m = 2A_n \cos^3 \gamma, I_m = 2I_n \cos^3 \gamma, \quad (3.12)$$

де γ – кут між віссю стержня і площиною меридіана; A_n, I_n – площа і момент інерції перерізу нахиленого стержня просторової схеми.

Перехід від зусиль у стержнях умовної плоскої розрахункової схеми до зусиль у стержнях реальної просторової схеми здійснюється за формулами:

- для нахилених стержнів:

$$N_n = N_m / (2 \cos \gamma); M_n = M_m / (2 \cos \gamma); \quad (3.13)$$

- для кільцевих стержнів:

$$N_k = N_z / [2 \sin(\pi/n)]; M_k = M_z / [2 \sin(\pi/n)], \quad (3.14)$$

де N_m, M_m, N_z, M_z – нормальна сила і згинальний момент у ребрах (меридіанах) і умовних затяжках плоскої розрахункової схеми; n – кількість ребер.

Як просторову систему *сітчастий купол* можна також наближено розрахувати за безмоментною теорією, розглядаючи його як суцільну осесиметричну оболонку.

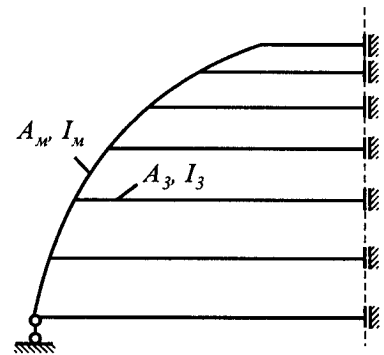


Рис. 3.25. Плоска розрахункова схема ребристо-кільцевого або сітчастого (зірчастого) купола

При дії на купол суцільного рівномірно розподіленого по поверхні навантаження g (власна вага) у ньому з'являються меридіональні T_1 і кільцеві T_2 зусилля (рис. 3.26, а). Меридіональне зусилля можна знайти з умови рівності нулеві проєкції на вертикальну вісь усіх сил, прикладених до відсіченої частини купола горизонтальною площиною на відстані y від центра сфери:

$$T_1 2\pi r \sin \varphi = G = -g 2\pi R(R - y),$$

де G – повне навантаження, що діє на відсічену частину купола; R – радіус сфери.

Звідси меридіональне зусилля на одиницю довжини:

$$T_1 = -g \frac{R^2}{R + y} = -g \frac{R}{1 + \cos \varphi}. \quad (3.15)$$

Кільцеве зусилля T_2 можна знайти з основного рівняння безмоментної сферичної оболонки при дії рівномірно розподіленого тиску p , спрямованого до центра сфери:

$$T_1 + T_2 = pR.$$

Виразивши тиск p через вертикальне навантаження $p = g \cos \varphi$, одержимо:

$$-g \frac{R}{1 + \cos \varphi} + T_2 = -g \cos \varphi R,$$

звідки:

$$T_2 = -Rg \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right) = -g \frac{y^2 + yR - R^2}{y + R}. \quad (3.16)$$

Розв'язуючи рівняння $y^2 + yR - R^2$, можна знайти горизонтальну площину, на якій кільцеве зусилля (рис. 3.26, а) переходить від стиску до розтягу (у нижній частині оболонки): $y = 0.618R$.

У вершині купола при $y = R$ одержуємо $T_1 = T_2 = -g(R/2)$; в основі оболонки, що утворює півсферу: $T_1 = T_2 = -gR$.

Аналогічні вирази одержуємо при дії на купол навантаження g , рівномірно розподіленого по проєкції поверхні на горизонтальну площину (рис. 3.26, б):

$$T_1 = -gR/2; \quad (3.17)$$

$$T_2 = -(gR/2) \cos 2\varphi. \quad (3.18)$$

Кільцеве зусилля дорівнює нулеві при $y = 0.707R$.

При розрахунку на вітрове навантаження приймають, що вітровий тиск q_θ діє на напівкульову оболонку за кососиметричною схемою (рис. 3.26, в), нормально до поверхні і дорівнює:

$$q_\theta = q_0 \sin \varphi \sin \Theta,$$

де q_0 – розрахункове навантаження від тиску вітру на вертикальну площину на рівні основи купола.

Для прийнятої схеми меридіональні зусилля:

$$T_1 = q_0 R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \Theta \quad (3.19)$$

і кільцеві зусилля

$$T_2 = q_0 R \left[\sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \left(\frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \Theta. \quad (3.20)$$

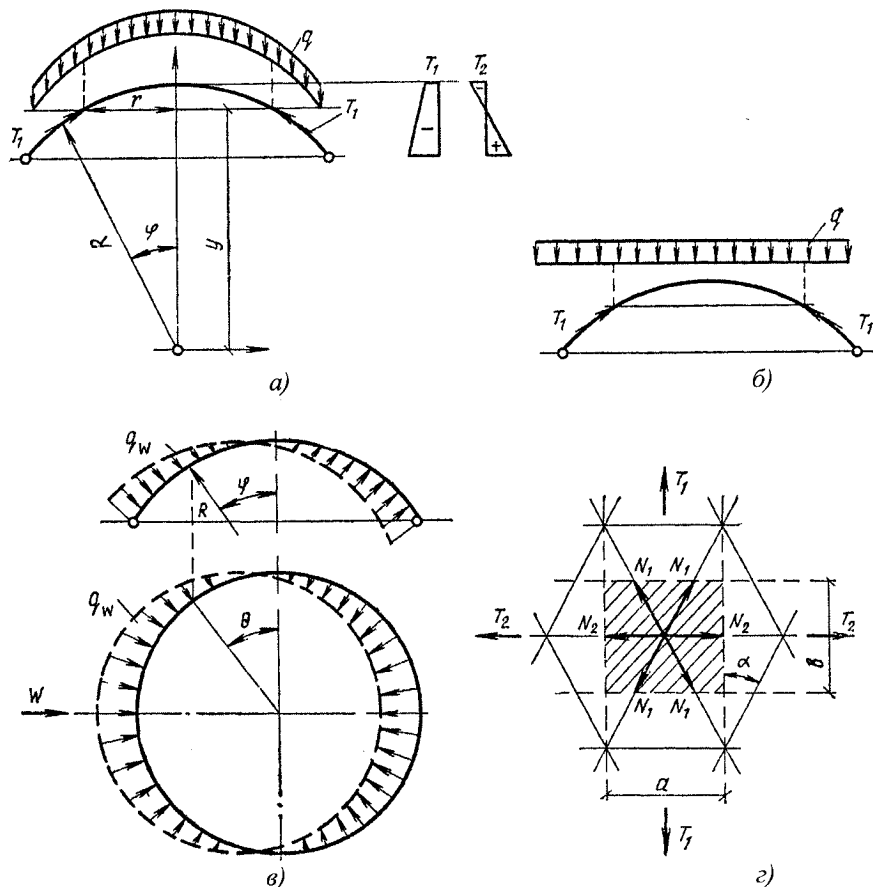


Рис. 3.26. До розрахунку сітчастого купола як просторової системи

Зусилля в стержнях купола визначають множенням зусиль T_1 і T_2 на відповідні відстані між стержнями в розглянутому перетині купола і проектуванням їх на напрямки стержнів (рис. 3.26, г).

Зусилля в стержні меридіонального напрямку:

$$N_1 = (T_1 a) / (2 \cos \alpha). \quad (3.21)$$

Зусилля в кільцевому стержні:

$$N_2 = T_2 b. \quad (3.22)$$

Крім осьових зусиль N_1 і N_2 , у стержнях можуть виникати згинальні моменти від місцевого навантаження.

Щоб уникнути втрати стійкості у вертикальній площині, момент інерції стержнів сітчастого купола повинен задовольняти умову:

$$I \geq \frac{T_1 R a}{0.5 E} \sqrt{\frac{T_1 R}{0.5 E}}, \quad (3.23)$$

де R – радіус сфери; E – модуль пружності матеріалу ребер.

Основним конструктивним прийомом, що підвищує жорсткість конструкції, є збільшення висоти перерізу елементів. Висота перерізу ребер ребристо-кільцевих куполів не повинна бути меншою за 1/50 радіуса кривизни. Для сітчастих куполів це відношення може бути зменшене до 1/200...1/250.

3.6. Висячі покриття

Загальні відомості, переваги і недоліки. Ідея і перше застосування висячих конструкцій для покриття будинків належить В.Г. Шухову, який у 1896 р. на Всеросійській виставці в Нижньому Новгороді побудував чотири павільйони: два розміром 30x70м, один 50x100 м і один круглий діаметром 68 м. Покриття їх було здійснено з тонких перехресних сталевих стержнів й смуг і виявилось досить простим і зручним у монтажу – покриття круглого павільйону було здійснено усього за 10 днів невеликою кількістю робітників.

Однак надалі ці прогресивні конструкції були розібрані, ідеї В.Г. Шухова забуті, і тільки в 1953 р. зведення в США сідлоподібної напруженої сітки Релей-арени дало могутній поштовх до відродження і розвитку цієї прогресивної конструктивної форми покриття.

Висячими називають покриття, в яких головна несуча прогонова конструкція працює на розтяг. Вона може бути утворена зі сталевих стержнів, канатів, тросів, прокатних профілів, а також може являти собою металеву або залізобетонну попередньо напружену оболонку. Зусилля розтягу, які виникають в її елементах, умовно називають *тяжінням* ниток (T), а їх горизонтальну складову – *розпором* (H).

Висячі покриття знайшли широке застосування у спортивних і виставкових залах, гаражах, критих ринках, міських залах загального призначення, деяких виробничих будинках та інших спорудах. Цьому сприяє низка переваг висячих покриттів перед традиційними конструктивними формами покриття, до яких можна віднести:

- 1) роботу несучих конструкцій на розтяг. Це дозволяє повніше використовувати матеріал, оскільки несуча здатність таких конструкцій визначається міцністю, а не стійкістю, що особливо важливо у разі застосування високоміцних матеріалів;
- 2) малу власну вагу несучої конструкції і її високу деформативність, завдяки чому такі конструкції мають підвищену сейсмостійкість;
- 3) зручність монтажу. Немає необхідності в кранах великої вантажопідйомності і влаштуванні риштувань;

- 4) транспортабельність елементів висячих покриттів (тросів у бухтах, металевих оболонки – у рулонах).

Однак висячі покриття мають і недоліки, від вдалого подолання яких часто залежить ефективність застосування системи в цілому, а саме:

- 1) наявність розпору, для сприйняття якого необхідна спеціальна опорна конструкція, здатна сприйняти ці горизонтальні сили; вартість опорної конструкції може становити значну частину вартості всього покриття;
- 2) підвищена деформативність. Вона пов'язана, по-перше, з підвищеними пружними деформаціями застосовуваних високоміцних матеріалів і особливо канатів. Це викликано тим, що модуль пружності канатів менший, ніж у прокатної сталі, і становить лише $E \approx (1.27 \dots 1.67) \cdot 10^5$ МПа, а область пружної роботи високоміцного матеріалу значно більша, ніж у звичайної сталі. Отже, відносна деформація троса у пружній стадії роботи $\varepsilon = \sigma/E$ виходить у кілька разів більшою, ніж елементів зі звичайної сталі. По-друге, підвищена деформативність спричинена геометричною змінюваністю більшості систем висячих покриттів, у яких під час завантаження їх навантаженням, яке відрізняється за своїм характером розподілу від раніше діючого, з'являються кінематичні переміщення. Ці переміщення викликані зміною форми рівноваги системи (для нитки – зміна форми мотузкової кривої). По-третє, вона зумовлена горизонтальною деформацією опор, їхньою податливістю у розпірних висячих системах. Підвищена деформативність висячих покриттів утрудняє герметизацію покрівлі, застосування висячих покриттів у будинках із крановим устаткуванням, призводить у деяких випадках до аеродинамічної нестійкості покриттів і ускладнює їх розрахунок. Щоб зменшити деформативність покриття, застосовують спеціальні заходи для його стабілізації, що, природно, збільшує його вартість;
- 3) складність водовідводу з покриття.

Характер вітрового та снігового навантаження. Загальний підхід до визначення навантажень від дії вітру на висячі конструкції базується на СНиП 2.01.07–85, але має певні особливості. Для висячих конструкцій характерна увігнута форма, а схем для визначення навантажень від вітру в нормативній літературі не наведено. Тому доводиться користуватися дослідними даними або досвідом проектування.

Зокрема, для визначення навантажень від вітру користуються продувкою моделей в аеродинамічній трубі, що дає змогу експериментально визначити аеродинамічні коефіцієнти. Значення цих коефіцієнтів для деяких схем покриттів наведено на рис. 3.27. Ці дані вказують на те, що на більшій частині поверхні покриття діє відсос (негативний тиск), значення якого на окремих ділянках покриття сягає $0.2 \dots 0.3$ кН/м² і навіть 0.6 кН/м².

У легких покриттях, власна вага яких не перевищує $0.6 \dots 0.8$ кН/м², особливо при недостатньому закріпленні країв, вітровий відсос викликає значні деформації покриття, його вібрацію і навіть повну втрату форми. У таких випадках необхідні спеціальні конструктивні заходи для уникнення згаданих явищ. Для конструкцій, в яких сума постійного та тимчасових довготривалих навантажень становить

1.5...2.0 кН/м², такі явища не виникають, і перевірку на дію вітру можна не виконувати.

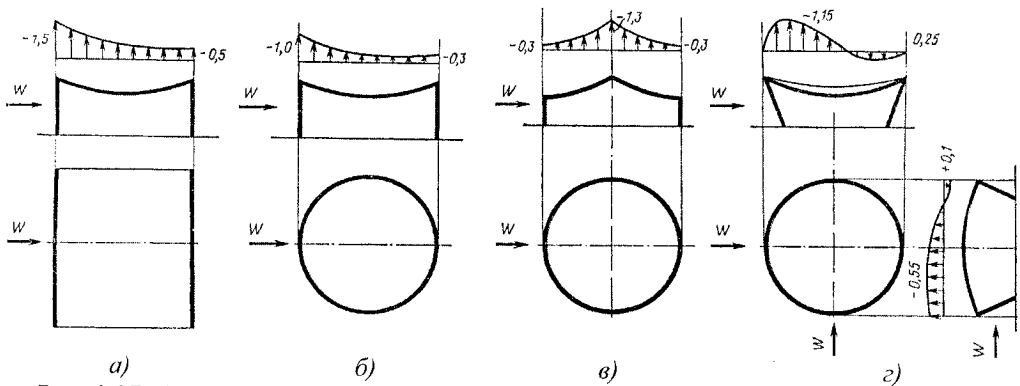


Рис. 3.27. Експериментальні значення аеродинамічного коефіцієнта c для різних типів покрить: а – циліндричного; б – чашоподібного; в – шатрового; з – сідло-видного

Навантаження від снігу визначаються для покрить увігнутої форми за СНиП 2.01.07–85 у двох варіантах: рівномірно розподілене навантаження по всьому покриттю або збільшене – на пониженій частині покриття (рис. 3.28, а, б). У тих випадках, коли менш сприятливі умови роботи елементів покриття виникають у разі часткового завантаження, слід розглядати схеми зі сніговим навантаженням на половині або на чверті прогону.

На основі досліджень збудованих конструкцій визначено, що в пониженій частині покриття (як з радіальними, так і з паралельними вантами) можливе утворення значних снігових мішків, що для прямокутних і круглих у плані будинків моделюється відповідно схемами на рис. 3.28, в і рис. 3.28, з.

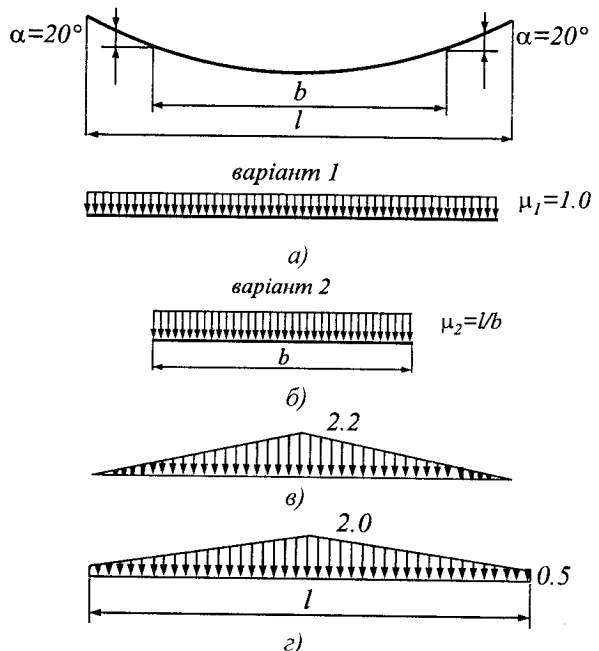


Рис. 3.28. Значення коефіцієнта μ для визначення снігового навантаження на покриття: а, б – за СНиП; в – експериментальні значення для прямокутних в плані будинків; з – те саме, для круглих

Основи розрахунку вантових систем. Однопрогонова, абсолютно гнучкий ($I = 0$) трос (нитка), підвішений на двох жорстких опорах, передає прикладене до

нього навантаження $q(x)$ на опору у вигляді зусиль T (рис. 3.29). На відміну від жорстких балок або арок, у яких навантаження викликає малі за величиною пружні переміщення, обрис осі нитки визначається, в основному, великими кінематичними переміщеннями окремих її точок і мало залежить від жорсткості EA нитки на розтяг. До таких систем, що вирізняються великою кінематичною рухливістю, уже незастосовні деякі зі звичайно використовуваних у статичі спрощень, зокрема принцип суперпозиції (незалежності дії сил).

Вантові конструкції потрібно, отже, розраховувати з врахуванням геометричної нелінійності.

Зусилля у ванті T (тяжіння нитки) визначають за формулою:

$$T = \sqrt{H^2 + V^2},$$

де H і V – розпір нитки і вертикальна балкова реакція, відповідно.

Розпір нитки визначається з умови, що згинальні моменти в будь-якому її перерізі дорівнюють 0: $M^b(x) = H \cdot y(x)$, або $y(x) = M^b(x)/H$, де $M^b(x)$ – балковий момент.

Отже, форма гнучкої нитки відповідає епюрі балкових моментів, зменшеній в H разів. Продиференціювавши двічі це рівняння, одержимо:

$$H \frac{d^2 y}{dx^2} = -q(x). \quad (3.24)$$

Це рівняння справедливе для невагомої і нерозтяжної пологої ($l/f > 8 \dots 10$, де l – прогін нитки; f – стріла прогину) нитки. Розв'язок рівняння має вигляд:

$$y = -\frac{1}{H} \iint q(x) dx^2 + C_1 x + C_2; \quad (3.25)$$

постійні інтегрування C_1 і C_2 при заданому навантаженні $q(x)$ визначаються взаємним розташуванням опор. Обрис осі нитки однозначно визначається заданою величиною горизонтальної складової опорної реакції H або стріли прогину f .

Довжина нитки s визначається за відомою з курсу вищої математики формулою:

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx.$$

Розклавши підінтегральний вираз у степеневий ряд, одержуємо:

$$s = \int_0^l \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 - \frac{1}{8} \left(\frac{dy}{dx}\right)^4 + \frac{1}{16} \left(\frac{dy}{dx}\right)^6 - \dots \right] dx.$$

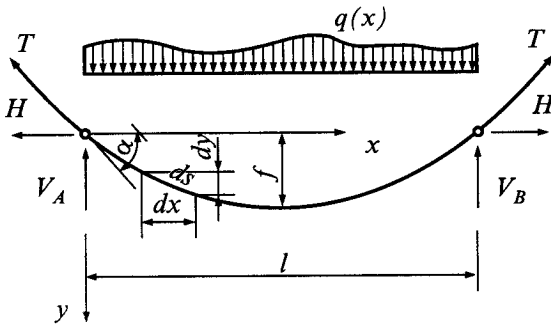


Рис. 3.29. Розрахункова схема одиночного троса (гнучкої нитки)

Скориставшись тільки двома першими членами ряду, що забезпечує достатню для інженерних розрахунків точність і з огляду на те, що $dy/dx=Q/H$ (де Q – поперечна сила для вільнообпертої однопрогонової балки), одержимо при постійному H :

$$s = l + \frac{1}{2H^2} \int_0^l Q^2 dx = l + \frac{D}{2H^2}, \quad (3.26)$$

де $D = \int_0^l Q^2 dx$. З виразу (3.26) при заданій довжині нитки s :

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(s-l)}}. \quad (3.27)$$

З врахуванням розтяжності нитки вираз для довжини нитки s набуває вигляду:

$$s + \frac{Hs}{EA} = l + \frac{D}{2H^2}, \quad (3.28)$$

звідки одержують кубічне рівняння відносно H :

$$H^3 + (s-l) \frac{EA}{s} H^2 - \frac{EAD}{2s} = 0. \quad (3.29)$$

Наведені вище формули застосовні в тому випадку, коли для розтяжної нитки відомий хоча б один з таких параметрів: розпір H , довжина s або стріла провисання f . Якщо таку нитку, що перебуває під дією початкового навантаження q_0 , завантажити додатковим навантаженням q , то жоден з перерахованих параметрів не буде відомим. У цьому випадку для визначення розпору користуються кубічним рівнянням:

$$H^3 + \left[\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right] H^2 - \frac{EAD}{2l} = 0, \quad (3.30)$$

де H_0 , H – відповідно розпір від початкового і кінцевого навантаження;

$D_0 = \int_0^l Q_0^2(x) dx$, $D = \int_0^l Q^2(x) dx$ – параметри навантаження; Q_0 , Q – поперечна

сила в балці прогоном l від початкового і кінцевого навантаження відповідно.

Слід зауважити, що наведена вище формула застосовна, якщо: опори вантів нерухомі і розташовані на одному рівні (рис. 3.29); відсутній перепад температур.

Прогин ванти, який включає її пружні і кінематичні переміщення, можна визначити за формулою: $\Delta f(x) = M^0(x)/H - y_0(x)$, де $y_0(x)$ – початковий прогин ванти. Для визначення прогину за цією формулою потрібно спочатку визначити H . Тому на практиці часто користуються виразом:

$$\Delta f_{max} = k \frac{m^2 (q_0 + q) l^4}{EAf^2}, \quad (3.31)$$

де k – числовий коефіцієнт, $m = s/l$.

Дані для розрахунку деяких висячих конструкцій з пологими гнучкими ван-тами наведено в табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Коефіцієнти для обчислення розпору і прогинів однопоясних гнучких вантових систем

Схема навантаження	План споруди	M^b	D	H	k	m
	Прямокутний з паралельними вантами	$\frac{ql^2}{8}$	$\frac{q^2l^3}{12}$	$\frac{ql^2}{8f}$	$\frac{3}{128}$	$1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2$
	Круглий з радіальними вантами	$\frac{ql^2}{24}$	$\frac{q^2l^3}{80}$	$\frac{ql^2}{24f}$	$\frac{5}{864}$	$1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f}{l} \right)^2$

Однопрогонова нитка під навантаженням $q(x)$ (рис. 3.29) є стійкою геометрично змінюваною системою. Якщо ж навантаження змінює знак (наприклад, при вітровому відсосі), система стає несійкою і вже не може бути використана як несуча конструкція. Тому необхідні спеціальні конструктивні заходи, що забезпечують стійкість системи при будь-яких можливих навантаженнях.

Типи вантових систем. Як уже зазначалося, під час завантаження висячих конструкцій навантаженням, що відрізняється за своїм характером розподілу від раніше діючого, з'являються кінематичні переміщення, викликані зміною форми рівноваги системи (рис. 3.30). Ці переміщення ускладнюють герметизацію покрівлі, застосування підвісних кранів та ін., тому потрібна стабілізація висячих систем, яка може бути досягнута різними способами.

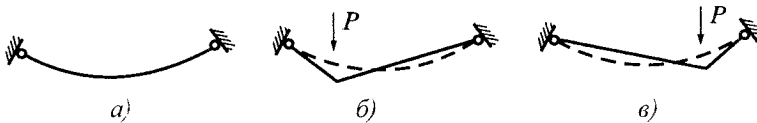


Рис. 3.30. Кінематичні переміщення гнучкої нитки: а – в – положення нитки при різних завантаженнях

Стабілізація привантаженням може здійснюватися вантажами, жорстко між собою не зв'язаними (наприклад, збірними залізобетонними плитами) або за допомогою жорсткої конструкції (наприклад, монолітної залізобетонної оболонки). Величина розтягувальних зусиль у вантах від привантаження повинна бути в 1.1...1.5 раза більшою, ніж можливе їх зменшення внаслідок дії вітрового відсосу.

Двопоясні системи. Негативне навантаження (відсос), що діє на несучий трос, може бути сприйняте розташованим нижче нього стабілізуючим (натяж-

ним) тросом, який зв'язаний з несучим системою сполучних стержнів; при цьому в стержнях діють розтягувальні зусилля. Щоб обмежити переміщення системи, в стабілізуючому тросі створюють попередній натяг. Тоді при будь-якому навантаженні зусилля у вантах будуть розтягувальними. Розміри деформацій системи при різних навантаженнях залежать від конфігурації сполучної решітки.

Аналогічна система утвориться у разі розташування стабілізуючого троса вище від несучого; при цьому в з'єднувальних стержнях виникають стискальні зусилля. В цьому випадку система має бути закріплена від втрати стійкості з площини.

Перехресні системи. При цьому способі стабілізації негативне навантаження сприймається стабілізуючими тросами, розташованими впоперек несучих. Щоб зусилля в стабілізуючих тросах від навантаження не були надмірно великі, ці троси повинні мати досить великий підйом. При цьому несучі і стабілізуючі троси утворюють сідлоподібну поверхню негативної гауссової кривизни. Щоб зусилля в тросах залишалися розтягувальними на всіх стадіях роботи, необхідно створити попередній натяг тросів. При з'єднанні обох сімейств тросів у місцях їх перетину створюється стійка несуча система, яка характеризується малими переміщеннями при будь-яких сполученнях навантажень.

Попередній натяг або привантаження, як і стабілізація окремих тросів, – характерна ознака вантових конструкцій. Чим більший попередній натяг, тим менші при тому ж навантаженні деформації троса. Завдяки цьому можна настільки обмежити деформації вантових систем, що вони не перевищать відповідних величин для звичайних (жорстких) конструкцій. З іншого боку, попередній натяг призводить до збільшення зусиль у тросах, тому величина натягу значною мірою визначає економічність конструкцій. Слід зазначити, що попереднє напруження (привантаження) значно поліпшує роботу вантових конструкцій при динамічних впливах.

Різними способами стабілізації окремих тросів можна створити вантові системи різних типів (рис. 3.31). Для однопоясних систем (рис. 3.31, *а*) необхідне влаштування достатньо важкої конструкції покриття; для двопоясних і перехресних систем (рис. 3.31, *б* і *в*) можна прийняти легкі покриття. Форма поверхні покриття визначається прийнятим типом вантової системи. При паралельному розташуванні окремих тросів або тросових ферм утвориться поверхня одинарної кривизни, при радіальному їх розташуванні або при використанні перехресної системи тросів – поверхні подвійної кривизни. Розрахунок вантових систем зводиться до тих самих рівнянь, що і для окремих тросів. Однак врахування спільної роботи цілої системи тросів призводить до досить складних залежностей, і лише в деяких випадках вирази зусиль в окремих тросах можуть бути отримані в замкнутому вигляді. Тому для розрахунку вантових систем використовують ітераційні методи, реалізовані на ЕОМ.

Для систем з одиночних тросів із гнучкою конструкцією покриття (рис. 3.31, *а*) зусилля в тросах можуть бути визначені за формулами, наведеними вище. Слід мати на увазі, що в радіальній системі тросів, якщо в центрі немає жорсткої опори, можливі горизонтальні зсуви центрального вузла при неосеси-

метричному навантаженні; цей зсув повинен бути врахований при розрахунку окремих тросів. При однобічних навантаженнях (сніг, вітер) зусилля в окремих тросах можуть збільшуватися на 15% порівняно з повним навантаженням покриття. Якщо покриття по тросах жорстке, то воно працює в стадії експлуатації аналогічно оболонці, що вимагає детальнішого дослідження його напруженого стану з врахуванням впливу тимчасових навантажень, початкового привантаження, усадки, повзучості бетону тощо.

Для двопоясних систем типу тросових ферм (рис. 3.31, б) зусилля також можна визначати за формулами для одиночних тросів; при цьому потрібно врахувати зумовлену наявністю зв'язків, взаємну залежність зусиль і переміщень несучого та стабілізуючого тросів.

Розрахунок перехресних тросових сіток (рис. 3.31, в) часто засновують на розрахунку поодинокого троса як елемента основної (статично визначеної) системи. З розгляду рівноваги вузлів, геометрії сітки, кінематичних і пружних переміщень одержують систему рівнянь статички, розв'язуваних, як правило, ітераційними методами. При більш загальному підході тросова сітка розглядається як геометрична система вузлових точок, для якої формулюють умови рівноваги і сумісності деформацій. У результаті одержують систему нелінійних рівнянь, розв'язати які можна лише ітераційними методами. Інший шлях розрахунку заснований на розгляді тросової сітки як мембрани, що не має зсувної жорсткості; він приводить до інтегродиференціальних рівнянь.

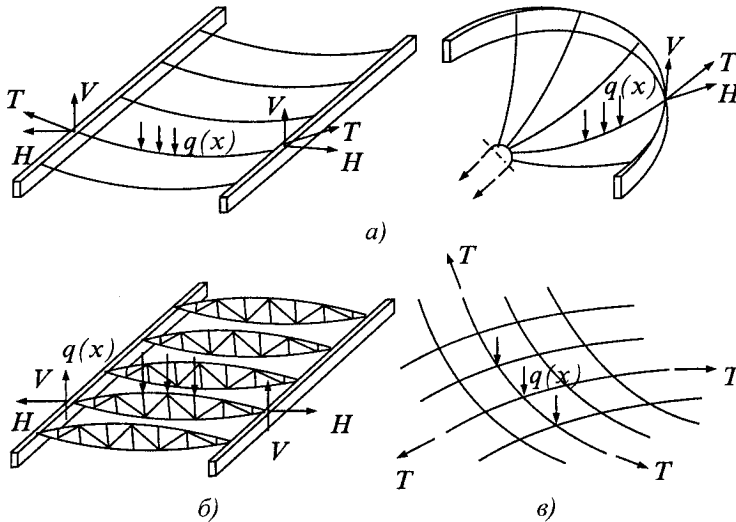


Рис. 3.31. Основні типи вантових систем: а – з одиночних тросів; б – двопоясні (тросові ферми); в – перехресна (тросова сітка)

Конструктивні форми вантових покриттів. Конструктивна форма висячих покриттів досить різноманітна, але за характерними рисами роботи несучої конструкції більшість з них можна умовно розбити на кілька груп. Вантові покриття розрізняють:

- за формою плану (найчастіше – круглі або еліптичні);

- за способом створення попереднього напруження (привантаження, дво-поясні системи, тросові сітки);
- за типом вантів (з гнучкими і жорсткими вантами);
- за геометричною формою поверхні покриття (нульової, негативної або позитивної гауссової кривизни).

У будівництві знайшли застосування:

- 1) однопоясні системи з гнучкими вантами;
- 2) однопоясні системи з жорсткими вантами;
- 3) двопоясні системи;
- 4) сідлоподібні напружені сітки;
- 5) металеві оболонки-мембрани;
- 6) тросові попередньо напружені ферми;
- 7) комбіновані системи.

Кожна з цих систем має свої позитивні і негативні особливості.

Однопоясні системи з гнучкими вантами. Прикладом таких систем можуть служити покриття гаража в Красноярську прогоном 78 м (рис. 3.32, а) і покриття ринку діаметром 80 м у Москві (рис. 3.32, б).

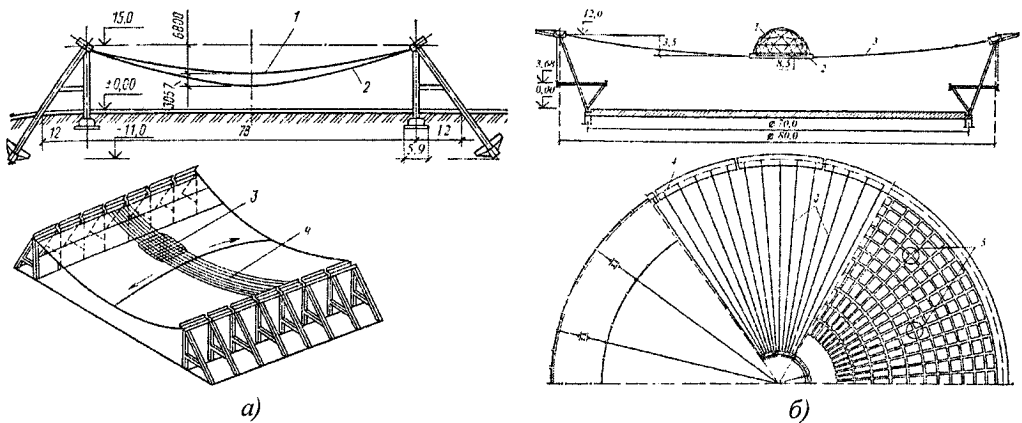


Рис. 3.32. Однопоясні покриття з гнучкими вантами і залізобетонними плитами: а – гараж в Красноярську: 1 – середина; 2 – торець; 3 – залізобетонні плити; 4 – несучі стержні діаметром 40 мм через 1500 мм; б – ринок в Москві: 1 – світлоаераційний ліхтар; 2 – середнє металеве кільце; 3 – несучі троси діаметром 52.5 мм (80 шт.); 4 – зовнішнє залізобетонне кільце перерізом 1×1.5 м; 5 – керамзитобетонні плити

Обидва покриття являють собою попередньо напружені залізобетонні оболонки, які працюють на розтяг. Напруженою арматурою в них є система гнучких вант, на які під час монтажу укладають збірні залізобетонні плити. До замонолічування швів між плитами на ванти дається привантаження або створюється їх натяг, що разом з вагою конструкції викликають у вантах розтягувальні напруження, близькі до їх розрахункового опору. Після твердіння бетону замонолічування привантаження знімають і ванти обтискають залізобетонні плити. Залізобетонна оболонка, що утворилася, отримує попередній обтиск, що

дає їй змогу сприймати напруження розтягу від дії зовнішніх навантажень і забезпечує загальну жорсткість конструкції; несуча ж здатність оболонки забезпечується роботою вантів на розтяг. Можливе також створення попереднього напруження замонолічуванням швів між збірними залізобетонними елементами покриття дрібнозернистим бетоном на цементі, що самонапружується. У покриттях прямокутного плану (рис. 3.32, *а*) розпір вантів сприймає опорна конструкція з відтяжок і анкерів, закріплених у ґрунті; у покриттях з круглим планом (рис. 3.32, *б*) розпір передається на зовнішнє (стиснуте) залізобетонне кільце, що лежить на колонах, і внутрішнє (розтягнуте) металеве кільце. Стріла прогину ванта в таких покриттях звичайно становить $f = (1/10 \dots 1/20)l$; оболонки є пологими.

Переріз вант покриття визначають за величиною монтажного навантаження, коли покриття цілком рівномірно завантажене вагою конструкції і привантаженням (до схоплювання бетону під час замонолічування). У цьому випадку ванти працюють як окремі нитки (з'єднання їх в центрі круглого покриття не позначається на їх роботі), і розпір в них можна визначити без врахування їх деформацій:

$$H = M^0 / f,$$

де M^0 – балковий момент від розрахункового навантаження; f – стріла прогину ванти в тому самому перерізі.

Найбільше зусилля у ванті буде на опорі: $T = \sqrt{H^2 + V^2}$, де V – балкова опорна реакція.

Щоб визначити розпір більш точно, з врахуванням деформації ванти, потрібно розв'язати кубічне рівняння (3.30). Прогин ванти в середині прогону приблизно можна визначити, користуючись виразом (3.31) і даними з табл. 3.4:

- при дії рівномірно розподіленого навантаження:

$$\Delta f = \frac{3}{128} \frac{m^2 p l^4}{E A f^2}, m = \frac{s}{l} = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2; \quad (3.32)$$

- при дії навантаження, розподіленого по двох трикутниках з вершинами на опорах:

$$\Delta f = \frac{5}{864} \frac{m^2 p l^4}{E A f^2}, m = \frac{s}{l} = 1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f}{l} \right)^2. \quad (3.33)$$

Однопоясні системи з жорсткими вантами. У таких покриттях (рис. 3.33) гнуті двотаври – жорсткі ванти, прикріплені кінцями до похилих пілонів, – працюють під дією навантаження на розтяг зі згином, причому при дії рівномірного навантаження частка згину в напруженнях невелика. При дії нерівномірного навантаження жорсткі ванти починають сильно опиратися місцевому згину, чим значно зменшують деформативність всього покриття. Як жорсткий вант може використовуватися наскрізний стержень або ферма.

Рівняння осі жорсткої ванти, якій надано вигнуту форму, описується формулою:

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} - H \frac{d^2 (y_0 + w)}{dx^2} + q(x) = 0, \quad (3.34)$$

де y_0 – ордината початкового прогину ванти (якщо жорстка ванта згинається тільки під дією власної ваги $y_0 = 0$); w – прогин ванти від додаткового навантаження.

Точне розв'язання цього рівняння складне, тому на практиці користуються наближеними розв'язаннями. Для ванти з нерухомими опорами, розташованими на одному рівні, при дії рівномірно розподіленого навантаження:

– прогин середини прогону: $\Delta f = f - f_0$, де f – прогин ванти під навантаженням, визначається з рівняння:

$$\frac{4}{15} \frac{A}{m_1 I} f^3 + \left(1 - \frac{4}{15} \frac{A}{m_1 I} f_0^2 + \frac{H_0 l^2}{10EI} \right) f = \frac{(g + p) l^4}{80EI} + f_0, \quad (3.35)$$

I – момент інерції ванти; A – площа її поперечного перерізу;

$$m_1 = 1 + \frac{16}{3} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2;$$

– розпір у ванті:

$$H = \frac{8}{3} \frac{EA}{m_1 l^2} (f + f_0) \Delta f + H_0; \quad (3.36)$$

– згинальний момент в середині прогону ванти:

$$M = (g + p) l^2 / 8 - Hf. \quad (3.37)$$

Істотною перевагою системи з жорсткими вантами є можливість влаштування легкої покрівлі і відсутність необхідності в попередньому напруженні (його роль виконує згинна жорсткість елементів), що значно полегшує як самі несучі конструкції, так і опорні конструкції. Покриття цього типу застосовані також над плавальним басейном спорткомплексу «Олімпійський» у Москві.

Двопоясні системи. Дві системи вант у покриттях подібного типу (рис. 3.34, а): несучі, що мають вигин донизу, і стабілізуючі, що мають вигин догори, – роблять цю систему миттєво-жорсткою, здатною сприймати навантаження, що діють у двох різних напрямках (власна вага покриття і сніг, що діють униз, викликають у несучій нитці розтяг, а в стабілізуючій – стиск; відсос вітру, що діє вгору, викликає в нитках зусилля зворотного знака) незалежно

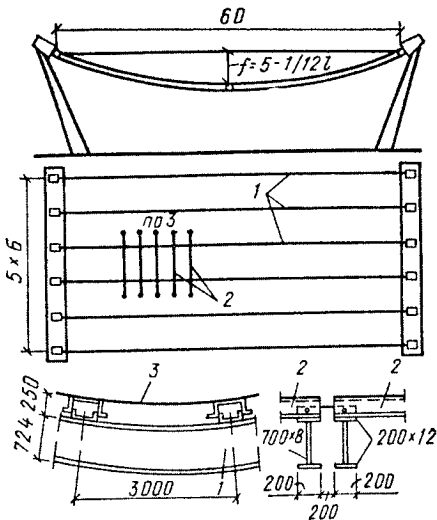


Рис. 3.33. Плавальний басейн в Харкові:
1 – поздовжні згинно-жорсткі ванти;
2 – поперечні ребра; 3 – мембрана алюмінієва $t = 1.5$ мм

від жорсткості покрівлі. Тому в більшості покриттів цього типу застосовується легка покрівля (звичайно щитова з оцинкованих металевих листів з утеплювачем і гідроізоляцією).

Щоб забезпечити працездатність гнучких стабілізуючих вант покриття, систему попередньо напружують, причому попередній натяг стабілізуючих вант повинен бути більшим від можливого стиску в них же від тимчасового навантаження.

Великий вплив на економічну ефективність системи має спосіб розміщення несучих і стабілізуючих вант. При розміщенні несучих вант над стабілізуючими (рис. 3.34, б) вони з'єднані між собою легкими розтяжками, на які потрібно дуже мало металу. Однак в цьому випадку для кожної системи вантів доводиться робити свій самостійний опорний контур. При розміщенні стабілізуючих вант над несучими (рис. 3.34, в) опорний контур для обох систем вант може бути спільним і витрата матеріалу на його влаштування буде мінімальною. Однак в цьому випадку буде потрібно більше металу на стиснуті стійки, що з'єднують обидві системи вант, для забезпечення їх стійкості. Вдале рішення подано на рис. 3.34, а: стиснуті стійки короткі, а розпір двох систем вант сприймається одним стиснутим залізобетонним кільцем і роботою колон на згин (від зсуву кільця), обпертих внизу на фундамент, а вгорі – на залізобетонне горизонтальне кільце.

Зусилля в поясах системи при дії на неї тимчасового рівномірно розподіленого вертикального навантаження p приблизно можна визначити, припустивши, що це навантаження певним чином розподіляється між поясами, за формулами:

$$\text{розпір несучого пояса: } H_n = H_n^0 + [M^0(p_n)] / f_n; \quad (3.38)$$

$$\text{залишковий розпір стабілізуючого пояса: } H_c = H_c^n - [M^0(p_c)] / f_c; \quad (3.39)$$

де $H_n^0 = H_n^n + [M^0(g)] / f_n$ – початковий розпір у несучому поясі; H_n^n – розпір попереднього напруження в несучому поясі; $H_c^n = H_n^n (f_n / f_c)$ – розпір попереднього напруження в стабілізуючому поясі; $M^0(g)$ – балковий момент від ваги системи; $M^0(p_n)$ – балковий момент від частини тимчасового навантаження $p_n = p - p_c$.

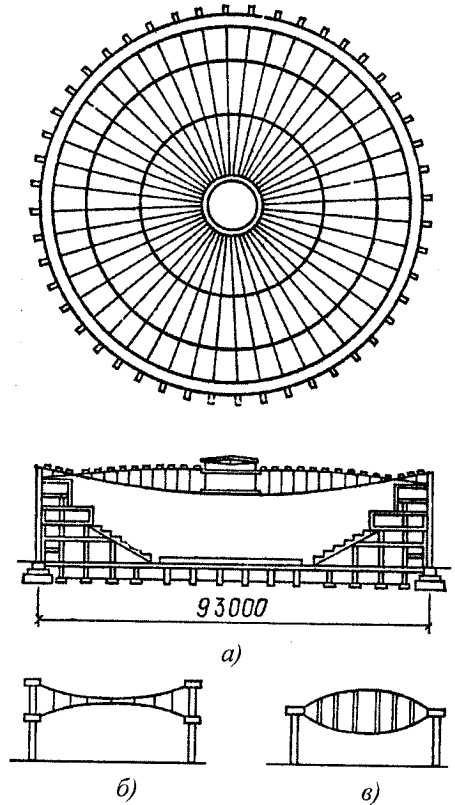


Рис. 3.34. Двопоясні системи: а – покриття палацу спорту «Ювілейний» в Санкт-Петербурзі; б, в – схеми двопоясних систем

який сприймається несучим поясом; $M^0(p_c)$ – балковий момент від частини тимчасового навантаження p_c , яке сприймається стабілізуючим поясом; $p_c = \alpha_1 p(1 + \alpha_1)$ – частина тимчасового навантаження, яка сприймається стабілі-

зуючим поясом; $\alpha_1 = \frac{m_u^2 A_c f_c^2}{m_c^2 A_u f_u^2}$ – коефіцієнт пропорційності розподілу навантаження між поясами; A_u, f_u, A_c, f_c – площі перерізу і стрілки провисання несучого і стабілізуючого поясів; $m_u = s_u / l$; $m_c = s_c / l$ – відношення довжин відповідно несучого і стабілізуючого поясів до прогону системи.

Попереднє напруження системи треба задати так, щоб залишкове зусилля в стабілізуючому поясі у разі дії розрахункового навантаження p було позитивним: $H_c > 0$. Прогин системи від тимчасового навантаження p можна наближено визначити формулою:

$$\Delta f = k \frac{pl^4}{(1 + \alpha_1)EA_u f_u^2}, \quad (3.40)$$

де $k = 3/128$ при рівномірно розподіленому навантаженні; $k = 5/864$ при навантаженні по двох трикутниках (для радіальних систем).

Сідлоподібні напружені сітки. Покриття сідлоподібними сітками застосовується для постійних і тимчасових будинків і споруд. Прикладом покриття постійної споруди може служити Релей-арена у США (рис. 3.35), зведена в 1953 р., яка дала могутній поштовх розвитку висячих покрить; тимчасової споруди – покриття Олімпійського стадіону в Мюнхені.

Форма сітки покриття, що має вигнуті вниз несучі і вигнуті вверх стабілізуючі троси, приймається по поверхні подвійної кривизни (найчастіше – гіперболічного параболоїда); така форма поверхні дає змогу попередньо напружувати сітку. Сітка подвійної кривизни є миттєво-жорсткою системою і, подібно до двопоясних систем, для стійкої роботи стабілізуючих тросів вимагає попереднього напруження. Відстань між суміжними паралельними тросами сітки залежить від конструкції покрівлі. У легких спорудах, покритих плівкою або брезентом, воно не повинно перевищувати 1 м, щоб уникнути утворення великих водяних мішків.

Форма плану покриття може бути досить різноманітною, але в постійних спорудах сітку найчастіше закріплюють на дві похилі залізобетонні параболічні арки або опорне кільце складної конфігурації, які і сприймають тяжіння сітки покриття.

В тимчасових спорудах сітка часто облямовується більш потужним тросом – підбором, який, працюючи на розтяг, служить опорною конструкцією сітки.

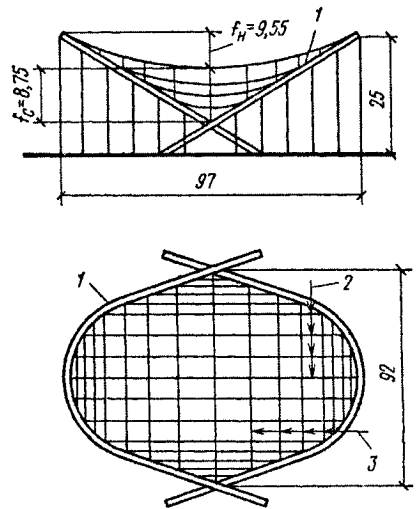


Рис. 3.35. Релей-арена: 1 – залізобетонні арки; 2 – несучі троси діаметром 32 мм через 1.83 м, 3 – стабілізуючі троси діаметром 19 мм

Робота сітки при дії зовнішнього навантаження подібна до роботи двопоясної системи, тобто зовнішнє навантаження збільшує початкові зусилля розтягу в несучих тросах і зменшує початковий розтяг у стабілізуючих. На роботу сітки дуже впливає деформація опорної конструкції, що зменшує попереднє напруження сітки і збільшує її прогини.

Поверхню сітки в постійних спорудах, де значні постійні навантаження рівномірно розподілені по поверхні покриття, доцільно приймати у формі гіперболічного параболоїда (гіпара) за рівнянням:

$$z = f_m(x/a)^2 - f_c(y/b)^2,$$

де f_m , f_c – відповідно стрілки прогину середніх несучої і стабілізуючої ниток; a , b – відповідно напівпрогони цих ниток.

Вибір поверхні у формі гіпара забезпечує приблизну рівність зусиль у всіх нитках кожного сімейства при рівномірному завантаженні покриття, а отже, і рівність перерізів тросів. У свою чергу вибір параболічних арок як опорних конструкцій забезпечує мінімальні згинальні моменти в них від однакових тяжінь несучих ниток покриття, а отже, і мінімальні деформації самої опорної конструкції, що сприятливо відображається на роботі всього покриття. Точний розрахунок сідлоподібної сітки можливий тільки на ЕОМ.

Металеві оболонки-мембрани.

Останніми роками серед тисяч систем покриття широке застосування одержали тонкостінні металеві оболонки-мембрани. Головною перевагою цих систем є поєднання несучої і огорожувальної функцій та індустріальність виготовлення. Утеплювач і гідроізоляцію покрівлі в них укладають безпосередньо на несучу оболонку, не застосовуючи покрівельних плит. Полотнища оболонок виготовляють на заводі і доставляють на будівництво у вигляді рулонів, з яких на місці збирають всю оболонку без застосування риштувань (рис. 3.36 і 3.37).

Універсальний стадіон (рис. 3.37) зводили послідовним влаштуванням периферійного опорного кільця, навішування гнучких радіальних ферм, що служили під час монтажу «постіллю» для укладання листів оболонки, і скріплення листів між собою. У готовому покритті ферми працюють разом з оболонкою, збільшуючи її жорсткість при дії нерівномірних навантажень.

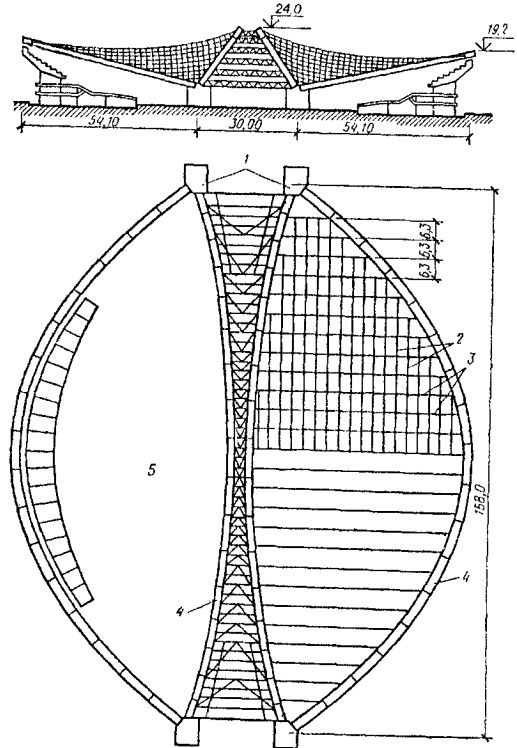


Рис. 3.36. Велотрек в Крилатському (Москва): 1 – залізобетонні опори; 2 – напрямні швелери; 3 – напрямні пасма 50x6 мм; 4 – металеві арки; 5 – мембрана ($t = 4$ мм)

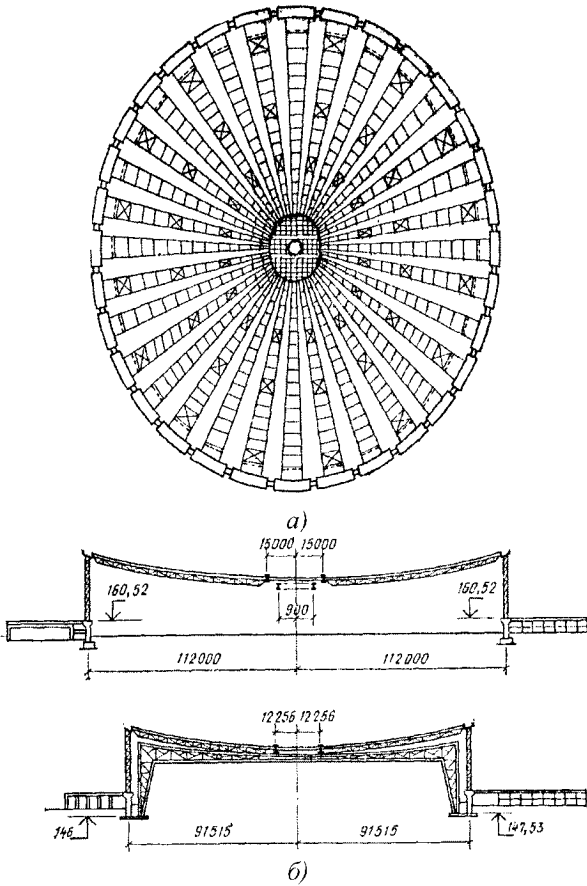


Рис. 3.37. Універсальний стадіон в Москві: а – план покриття, б – поздовжній і поперечний розрізи (мембрана $t=5$ мм)

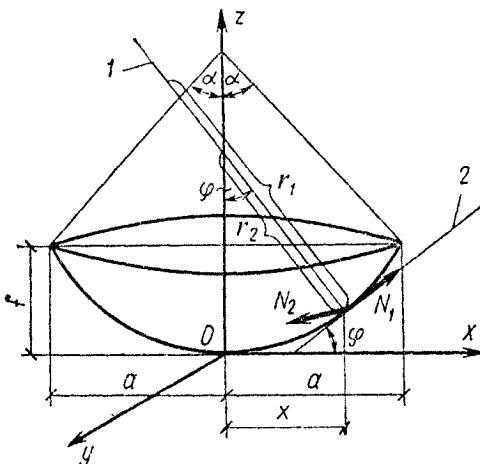


Рис.3.38. До розрахунку оболонок обертання: 1 – нормаль; 2 – дотична

Форма оболонок може бути досить різноманітною: циліндричною, конічною, сферичною, чашоподібною, сідлоvidною і шатровою. Більшість перерахованих форм оболонок працює за просторовою схемою, що робить її досить вигідною і дає змогу застосовувати листи завтовшки 2...5 мм.

Зусилля в оболонці обертання, закріпленій по периметру до недеформованого кільця і завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, наближено можна визначити за безмоментною теорією (рис. 3.38).

Рівняння поверхні оболонки:

$$z = f(x/a)^2 + f(y/b)^2.$$

Геометричні параметри оболонки:

- радіус меридіана $r_1 = [1+(z')^2]^{3/2}/z''$;
- радіус паралелі $r_2 = x/\sin\varphi$, де:

$$z' = dz/dx = tg\varphi = (2f/a^2)x;$$

$$z'' = d^2 z/dx^2 = 2f/a;$$

$$\sin\varphi = tg\varphi / \sqrt{1 + tg^2\varphi};$$

$$\cos\varphi = 1 / \sqrt{1 + tg^2\varphi}.$$

Визначимо меридіональне зусилля N_1 з умови рівності суми вертикальних проєкцій меридіональних зусиль, що діють на відсічену частину оболонки, і зовнішнього навантаження G , що діє на неї:

$$2\pi x N_1 \sin\varphi = G = \pi x^2 q,$$

звідки:

$$N_1 = qx / 2\sin\varphi. \quad (3.41)$$

Користуючись рівнянням Лапласа, визначаємо кільцеве зусилля N_2 від дії нормального до поверхні оболонки навантаження $p = g / \cos \varphi$:

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = p,$$

звідки:

$$N_2 = (p - N_1/r_1) / r_2. \quad (3.42)$$

Ця форма поверхні забезпечує приблизну рівність зусиль в оболонці по всій її поверхні, що дає можливість виконувати її однакової товщини й істотно спрощує виготовлення.

Крім того, бажано мати безперервне по всьому периметру з'єднання оболонки з опорним кільцем, тому що це зменшує згинальні моменти в ньому від дії нерівномірних навантажень. Кільцеві зусилля в оболонці й опорному кільці взаємно протилежні за знаком і, взаємодіючи, частково гасять одне одного.

Покриття металевими мембранами були здійснені в Москві, Санкт-Петербурзі, Братську та інших містах.

Тросові попередньо напружені ферми. Тросові ферми для мостів застосовували з XIX століття, однак сучасна система тросових ферм вперше була запропонована інженером Я.А. Осташевським у 1940 р. і застосована інженерами Г.Д. Поповим і В.М. Вахуркіним у 1953 р. для підвісної канатної дороги прогоном 874 м поблизу Волгограда. З того часу побудовано багато великих мостів, а також газо- і продуктопровідних переходів із застосуванням цієї системи (див. розділ. 4.3.4).

Тросові ферми покрить поширені в країнах Західної Європи. Досить схожими на тросові ферми Волгоградського переходу, але названими там іменем шведського інженера Яверта (який застосовував такі ферми для покрить і теоретично обґрунтував ці рішення), перекрито кілька будинків різного призначення (рис. 3.39).

В основному тросові ферми використовують для прямокутних покрить, в яких ферми працюють як незалежні плоскі системи, хоча ніщо не перешкоджає застосуванню цих ферм у круглих покриттях. Тросові ферми найдоцільніші в покриттях, де можливі великі нерівномірні навантаження, і в багатопрогонових покриттях, тому що завдяки геометричній незмінності вони мають більшу жорсткість, ніж двопоясні системи. Ферми у покритті звичайно розташовують паралельно на відстані 3...6 м одна від одної, що визначається несучою здатністю настилу. Як настил по фермах найчастіше укладають легкі покрівельні щити з утеплювачем і гідроізоляцією. Атмосферну воду з покрівлі відводять по поздовжньому жолобу, розташованому в середині покриття. Поздовжній ухил жолоба створюють, розташовуючи ферми на різній висоті по довжині будинку. При багатопрогоновому рішенні покриття проміжні опори ферм доцільно влаштовувати у вигляді балок, ферм або рам, що сприймають лише вертикальні навантаження від покриття.

За зовнішнім обрисом тросові ферми істотно відрізняються від звичайних ферм із жорстких профілів і більше відповідають обрису двопоясних систем, тому що їх пояси повинні бути пристосовані до роботи елементів ферм тільки на розтяг. Стрілки прогину поясів трохи більші, ніж у двопоясних системах.

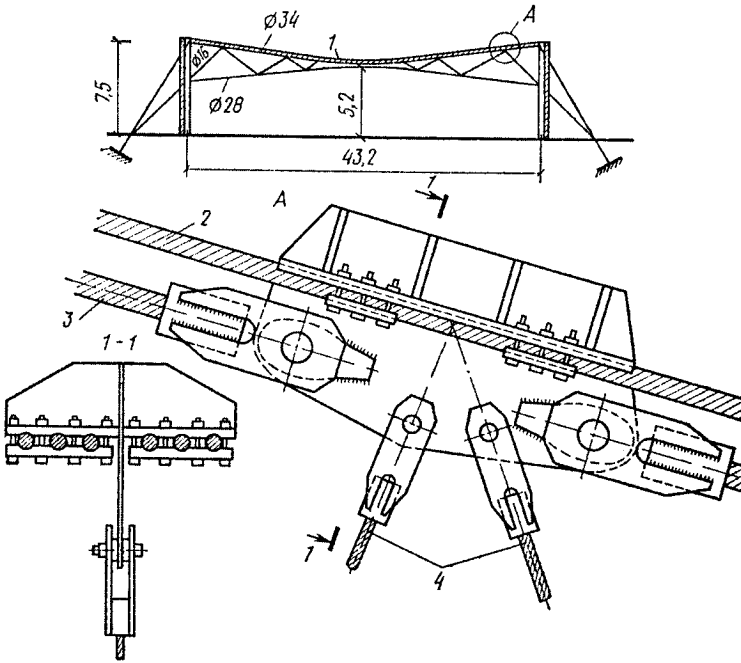


Рис 3.39. Тросова ферма: 1 – покриття по сталевому настилу, 2 – основні канати, 3 – дистанційний канат; 4 – розкоси

Подібно до двопоясних систем, у тросових фермах бажано з'єднувати пояси один з одним посередині прогону, тому що це полегшує роботу решітки ферм при нерівномірних навантаженнях і збільшує жорсткість ферм. Система решітки у тросових фермах приймається звичайно трикутною без додаткових стійок і підвісок.

Довжину панелі ферм часто приймають більшою, ніж ширина покрівельної панелі, і тоді елементи покрівлі спираються безпосередньо на верхні пояси, змушуючи їх працювати додатково на місцеве навантаження як струну, що зазнає дії поперечного навантаження.

Основні параметри решітки ферми – довжина панелі і кути нахилу розкосів – впливають на величину попереднього напруження ферми. Завдяки йому у всіх елементах ферми створюють зусилля розтягу, які повинні перевищувати стиск, що з'являється в цих елементах від зовнішнього навантаження. Чим менше зусилля стиску, тим меншим може бути попереднє напруження. При цьому зменшуються зусилля в розтягнутих від зовнішнього навантаження елементах. Отже, вибір схеми і параметрів решітки тросової ферми являє собою варіантну задачу.

Тросові ферми розраховують загальноприйнятими методами будівельної механіки, які застосовуються для розрахунку статично невизначених стержневих систем.

Ферму розраховують на зовнішні навантаження і одиничні зусилля попереднього напруження. Зусилля від попереднього напруження у всіх елементах ферми повинні бути розтяжними, що досягається відповідним підбором геометрії системи. Порівнюючи стискальні зусилля у стержнях ферми з зусиллями від одиничного натягу, визначають мінімальну величину натягу, що погашає стискальні зусилля від зовнішнього навантаження у всіх стержнях, після чого складаються результуючі таблиці зусиль. У деяких стержнях зусилля від тимчасового навантаження і попереднього натягу будуть додаватися і, отже, попереднє напруження буде збільшувати їх переріз. В окремих випадках, у разі великих нерівномірних навантажень, допускають виключення з роботи деяких розкосів і перетворення системи у цьому місці в геометрично змінну. Цей прийом можна застосовувати тільки за умови виконання всією системою норми допустимого прогину, але зате він дає можливість зменшити попереднє напруження ферми.

При розрахунку на дію тимчасового навантаження розглядають як симетричну, так і несиметричну схеми завантаження. Зусилля попереднього напруження потрібно приймати з коефіцієнтом точності натягу $\gamma_1 = 1.1$ або $\gamma_2 = 0.9$ (див. розділ 1.5.1), залежно від того, що збільшує розрахункове зусилля. Попереднє напруження тросових ферм зручно здійснювати натягом гвинтовими стяжками (талрепами), якими розкоси з одного боку приєднані до вузлів ферми.

У покриттях з вантовими фермами, а також в однопоясних системах під дією тимчасового або часткового навантаження можлива поява «клавійного ефекту» – значної різниці у деформаціях сусідніх ферм або вант (навантажених і ненавантажених), що приводить до розривів у покритті. Для усунення цього ефекту необхідно влаштовувати зв'язки для перерозподілу зусиль між фермами або вантами.

Комбіновані системи.

1. Системи «ланцюг з балкою жорсткості» знайшли широке застосування у висячих мостах. Використання таких систем для покрить виробничих будинків (цехів, ангарів і т.ін.), особливо для великопрогонових будинків з підвісними кранами, також досить доцільне. Прикладом подібного покриття може бути проект цеху прогоном 96 м з підвісними кранами вантажопідйомністю $Q = 10$ т (рис. 3.40). Несучий каркас цеху складається з металевих спарених рам, розташованих з кроком 12 м. Ригелі рам являють собою провисаючу гнучку нитку з тросів, з'єднану підвісками з балкою жорсткості. Знизу до балок жорсткості прикріплено підкранові колії для підвісних кранів вантажопідйомністю 10 т, а зверху на них спирається щитове покрівельне покриття. Балка жорсткості, працюючи на згин від вертикальних навантажень, одночасно сприймає стискальну її розпір тросів. В середині прогону троси нерухомо закріплені до балки жорсткості, що зменшує можливість кінематичних переміщень і тим самим істотно збільшує жорсткість усієї системи. Монтаж покриття потрібно проводити так, щоб значна частина навантаження від власної ваги передавалася на троси. Для цього в балці жорсткості на час монтажу влаштовують тимчасові шарніри (болтові стики елементів балки жорсткості між собою закривають не цілком), які замикають після укладання покрівлі.

У практиці проектування покрить цього типу несучі системи звичайно розташовують паралельно одна до одної і прогин кабелю призначають по квадратній параболі. Балка жорсткості в комбінованій системі відіграє роль розподільчого елемента, який сприймає місцеві навантаження і передає їх через підвіски на кабель. Крім цього, балка зменшує загальні кінематичні переміщення прогонової конструкції при завантаженні частини прогону.

2. Консольні системи з балкою жорсткості, підтримуваною вантами, знайшли широке застосування в промисловому та цивільному будівництві. В ангарах завдяки можливості розташовувати розсувні ворота будь-якої ширини вздовж довгої стіни будинку можна розміщати літаки різних типів і добре використовувати площу ангара. Ця перевага конструктивної форми зумовлює те, що більшість великих аеропортів світу мають ангари, перекриті консольними системами (рис. 3.41). Широке застосування консольні системи з вантами знаходять також у покриттях виставкових павільйонів і спортивних споруд.

Більшість цих покрить має жорсткі елементи – балки або ферми, що несуть власне покриття. Вони підвішені на вантах до пілонів і працюють на згин зі стиском. Розрахунок таких систем виконують звичайними методами будівельної механіки, але при цьому бажано враховувати підвищену деформативність

прямолінійних вант. «Прямолінійні» похилі ванти фактично не строго прямолінійні, а злегка провисають під дією власної ваги. При збільшенні осьового зусилля прогин вант буде зменшуватися, а відстань між точками закріплення вант буде збільшуватися як за рахунок випрямлення вант, так і за рахунок її деформації за законом Гука. Це випрямлення вант рівносильне зменшенню її модуля пружності і має бути враховане в розрахунках, особливо у статично не-

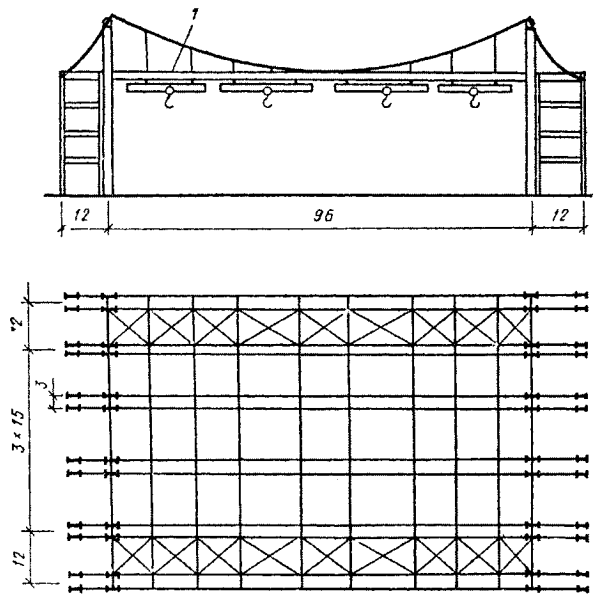


Рис. 3.40. Промисловий будинок з висячим комбінованим покриттям: 1 – балка жорсткості

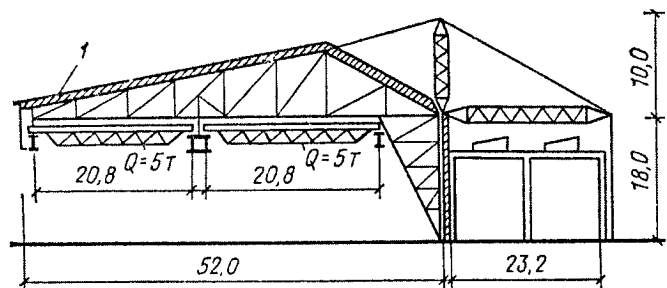


Рис. 3.41. Консольний ангар в Римі: 1 – покриття по прогонам

визначених системах. Коефіцієнт ν , що враховує це випрямлення, можна визначити за формулою:

$$\nu = 1 + \frac{(N + N_0)q^2 l^2 EA \cos^2 \beta}{24N_0^2 N^2}, \quad (3.43)$$

де N_0 і N – відповідно початкове і кінцеве зусилля у ванті; $q = g/\cos\beta$ – проекція навантаження від власної ваги одиниці довжини ванти g на горизонтальну вісь; l – горизонтальна проекція довжини ванти; β – кут нахилу ванти до горизонту; EA – поздовжня жорсткість ванти.

Уточнений модуль пружності ванти з врахуванням її провисання: $E' = E/\nu$.

Конструктивні елементи. Вузли і деталі. Матеріали. До основних деталей вантових покрить належать: ванти з анкерними хвостовиками, обтискачі і з'єднувальні елементи, внутрішні і зовнішні опорні контурні елементи та покрівельні панелі.

Ванти. Для вантових покрить застосовуються гнучкі сталеві профілі, одержані в результаті прокатки або волочіння (арматурні стержні, дріт, смуги), а також одержані з дротів об'єднанням їх в пасма і канати. Вироби, застосовувані як ванти, повинні мати високу міцність; велику довжину, при якій відпадає необхідність виконання монтажних стиків; гнучкість, що забезпечує необхідне провисання по заданій кривій під дією власної ваги.

Для вантів застосовуються також профілі, що мають досить високу згинну жорсткість, тобто «жорсткі» ванти. Такі ванти не можуть самі провиснути по заданій кривій без надання їм заздалегідь необхідної викривленої форми. Це досягається попереднім вальцюванням, влаштуванням тимчасових шарнірів, виконання їх у вигляді ламаних ліній, що складаються з прямолінійних ділянок, вписаних у задану криву, та іншими способами.

З арматурної сталі, застосовуваної в залізобетонних конструкціях, для вантів використовують арматурні стержні класів А-I, А-II, А-III і А-IIIв, які стикуються між собою по довжині за допомогою контактного або ванного зварювання. При цьому стикові з'єднання зміцненою витяжкою арматури класу А-IIIв повинні зварюватися до її зміцнення. Арматурні стержні особливо доцільно застосовувати як ванти для висячих залізобетонних оболонок, в яких ванти після замонолічування швів лишаються як основна арматура. Для таких типів висячих покрить, як вантові ферми, вантові сітки й інші, застосування арматурної сталі повинне враховувати можливість утворення місцевих перегинів у вузлах вантової сітки, вузлах кріплення решітки вантових ферм тощо.

Іноді застосовують ванти, виготовлені зі смугової сталі. Такі ванти мають необхідну гнучкість і зручні для з'єднання між собою у вузлах. Рационально застосовувати смуги, виконані з низьколегованих сталей.

Найчастіше для вантових покрить застосовують сталеві канати, виготовлені з високоміцного дроту. Переваги канатів – істотно вища міцність порівняно з іншими сталевими профілями, практично необмежена довжина, а також властива канатам (навіть великого діаметра) гнучкість, що є важливим у разі використання канатів у складних вантових системах.

Вихідним матеріалом для канатів є гарячекатана сталь – катанка, одержувана прокатуванням на дрових прокатних станах. За своєю будовою канати поділяються на: спіральні, звиті з круглих дровів, що мають у просторі форму простої спіралі; багаторядні, що складаються зі спіральних пасом, які, в свою чергу, розташовані по спіралі; закритого типу, звиті з круглих (у центрі) і профільних (на периферії) дровів, що мають у просторі форму простої спіралі. На зовнішніх шарах таких канатів розташовуються дроти Z-подібного або трапецієподібного перерізу. Крім цього, використовуються невиті канати – пасма (в'язки) паралельних дровів, з'єднаних між собою клеючими сполуками або облєтених по всій довжині дротом з м'якої сталі.

Ванти кріпляться до опорного контура за допомогою кінцевиків, що складаються з анкера, подовжувача, центрвальних шайб, різьбових наконечників та інших деталей, які забезпечують можливість регулювання довжини і рівномірного з'єднання. Для вант, виготовлених зі спіральних канатів, на практиці застосовують анкери заливного і гільзо-клинового типу (рис. 3.42, а – в). У заливних анкерах кінці дровів розплітаються і заливаються спеціальним сплавом на цинковій основі. Сплав має температуру плавлення 450...500 °С. Заливні анкери призначені для анкерування несучих сталевих канатів з розрахунковим розривним зусиллям 2400...4500 кН і використовуються для кріплення вант до зовнішнього і внутрішнього опорних контурів.

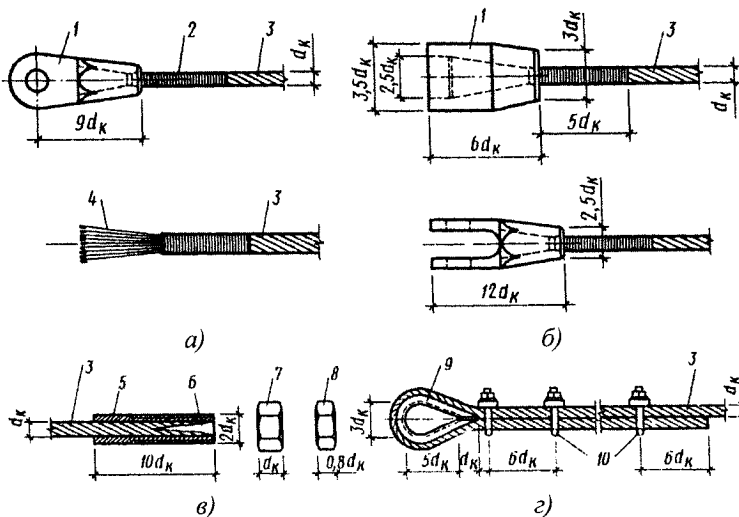


Рис. 3.42. Типи анкерів для кріплення вант: а – анкер заливного типу з вушками; б – те саме, упорний; в – анкер гільзо-клиновий; г – анкер-коуш; 1 – анкер, 2 – облєтєння, 3 – канат, 4 – розпушені дроти каната для заливки в стакані анкера, 5 – гільза, 6 – клин, 7 – гайка, 8 – контргайка, 9 – коуш, 10 – обтискачі

У вузлах примикання вант до опорного контуру звичайно передбачається можливість їх регулювання. Регулювання довжини вант здійснюється за допо-

могою регулювальних вилкоподібних шайб різної товщини. Для підтягування вантів заданої довжини в анкерах передбачено гвинтову нарізку для нагвинчування захватних пристроїв домкратів або лебідок. Залежно від конкретних умов застосування різьба може розташовуватися всередині або зовні анкера. Оскільки під час монтажу і попереднього натягу системи значно змінюється кут підходу вант, під анкери ставлять спеціальні сферичні шайби.

Гільзо-клинові анкери застосовують при зусиллях у вантах від 300 до 1000 кН. При зусиллях до 300 кН можуть застосовуватися також анкерні кінцевики коушного типу.

Заливні анкери вант виготовляють звичайно методом лиття з конструкційних нелегованої і легованої сталей. У гільзо-клинових анкерах гільза виготовляється з м'якої сталі (Ст2), а клин – з термообробленої якісної конструкційної сталі.

Обтискачі. Обтискачі призначені для закріплення на канатах елементів решітки (розкосів або стійок вантових ферм), підвіски до вантів різного устаткування, а також для скріплення вантів між собою у вантових сітках. Обтискачі ставляться на канати звичайно з прокладками з м'якого металу (алюмінію, свинцю й ін.) або пластмаси. Конструкція обтискачів повинна забезпечувати сталість центрування елементів, що сходяться у вузлі, на всіх стадіях монтажу й експлуатації покриття. Зусилля натягу болтів має бути достатнім для сприйняття зсувних зусиль. На рис. 3.43, а показано конструкцію обтискача для кріплення до вантів вертикальних стійок вантових ферм, на рис. 3.43, б – обтискач для кріплення розкісної решітки. Обтискачі, показані на рис. 3.43, в, г, рекомендуються для застосування в сітчастих вантових покриттях для фіксації взаємного положення вант.

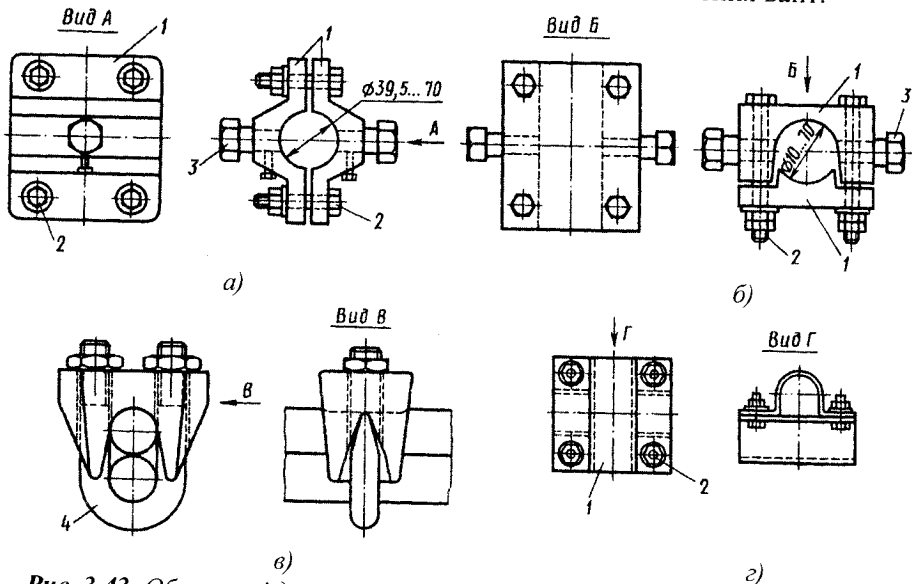


Рис. 3.43. Обтискачі для вантових систем: а – обтискач вантової ферми з вертикальним розташуванням фланців, б – те саме, з горизонтальним розташуванням фланців, в, г – обтискачі для фіксації канатів вантових сіток; 1 – фланець обтискача, 2 – стяжний болт, 3 – болт для кріплення елементів розкісної решітки, 4 – дужки обтискача

Фланці обтискачів можуть виготовлятися як методом лиття, так і методом гарячого штампування з кованих заготовок. Сферичні і упорні шайби під анкери виконують механічним і термічним обробленням кованих заготовок з конструкційної сталі.

Опорний контур. Зовнішній опорний контур проектують так, щоб в ньому виникали в основному стискальні зусилля, не допускаючи появи кручення і значних згинальних моментів у вертикальній і горизонтальній площинах. Для цього намагаються виконати контур замкнутим криволінійним, форма якого в плані відповідає кривій тиску від розпору вантової системи. Конструкція опорного контура повинна забезпечувати зручність заведення кінцевиків вант, їх кріплення, регулювання і натягу.

Виконання цих умов найчастіше забезпечують влаштуванням в опорному контурі каналів, в які пропусकाють і закріплюють кінцевики вант.

Звичайно канал у залізобетонному контурі створюють замонолічуванням тонкостінної труби (що має іноді розширення з боку виходу вантів для забезпечення свободи кутових переміщень ванти під час монтажу, натягу та експлуатації висячої оболонки) діаметром 1.4...2.0 діаметра ванти. Осі каналів проходять через центр ваги контура, щоб уникнути його закручування. Для анкерування вантів доцільно застосовувати гільзо-клинові анкери або подовжувачі. Вони мають порівняно невеликі розміри і дозволяють виконувати регулювання і натяг вантів за допомогою гайок, під які встановлюються сталеві шайби (за необхідності – сферичні). Шайби розподіляють діючі у вантах зусилля на опорну поверхню бетону (рис. 3.44, б).

Застосовується також кріплення вант до закладних деталей опорного контуру. Найчастіше ці закладні деталі мають вигляд вушок, до яких за допомогою осьових пальців кріпляться вушка анкерів (рис. 3.44, а). При цьому регулювання і натяг вант виконується з боку внутрішніх кілець (у радіальних системах). Переріз опорного контуру рекомендується розвивати в горизонтальній площині: це зменшує витрату сталі і підвищує жорсткість усєї вантової системи.

У радіальних системах в центрі влаштовують внутрішні контурні елементи (кілець), які під дією розпірних зусиль, що передаються на них з вант, працюють на розтяг або розтяг зі згином у горизонтальній площині. Конструкція внутрішніх кілець також повинна передбачати центрування вантів на центр ваги контуру. Оскільки кут підходу вант до кілець може під час завантаження покриття змінюватися, в конструкціях кріплення передбачають сферичні шайби або циліндричні шарніри, що дозволяє кінцевикам вант слідувати за поворотом контуру (рис. 3.44, в). Перерізи внутрішніх кілець також доцільно розвивати в горизонтальній площині.

У вантових покриттях з розімкнутим контуром розпір вант сприймається колонами, защемленими у фундаментах, або відтяжками, заанкереними в ґрунті.

Панелі покриття. Залежно від форми покриття панелі покриття виготовляються прямокутними (для прямокутних в плані будинків з паралельними вантами) або трапецієподібними (для круглих або овальних будинків з радіальними вантами). Залізобетонні панелі виготовляють ребристими і за своєю конструкцією вони принципово не відрізняються від звичайних ребристих па-

нелей. Для закріплення панелей на вантах арматуру поперечних або кільцевих ребер випускають назовні і загинають для утворення гаків. Після навішування панелей на ванти і створення привантаження (якщо таке потрібне) шви між панелями омонолічують.

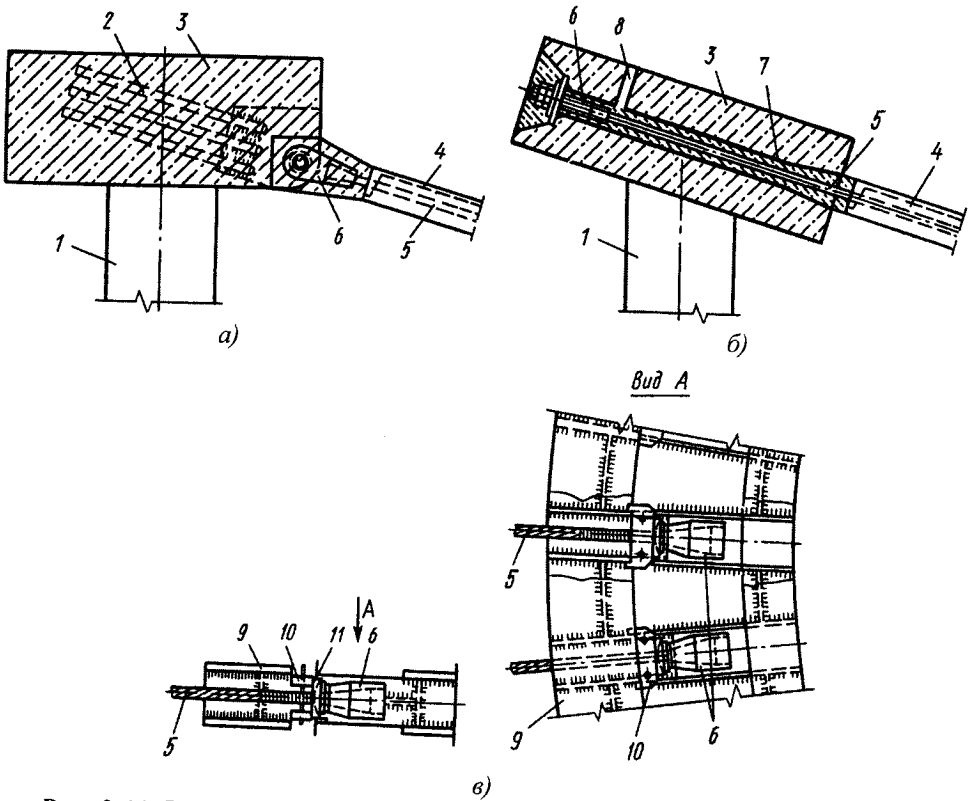


Рис. 3.44. Типи опорних контурів вантових покрить: а – зовнішній залізобетонний опорний контур із закладними проушинами, б – те саме, з внутрішніми каналами, в – внутрішній сталевий опорний контур; 1 – колона каркасу, 2 – закладна деталь, 3 – залізобетонний опорний контур, 4 – залізобетонна плита покриття, 5 – ванта, 6 – анкер ванти, 7 – внутрішній канал для пропуску ванти, 8 – канал для ін'єктування порожнини, 9 – внутрішній сталевий контур, 10 – опорний вкладиш, 11 – сферична шайба

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 2002. – С. 195–197.
2. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Белени, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Белени. – 6-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 238–236, 421–447.
3. Металлические конструкции. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / Е.И. Белени, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Белени. – 3-е изд. – М.: Стройиздат, 1991. – С. 329 – 388.
4. Металлические конструкции / Под ред. Н.П. Мельникова. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с. – (Справочник проектировщика). – С. 320 – 345; 259 – 282.
5. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): Справочник / Ю.А. Дыховичный, Э.З. Жуковский, В.В. Ермолов и др.; Под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.З. Жуковского. – М.: Высш. шк., 1991. – С. 172–174, 187–204, 291 – 333, 356–362.
6. Пространственные покрытия. (Конструкции и методы возведения). В 2-х т.; Под общей редакцией Г. Рюле. Т. II. Металл, дерево, керамика; Пер. с нем. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 5–80, 96–121.
7. Бескаркасные складчатые конструкции / А.Я. Прицкер, В.А. Аденский, М.С. Фридман. – К.: Будівельник, 1991. – 88 с.
8. Проектирование металлических конструкций. Спецкурс: Учеб. Пособие для вузов / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990. – С. 145–151.
9. Справочник проектировщика расчетно-теоретический/ Под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1960. – С. 571, 620–639.
10. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1985. – 36 с.
11. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.
12. СНиП 2.03.06–85. Алюминиевые конструкции. – М.: Стройиздат, 1986. – 48 с.

4. МАГІСТРАЛЬНІ ТРУБОПРОВОДИ ДЛЯ ТРАНСПОРТУВАННЯ НАФТИ І ГАЗУ

4.1. Загальні відомості про трубопроводи

Трубопроводи – це інженерні споруди, призначені для транспортування різноманітних газів, рідин, пилоподібних, сипучих та розріджених мас (суспензій).

Перші застосування труб в історії людства пов'язані з централізованим водопроводом. Дерев'яні безнапірні труби, знайдені в Римі, налічують понад 2 тис. років. Подібні труби віком 200...400 років були знайдені у Львові під час реконструкції вул. І. Франка і пл. Митної. Понад 300 років служать напірні чавунні труби, призначені для постачання водою фонтанів у Версалі.

Трубопроводи класифікують за:

- призначенням;
- матеріалом труб;
- способом прокладання;
- рушійною силою, що змушує рухатися речовину в трубі.

За призначенням трубопроводи поділяються на: збірні (від нафтової або газової свердловини до збірного резервуару або газгольдера); технологічні (для транспортування нафти, газу або продуктів їх переробки в межах нафто- або газопереробного заводу); магістральні.

Трубопроводи, залежно від речовини, яку вони транспортують, її тиску, способу прокладання, можуть виготовлятися з металевих (сталь, чавун, бронза і ін.) та неметалевих (залізобетон, пластмаси, скло) матеріалів.

За способом прокладання трубопроводи можуть бути: підземними (коли верх труби знаходиться нижче від денної поверхні ґрунту); наземними в насипах (низ труби лежить на денній поверхні ґрунту); надземними (низ труби над денною поверхнею ґрунту); підводними.

Речовини в трубах можуть рухатися: під дією сили тяжіння – такі трубопроводи називають безнапірними або гравітаційними, чи під дією тиску, який розвиває насос або компресор – такі трубопроводи називають напірними.

Збірні, технологічні та магістральні трубопроводи для транспортування нафти, газу та продуктів їх переробки виконуються, як правило, із сталі. Для технологічних трубопроводів характерний надземний спосіб прокладання. Спосіб прокладання збірних трубопроводів визначається ґрунтовими умовами, рельєфом місцевості, кліматичними умовами в районі промислу. Для магістральних найчастіше використовується підземний спосіб прокладання (98 % довжини всіх магістральних трубопроводів), надземне і підводне прокладання застосовують, як правило, тільки на переходах через перешкоди, наземне – в болотистих місцевостях.

Магістральні трубопроводи найчастіше виконують зі сталевих труб зовнішнім діаметром 530...1420 мм. Зі збільшенням діаметра пропускна здатність трубопроводу зростає швидше ніж його вага, тому слід віддавати перевагу застосуванню трубопроводів великих діаметрів. Магістральні трубопроводи бувають виключно напірними з внутрішнім тиском до 10 МПа (приблизно 100 атм).

Призначення магістральних трубопроводів. Магістральні трубопроводи – інженерні споруди, призначені для регулярного транспортування на великі відстані нафти, газу та продуктів їх переробки. Залежно від виду речовини, яка транспортується, трубопровід відповідно називають газопроводом, нафтопроводом, продуктопроводом (для нафтопродуктів). Трубопровідний транспорт газу, нафти та продуктів їх переробки економічніший, ніж залізничний, водний або автомобільний.

Інтенсивне будівництво магістральних трубопроводів почалося у другій половині XIX ст. Один з найбільших на той час магістральних трубопроводів діаметром 200 мм і завдовжки 883 км був збудований у 1897–1906 рр. між Баку і Батумі для транспортування гасу.

Магістральні газопроводи призначені для транспортування газу з районів його видобутку (промислу) або виробництва до місць споживання. Газопровід, який транспортує природний газ, має 4 групи споруд, взаємно пов'язаних між собою:

- газопромислове господарство (свердловини, збірні трубопроводи, газгольдери, установки для очищення і осушування газу, регулювання тиску і одоризації газу);

- лінійна частина, тобто сам трубопровід;
- компресорні станції та аварійно-ремонтні пункти;
- підземні сховища газу і газорозподільні станції.

До лінійних споруд трубопроводу належать:

- трубопровід (діаметром до 1420 мм) і відводи від нього;
- переходи через природні та штучні перешкоди;
- запірно-регульовальна арматура (засувки, клапани, крани тощо) з колодязями та кіосками для їх розташування;
- лінії зв'язку та управління магістральними трубопроводами;
- установки електрохімічного захисту трубопроводу від корозії;
- будинки і споруди служби експлуатації трубопроводів та деякі інші інженерні споруди.

Технологічний ланцюг споруд магістрального газопроводу зображено на рис. 4.1.

Устаткування лінійної частини газопроводу складається з арматури для відключення, продувних пристроїв і пристроїв для видалення з трубопроводу конденсату.

На лінійній частині траси газопроводу як запірну арматуру застосовують коркові або кульові сталеві крани, встановлювані через кожні 15–25 км по трасі для відключення окремих ділянок магістралі на період ремонту, випробувань, ліквідації аварій тощо. Крім того, арматура для відключення обов'язково встановлюється у таких місцях траси газопроводу:

- на кожному відгалуженні від магістрального газопроводу;
- на ділянках газопроводу, що примикають до компресорних станцій, на відстані 500–700 м від границь території компресорних станцій;
- з обох боків автомобільного моста при прокладанні по ньому газопроводу;
- на обох берегах водних перешкод при перетинанні їх двома і більше нитками трубопроводу.

Запірна арматура повинна бути доступною в будь-який період року, тому її встановлюють поза межами горизонту високих вод, щоб уникнути затоплення.

Між кранами для відключення на обох кінцях ділянок газопроводу встановлюють продувні свічки для випуску газу. Продувні свічки роблять зі сталевих труб, що піднімаються над трубопроводом не менш ніж на 3 м від рівня ґрунту. Діаметр труби продувної свічки визначають розрахунком з умови, щоб ділянку між запірними кранами можна було спорожнити протягом 1.5–2 год.

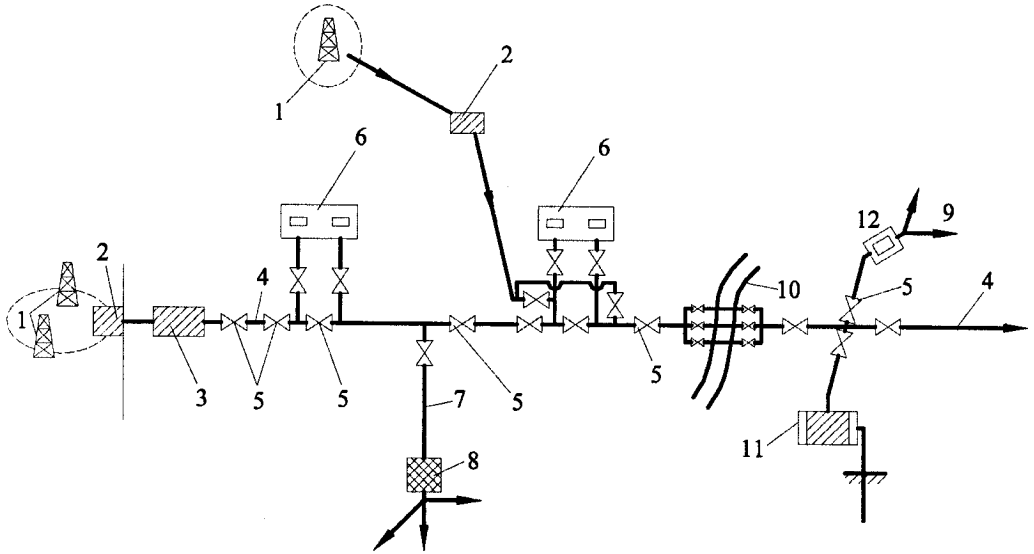


Рис. 4.1. Принципова схема магістрального газопроводу: 1 – газопромисел; 2 – промислові пункти збору газу; 3 – комплекс головних споруд газопроводу (очищення, осушення, одоризація та ін.); 4 – газопровід, 5 – лінійна запірна арматура; 6 – компресорні станції; 7 – відгалуження газопроводу; 8 – газорозподільна станція (ГРС); 9 – міські газові мережі; 10 – перехід через водну перешкоду (ріку), 11 – підземне газосховище з компресорною станцією; 12 – контрольно-розподільний пункт (КРП)

Магістральними газопроводами транспортують осушений газ. Однак через великі кількості газу, що перекачується, і перепади температури в газопроводі може утворитися конденсат. Для контролю наявності конденсату і випуску його з трубопроводу служать конденсатозбірники, які встановлюють у знижених місцях профілю траси як на ділянках збірного промислового колектора, так і по трасі газопроводу. Органи керування арматурою конденсатозбірників монтують в наземних вентиляваних кіосках з негорючих матеріалів.

Запірна арматура (крани, вентиля), застосовувана на магістральних сталевих трубопроводах, зазнає такого самого тиску, як і трубопровід, тому її потрібно виконувати зі сталі, що має необхідну міцність і добре зварюється. Запірна арматура з'єднується з трубопроводом зварюванням у стик, або кріпиться на фланцях болтами.

Магістральні нафтопроводи служать для перекачування сирової нафти з нафтопромислу на нафтопереробні заводи. Із заводів готові продукти (бензин, гас, дизельне паливо) подаються в райони споживання магістральними нафтопродуктопроводами.

Як і газопроводи, магістральні нафтопроводи і нафтопродуктопроводи є складними технічними спорудами. До їх складу входять:

- трубопровід, відгалуження від нього та місцеві споруди;
- головна та проміжні нафтоперекачувальні станції і пункти наливу з резервуарним парком;
- лінії зв'язку та телемеханіки для управління трубопроводом;
- установки електрохімічного захисту трубопроводу від корозії;
- пункт приймання нафти або нафтопродуктів з резервуарним парком та допоміжними спорудами.

На лініях магістральних нафтопроводів і продуктопроводів установлюється запірні арматура – засувки високого тиску для відключення окремих ділянок. Відстань між місцями установки запірної арматури залежить від профілю і характеру траси. На рівнинних ділянках траси засувки монтують через 20–30 км, а на гірських – через 10 км. Крім того, засувки на трубопроводах обов'язково встановлюють:

- на обох берегах водних перешкод при перетинанні їх двома нитками і більше поза межами горизонтів високих вод;
- по обох боках перетину із залізними і автомобільними дорогами I і II категорій;
- на границях об'єктів, небезпечних у пожежному відношенні.

Якщо трубопровід, що перекачує нафту або нафтопродукти, проходить по території, розташованій вище міста або населеного пункту або поблизу від нього, то на обох кінцях цієї ділянки трубопроводу потрібно встановлювати засувки.

Засувки та іншу запірно-регулювальну арматуру, приєднану до нафтопроводу, нафтопродуктопроводу або газопроводу на фланцях, встановлюють у колодязях, наземних вентильованих кіосках або в огорожах. Кіоски і колодязі виконують з негорючих матеріалів. Вварену запірну арматуру монтують безпосередньо в ґрунті з винесенням органів керування на поверхню землі в наземний вентильований кіоск або в огорожу. Економічнішою є безколодязна установка засувок.

На висхідних по ходу перекачування ділянках траси, крім засувок, встановлюють також зворотні клапани. Останні у випадку розриву трубопроводу автоматично закриваються під дією напору нафтопродукту, що тече до місця розриву в напрямку, зворотному перекачуванню, і запобігають його втратам.

Для захисту трубопроводів від корозії на всій трасі монтують установки катодного або протекторного електрозахисту, або їх комбінацію. На трасі також встановлюють вимірвальну арматуру, апаратуру систем автоматики, зв'язку тощо.

Діаметр труб магістральних нафтопроводів і продуктопроводів визначається на основі техніко-економічних і гідравлічних розрахунків, враховуючи задану кіль-

кість подачі нафти або нафтопродукту в певний район або на певний нафтопереробний чи нафтохімічний завод. Як і для газопроводів, техніко-економічні показники магістральних нафтопроводів і продуктопроводів поліпшуються зі збільшенням діаметра труб. Тому сучасні магістральні нафтопроводи і нафтопродуктопроводи великої довжини споруджують з труб діаметром 530 – 1220 мм. Магістральні нафто- і продуктопроводи, як правило транспортують нафту або нафтопродукти завжди в одному напрямку, тому їх можна проектувати ступінчастими із труб з різною товщиною стінок відповідно до падіння тиску по довжині трубопроводу.

Під час проектування трубопроводу визначають трасу трубопроводу, тобто його розташування на місцевості між початковим і кінцевим пунктами, вказаними у проектному завданні. На шляху магістрального трубопроводу обов'язково трапляються різноманітні перешкоди, які можна розділити на контурні (озера, болота, населені пункти) і висотні (гірські піки, яри тощо). Контурні перешкоди звичайно оминають в плані, що видовжує довжину траси. В окремих випадках застосовують підводну прокладку, прокладку в насипах і т. д. Подолання висотних перешкод вимагає значних інженерних робіт – влаштування тунелів, насипів, планування відкосів або влаштування надземних переходів. Розрахунки трубопроводів різних способів прокладання мають як спільні, так і відмінні між собою риси.

Розрахунок магістральних трубопроводів та його особливості.

Вичерпання несучої здатності елемента або конструкції трубопроводу в цілому може відбутися внаслідок досягнення таких основних граничних станів (за умови, що дефекти виробництва і порушення нормальних умов експлуатації виключені):

- порушення цілісності конструкції або її елемента (за міцністю, тобто через механічне руйнування);
- місцевої або загальної втрати стійкості;
- досягнення елементом граничних деформацій або граничних прогинів;
- вичерпання елементом втомної або тривалої міцності;
- руйнування внаслідок поширення тріщини тощо.

Якщо в конструкції може бути реалізовано кілька граничних станів (наприклад, у трубопроводі може відбутися порушення цілісності і він може втратити стійкість), розрахунок елементів потрібно виконувати з врахуванням всіх можливих граничних станів. Для несучих елементів лінійної частини трубопроводів основним граничним станом, що визначає товщину стінок труб, приймається звичайно перший із зазначених вище граничних станів. Всі інші граничні стани використовують для перевірки. У випадку їх реалізації прийняту товщину стінки труби, як правило, не збільшують, а вживають додаткових заходів, що виключають можливість виходу з ладу конструкції (збільшують кількість опор, вводять додаткові компенсатори тощо).

Граничні стани, які можуть настати в елементі або конструкції трубопроводу, як і для будівельних конструкцій, поділяють на дві групи. До першої належать такі граничні стани, досягнення яких спричинює втрату несучої здатності або повну непридатність для подальшої експлуатації. До другої – такі граничні стани, досягнення яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкції або споруди.

Згідно зі СНиП 2.05.06–85 „Магистральные трубопроводы” розрахунок трубопроводів виконують:

а) за першою групою граничних станів:

- на міцність на розрив (для підземних і наземних (в насипах) трубопроводів),
- на досягнення межі текучості під час роботи на поперечний згин, стиск або розтяг (для надземних трубопроводів);
- на стійкість під дією осьових стискальних зусиль (для всіх трубопроводів без компенсації поздовжніх деформацій),
- на стійкість положення (проти спливання – для підводних трубопроводів).

б) за другою групою граничних станів:

- на обмеження надмірних пластичних деформацій в матеріалі труб.

Залежно від умов експлуатації трубопроводів і навантажень, які на них діють, можуть виявитися необхідними й інші перевірки. Наприклад, перевірка місцевої стійкості стінки (для підземних або підводних трубопроводів, які прокладають на великій глибині і під час експлуатації можуть виявитися незаповненими); перевірка втомної міцності (для трубопроводів, які зазнають циклічних навантажень); перевірка прогинів (для надземних трубопроводів, в яких надмірні прогини утруднюють нормальну експлуатацію, зокрема виведення конденсату) тощо.

Визначення внутрішніх зусиль і напружень в перерізах трубопроводів, а також зусиль від зовнішніх навантажень і впливів, які на них діють, мають певні особливості, основні з яких перераховані нижче:

1. *Фізична, геометрична і конструктивна нелінійність.* Під час розрахунку на міцність трубопроводу з врахуванням дійсних умов його роботи в багатьох випадках не можна застосувати лінійну теорію будівельної механіки. Основні принципи лінійної теорії будівельної механіки містять: лінійну залежність між напруженнями і деформаціями матеріалу труби (закон Гука), а також між опором і переміщенням зв'язків, розрахунок по заданому (початковому) недеформованому стану (принцип малих переміщень), а також незмінність під час деформування розрахункової схеми.

Допустимий рівень напруженого стану, відсутність обмежень щодо переміщень, характер зв'язків, тип будівельної конструкції, впливи, що мають деформаційний характер, обумовлюють застосування нелінійної теорії будівельної механіки до розрахунку трубопроводів.

Використання нелінійної залежності між напруженнями і деформаціями матеріалу і/або між опором і переміщенням зв'язків становить сутність фізичної нелінійності. Під час розрахунку конструкцій трубопроводів врахування фізичної нелінійності матеріалу труб може вплинути на визначення їх напружено-деформованого стану. Для підземних трубопроводів, зв'язками для яких служать ґрунт або ґрунтові анкери, що мають істотно нелінійні характеристики, врахування фізичної нелінійності зв'язків може привести не тільки до кількісної, але й якісної зміни характеру напружено-деформованого стану.

Використання деформованої розрахункової схеми і нелінійних залежностей між деформаціями і переміщеннями становить сутність геометричної нелінійності. Для конструкцій трубопроводів, розрахункова схема яких при визначенні

компонентів зусиль і переміщень у різних перерізах по довжині звичайно приймається стержневою, поздовжньо-поперечний згин і зміна поздовжнього зусилля, зумовленого впливом температури і внутрішнього тиску, істотно впливає на напружено-деформований стан конструкції.

Під час завантаження трубопроводу при його переміщеннях ряд зв'язків виключаються з роботи, можуть створюватися нові зв'язки (стрибокподібно або плавно), змінюються величини і напрямки навантажень, що і зумовлює конструктивну нелінійність.

Одночасний розгляд трьох видів нелінійності – геометричної, фізичної і конструктивної – істотно ускладнює рішення, одержані на основі нелінійної будівельної механіки. До того ж в таких випадках незастосовний принцип суперпозиції. З метою деякого спрощення рішень, залежно від особливостей конструкцій, характеру навантажень і впливів, мети розрахунку, доводиться враховувати не всі види нелінійностей відразу, а лише деякі з них.

2. *Залежність розрахункової схеми від виду навантаження.* Розрахункова схема трубопроводу в більшості випадків визначається характером навантаження, на які він розраховується, а також тими факторами, що враховуються під час призначення граничних станів. Під час розрахунку на внутрішній тиск відповідно до граничних станів, встановлених нормами проектування, за розрахункову модель трубопроводу приймається циліндрична тонкостінна (при тиску до 10 МПа) оболонка без початкових недосконалостей. Початкові недосконалості труби, наприклад, овальність, регламентуються нормами. Під час розрахунку трубопроводу на зовнішні навантаження, в т.ч. на власну вагу і на вагу продукту за розрахункову модель звичайно приймається стержень (балка) трубчастого перетину. Ефекти, пов'язані зі зміною форми перерізу на криволінійних ділянках, враховуються за допомогою коефіцієнтів зниження жорсткості.

3. *Складний напружений стан.* Напірні трубопроводи працюють в умовах об'ємного напруженого стану, який для спрощення розрахунків замінюють плоским. Для перевірки міцності елементів, в яких такий стан реалізується, використовують різні теорії міцності, які тою чи іншою мірою враховують вид напруженого стану і характеристики матеріалу. Застосування певної теорії міцності полягає у заміні вихідного складного напруженого стану простим (розтягом), що за яким-небудь критерієм (напруження, деформація, енергія і т. ін.) рівноцінний (еквівалентний) заданому напруженому стану. Напруження, які реалізуються при цьому, називають еквівалентними. Це такі напруження, які потрібно створити в розтягнутому зразку, щоб його стан був однаково небезпечним (тобто мав однаковий коефіцієнт запасу міцності) із заданим напруженим станом. Отже, з введенням поняття еквівалентного напруження розрахунок на міцність при складному напруженому стані формально зводиться до розрахунку на звичайний розтяг.

4. *Значна лінійна протяжність.* Трубопроводи характеризуються значною лінійною протяжністю, внаслідок чого по довжині трубопроводу можуть змінюватися температура довкілля (особливо у разі зміни способу прокладання) і ґрунтові умови (під час підземного прокладання).

5. *Наближене врахування взаємодії трубопроводу з ґрунтом* внаслідок його поздовжніх і поперечних переміщень і лише приблизна відповідність опор трубопроводів надземного прокладання своєму призначенню.

Перераховані особливості надають розрахункам трубопроводів наближеного характеру. Разом з тим, пошкодження або аварія магістрального трубопроводу завжди тягне за собою важкі матеріальні та екологічні наслідки. Тому коефіцієнти умов роботи і надійності за матеріалами беруться, як правило, з більшим запасом, ніж при розрахунку звичайних будівельних конструкцій.

Матеріали для магістральних трубопроводів. Матеріал труб для магістральних трубопроводів вибирають залежно від їх діаметра:

- до 530 мм – спокійна і півспокійна вуглецева сталь;
- до 1020 мм – спокійна і півспокійна низьколегована сталь;
- до 1420 мм – низьколегована сталь в термічно- або термомеханічно зміцненому стані.

При цьому слід мати на увазі, що деякі марки низьколегованих сталей, такі, як 09Г2С або 14Г2, не допускається застосовувати (згідно зі СНиП 2.03.11–85 „Защита строительных конструкций от коррозии”) в сильно- або середньоагресивних середовищах, зумовлених наявністю сірководню, а він може міститися в деяких видах нафти.

Труби діаметром 1020 мм і більше повинні виготовлятися з листової і рулонної сталі, яка пройшла 100 % контроль фізичними неруйнівними методами.

Матеріал труб повинен мати добрі пластичні якості – відносно видовження зразка після розриву повинно становити не менше як 16...20 % (менші значення для сталей вищої міцності).

Для магістральних трубопроводів залежно від діаметра і товщини стінки, застосовують такі види труб:

- сталеві електрозварні прямошовні (до діаметра 1420 мм включно); Товщина стінок труб діаметром 300...400 мм звичайно становить 5...10 мм; діаметром 700...1400 мм – 8...16 мм;
- сталеві електрозварні спіральшовні;
- в окремих випадках – сталеві безшовні гарячедеформовані (до діаметра 426 мм включно). Товщина стінок труб діаметром 300...400 мм становить 12...30 мм.

Кожна труба повинна проходити на заводі-виготовлювачі випробування гідростатичним тиском, який не нижче тиску, що викликає в стінках труб кільцеві напруження, які дорівнюють 95% нормативної межі текучості.

Кінці труб повинні бути обрізані під 90° і мати оброблені краї під зварювання. Форма обробки визначається технічними умовами. Для виконання кільцевих зварних з'єднань застосовують такі види електрозварювання:

- ручне;
- автоматичне під флюсом;
- механізоване в середовищі захисних газів;
- механізоване самозахисним порошковим дротом;
- електроконтактне зварювання оплавленням.

Зварні з'єднання труб повинні мати плавний перехід від основного металу до металу шва. Всі зварні з'єднання повинні бути повністю перевірені фізичними неруйнівними методами контролю (ультразвуком з наступним розшифруванням дефектних місць рентгенівським просвічуванням).

Розрахункові характеристики матеріалів. При розрахунку конструкцій магістральних трубопроводів розрахунковий опір прокатної сталі, болтових і зварних з'єднань приймають за СНиП II-23-81*, а розрахунковий опір матеріалу труб і їх з'єднань – за СНиП 2.05.06-85. Нормативні опори розтягу (стиску) металу труб і їх зварних з'єднань R''_1 і R''_2 приймають такими, які дорівнюють відповідно мінімальним значенням тимчасового опору (σ_b) і межі текучості (σ_T), визначеними за державними стандартами і технічними умовами на труби. Значення σ_b і σ_T для деяких марок сталей, які застосовують для виробництва труб, наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Нормативні опори під час розтягання, стискання і згинання труб

Марка сталі	Зовнішній діаметр, мм	Товщина стінки, мм	Тимчасовий опір (σ_b), МПа	Межа текучості (σ_T), МПа	Відносне видовження, %	σ_T/σ_b	Коеф. надійності за матеріалом, k_1
17Г1С	1420	15.7	637	490	16	0.77	1.4
17Г1С-Т	1220; 1020	9...12	589	412	20	0.70	1.4
09Г2ФБ	1420	16.8	549	421	19	0.77	1.34
13Г2АФ	1220; 1020; 820; 720	8...16.3	530	363	20	0.68	1.4 1.47
13ГС	1220; 1020	10...13.9	510...539	363...402	20	0.71...0.75	1.4 1.47
17Г1С-У	1220; 1020	9.6...15.2	510	363	20	0.71	1.4; 1.47
17ГС	530	7...10	510	353	20	0.69	1.47

Розрахункові опори розтягу (стиску) R_1 і R_2 визначають за формулами:

$$R_1 = \frac{R''_1 m}{k_1 k_n}; R_2 = \frac{R''_2 m}{k_2 k_n}, \quad (4.1)$$

де m^* – коефіцієнт умов роботи трубопроводу або його ділянки, який відображає наближеність розрахункової схеми, прийнятих передумов розрахунку, невра-

хування початкових дефектів конструкції тощо. Всього розрізняють 5 категорій – від вищої “В”, наприклад, надземний перехід трубопроводу діаметром 1000 мм і

Таблиця 4.2

Визначення коефіцієнта m

Категорія трубопроводу і його ділянки	m
«В»	0.60
«I» і «II»	0.75
«III» і «IV»	0.90

* Тут і далі у розділі 4 використано позначення, прийняті в СНиП 2.05.06-85. Наприклад, коефіцієнт умов роботи позначено m (замість γ_c за СНиП II-23-81*), коефіцієнт надійності за навантаженням – n (замість γ_f за СНиП 2.01.07-85) тощо.

більше через водну перешкоду або підземний перехід під залізницею, до категорії «IV», наприклад, трубопроводи підземного прокладання для транспортування газу з Ду (діаметром умовного проходу) до 1200 мм або нафти з Ду до 700 мм. Числові значення m наведено в табл. 4.2;

k_1, k_2 – коефіцієнти надійності за матеріалом, відображають мінливість міцнісних характеристик труб, їх якість, а також допуск по товщині стінки. Приймаються залежно від матеріалу труб (мікрокристалічної структури сталі) і технології їх виготовлення. Числові значення k_1, k_2 відповідно наведено в табл. 4.3 і 4.4;

k_n – коефіцієнт надійності за призначенням трубопроводу, визначає ступінь відповідальності і потужності транспортної системи, а також значимість наслідків настання граничних станів (відмов). Приймається залежно від діаметра трубопроводу, продукту, що транспортується (газ, нафта, нафтопродукти), і робочого тиску в трубопроводі. Числові значення k_n наведено в табл. 4.5.

Таблиця 4.3

Значення коефіцієнта k_1

Характеристика труб	k_1
1. Зварні з малоперлітної і бейнітної сталі контрольованої прокатки і термічно зміцнені труби, виготовлені двостороннім електродуговим зварюванням під флюсом по суцільному технологічному шві, з мінусовим допуском по товщині стінки не більше 5 %, які пройшли 100-відсотковий контроль на суцільність основного металу і зварних з'єднань неруйнівними методами.	1.34
2. Зварні з нормалізованої, термічно зміцненої сталі і сталі контрольованої прокатки, виготовлені двостороннім електродуговим зварюванням під флюсом по суцільному технологічному шву, які пройшли 100-відсотковий контроль зварних з'єднань неруйнівними методами. Безшовні з катаної або кутої заготовки, що пройшли 100-відсотковий контроль неруйнівними методами.	1.40
3. Зварні з нормалізованої і гарячекатаної низьколегованої сталі, виготовлені двостороннім електродуговим зварюванням, зі 100-відсотковим контролем зварних з'єднань неруйнівними методами.	1.47
4. Зварні з гарячекатаної низьколегованої або вуглецевої сталі, виготовлені двостороннім електродуговим зварюванням або струмами високої частоти. Інші безшовні труби.	1.55

Примітка. Допускається застосовувати коефіцієнти 1.34 замість 1.40; 1.40 замість 1.47 і 1.47 замість 1.55 для труб, виготовлених двошаровим зварюванням під флюсом або електрозварюванням струмами високої частоти зі стінками завтовшки не більше 12 мм при використанні спеціальної технології виробництва, яка дозволяє одержати якість труб, що відповідає цьому коефіцієнтові k_1 .

Таблиця 4.4

Значення коефіцієнта k_2

Характеристика труб	k_2
Безшовні з маловуглецевих сталей	1.20
Прямошовні і спіральнотшовні зварні з маловуглецевої сталі і низьколегованої сталі з відношенням $R^H_2 / R^H_1 \leq 0.8$	1.15
Зварні з високоміцної сталі з відношенням $R^H_2 / R^H_1 > 0.8$	1.10

Таблиця 4.5

Значення коефіцієнта k_n

Діаметр умовного проходу, мм	Для газопроводів залежно від p , МПа			Для нафтопроводів і нафтопродуктопроводів
	$p \leq 5.4$	$5.4 < p \leq 7.4$	$7.4 < p \leq 9.8$	
500 і менше	1.00	1.00	1.00	1.00
600–1000	1.00	1.00	1.05	1.00
1200	1.05	1.05	1.10	1.05
1400	1.05	1.10	1.15	-

Як видно з (4.1), розрахунковий опір металу труб визначають з використанням низки коефіцієнтів, що повинні забезпечити задану надійність трубопроводу з огляду на ймовірнісний характер нормативних характеристик. Однак застосована в нормах система коефіцієнтів відображає і ряд додаткових факторів, що не мають відношення до граничних станів. Такий підхід вносить у розрахунки на міцність деяку неточність. Зокрема коефіцієнт надійності за матеріалом відображає можливе зменшення тимчасового опору металу труб порівняно з його нормативним значенням, надійність конструкції труби, а також можливе зменшення фактичної товщини стінки труби порівняно з її номінальним значенням (мінусовий допуск). Останній фактор не впливає на розрахунковий опір, а повинен враховуватися під час визначення напружень. У лінійній постановці під час розрахунку на міцність байдуже чи збільшуються напруження від внутрішнього тиску за рахунок мінусового допуску, чи зменшуються гранично допустимі напруження. Однак під час врахування фізичної нелінійності це питання стає принциповим, тому що модуль пружності матеріалу та коефіцієнт Пуассона є функціями напружень.

Навантаження і впливи. Навантаження, що діють на споруду, повинні прийматися у найбільш невідгідних можливих для експлуатації і будівництва сполученнях. Розрахункові сполучення навантажень приймаються залежно від способу прокладання трубопроводу, його конструктивних особливостей, ґрунтових умов, ймовірності сейсмічних впливів тощо. Значення розрахункових навантажень визначаються за їх нормативними значеннями з введенням коефіцієнтів n надійності за навантаженням згідно зі СНиП 2.05.06–85.

Навантаження, які діють на трубопроводи, можуть бути поперечними і поздовжніми. Поперечні навантаження можуть бути вертикальними (наприклад, для надземних трубопроводів – власна вага, вага продукту, сніг, ожеледь тощо) і горизонтальними (наприклад, вітер). Крім цього, на внутрішню поверхню труби діє внутрішній тиск. Вздовж траси трубопроводу діють температурні впливи і поздовжні напруження від внутрішнього тиску. На додаток, надземні трубопроводи можуть бути елементами балкових, аркових або висячих систем, і тоді треба враховувати зусилля, які виникають у них як в елементах цих систем.

Визначення вертикальних навантажень нескладне, принципово не відрізняється від визначення таких на суто будівельні конструкції (плити, балки, ферми тощо) і не залежить від конструктивної форми споруди. Для визначення гори-

зонтальних навантажень, а також навантажень від температурних впливів потрібні додаткові, часто досить складні розрахунки (наприклад, визначення частоти власних коливань споруди для визначення пульсаційної складової вітрового навантаження).

Нормативні значення навантажень визначають за технологічним завданням на проектування, СНиП 2.05.06–85 та СНиП 2.01.07–85. Всі види навантажень, які можуть діяти на магістральні трубопроводи, а також коефіцієнти надійності за навантаженням наведено в табл. 4.6.

Таблиця 4.6

Навантаження, що діють на трубопроводи, і коефіцієнти надійності за навантаженням

Характер навантажень і впливів	Навантаження і впливи	Спосіб прокладання трубопроводу		Коефіцієнт надійності за навантаженням, n
		підземний, наземний (в насипу)	надземний	
1	2	3	4	5
Постійні	Маса (власна вага) трубопроводу і пристроїв	+	+	1.10 (0.95)
	Вплив попередньої напруженості трубопроводу (пружний згин і ін.)	+	+	1.00 (0.90)
	Тиск (вага) ґрунту	+	-	1.20 (0.80)
	Гідростатичний тиск води	+	-	1.00
Довготривалі	Внутрішній тиск для газопроводів	+	+	1.10
	Внутрішній тиск для нафтопроводів і нафтопродуктопроводів діаметром 700–1200 мм із проміжними НПС без підключення ємностей	+	+	1.15
	Внутрішній тиск для нафтопроводів діаметром 700–1200 мм без проміжних або з проміжними НПС, що працюють постійно тільки з підключеною ємністю, а також для нафтопроводів і нафтопродуктопроводів діаметром менше 700 мм	+	+	1.10
	Маса продукту або води	+	+	1.00 (0.95)
	Температурні впливи	+	+	1.00
	Впливи нерівномірних деформацій ґрунту, що не супроводжуються зміною його структури	+	+	1.50

Продовження табл. 4.6

1	2	3	4	5
Короткотривалі	Снігове навантаження	-	+	1.40
	Вітрове навантаження	-	+	1.20
	Навантаження від ожеледі	-	+	1.30
	Навантаження, викликане морозним розтріскуванням ґрунту	+	-	1.20
	Навантаження і впливи, що виникають під час пропускання очисних пристроїв	+	+	1.20
	Навантаження і впливи, що виникають під час випробування трубопроводів	+	+	1.00
	Вплив селевих потоків і зсувів	+	+	1.00
Особливі	Вплив деформацій земної поверхні в місцях гірських виробок і карстових районів	+	+	1.00
	Вплив деформацій ґрунту, що супроводжуються зміною його структури (наприклад, деформація просадкових ґрунтів під час замочування або вічномерзлих ґрунтів під час відтанення)	+	+	1.00
	Впливи, викликані розвитком солефлюкційних і термокарстових процесів	+	-	1.05

Значення коефіцієнтів надійності за навантаженням, зазначені в табл. 4.6 в дужках, потрібно приймати під час розрахунку трубопроводів на поздовжню стійкість і стійкість положення, а також в інших випадках, коли зменшення навантаження погіршує умови роботи конструкції. Коли за умовами випробувань, ремонту або експлуатації в газопроводах можливе повне або часткове заповнення внутрішньої порожнини водою або конденсатом, а в нафтопроводах і нафтопродуктопроводах потрапляння повітря або випорожнення трубопроводу, необхідно враховувати зміни навантаження від ваги продукту.

На трубопроводи можуть одночасно діяти кілька навантажень різного характеру. Залежно від складу навантажень розрізняють основні (постійні і тимчасові) і особливі (постійні, тимчасові, особливі) сполучення навантажень. При одночасному врахуванні двох і більше тимчасових навантажень або тимчасових і особливих навантажень величини тимчасових навантажень зменшують множенням на коефіцієнти сполучення ψ , які приймають:

- в основних сполученнях для довготривалих – $\psi_1=0.95$, короткотривалих – $\psi_2=0.9$;

- в особливих сполученнях для довготривалих – $\psi_1=0.9$, короткотривалих – $\psi_2=0.8$; при цьому величину особливого навантаження приймають без зниження.

При врахуванні основних сполучень, що містять постійні і одне тимчасове навантаження, коефіцієнти $\psi_1 = \psi_2 = 1.0$.

Навантаження від власної ваги трубопроводу, Н/м, визначається за довідниками залежно від зовнішнього діаметра і товщини стінки труби або може бути обчислене за формулою:

$$q_{mp} = g\rho_{cm}\pi D_{cnp}\delta = g\rho_{cm}\pi(D_n - \delta)\delta, \quad (4.2)$$

де g – прискорення вільного падіння, $g = 9.81$ м/с²; ρ_{cm} – густина сталі, 7850 кг/м³; D_n – зовнішній діаметр труби, м; δ – товщина стінки, м.

Наприклад, для труб 530x8 і 1020x12 нормативне навантаження від власної ваги становитиме відповідно 1.01 кН/м і 2.93 кН/м.

Робочий (нормативний) тиск – найбільший надлишковий тиск, при якому забезпечується заданий режим експлуатації трубопроводу. Як правило, робочий тиск є основним навантаженням на магістральний трубопровід. Необхідний робочий тиск визначають на підставі гідравлічних розрахунків з умови пропуску необхідної кількості речовини за одиницю часу. На необхідне значення робочого тиску впливають: різниця відміток землі початкового і кінцевого пункту перекачування, рельєф місцевості, довжина траси трубопроводу тощо. Зі збільшенням робочого тиску зростає пропускна здатність трубопроводу. Робочий тиск в магістральних трубопроводах визначається технологічним завданням на проектування і становить 1.2...10 МПа.

Нормативна вага газу, що транспортується, в 1 м трубопроводу $q_{газ}$, Н/м, визначається за формулою:

$$q_{газ} = 0.215\rho_{газ}g\frac{p_a D_{вн}^2}{zT}, \quad (4.3)$$

де $\rho_{газ}$ – густина газу, кг/м³ (при 0°C і 1013 ГПа); g – прискорення вільного падіння, $g = 9.81$ м/с²; p_a – абсолютний тиск газу в газопроводі, МПа; $D_{вн}$ – внутрішній діаметр труби, см; z – коефіцієнт стисливості газу; T – абсолютна температура, К ($T = 273 + t$, де t – температура газу, °С).

Для природного газу допускається приймати:

$$q_{газ} = 10^{-2} p D_{вн}^2, \quad (4.3a)$$

де p – робочий (нормативний) тиск, МПа.

Наприклад, нормативна вага природного газу при тиску 5.0 МПа в 1 м труб 530x8 і 1020x12 становитиме відповідно 0.13 і 0.50 кН/м.

Вага нафти (нафтопродукту), що транспортується, в 1 м трубопроводу $q_{нрод}$, Н/м, визначається за формулою:

$$q_{нрод} = 10^{-4} p_n g \frac{\pi D_{вн}^2}{4}, \quad (4.4)$$

де ρ_n – густина нафти або нафтопродукту, що транспортується, кг/м³.

Наприклад, нормативна ваги нафти густиною 900 кг/м^3 в 1 м труб 530×8 і 1020×12 становитиме відповідно 1.83 і 6.88 кН/м.

Нормативне навантаження від зледеніння, Н/м:

$$q_{\text{лед}} = 0.17bD_n, \quad (4.5)$$

де b – товщина стінки ожеледі, мм (за СНиП 2.01.07–85), приймається залежно від району за ожеледдю від 3 до 20 мм; на висоті 200 м і більше від 15 до 60 мм. Для Львова (III район) $b = 10$ мм; D_n – зовнішній діаметр труби, см.

Слід брати до уваги, що при врахуванні навантаження від ожеледі температура повітря на рівнинних територіях приймається -5°C (при висоті споруд до 100 м). У гірських районах з відмітками вище 2000 м температура повітря приймається -15°C ; від 1000 до 2000 м – 10°C .

Нормативне навантаження від ожеледі для надземних труб зовнішнім діаметром 530 і 1020 мм, які прокладені у III районі за ожеледдю на висоті 10 м над рівнем землі, становитиме відповідно 0.09 і 0.17 кН/м.

Нормативне снігове навантаження p_c'' , Н/м², на горизонтальну проекцію конструкції надземного трубопроводу визначається згідно зі СНиП 2.01.07–85. При цьому для трубопроводу, прокладеного в одну нитку, коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на одиницю горизонтальної поверхні до снігового навантаження на одиницю поверхні трубопроводу приймається таким, який дорівнює 0.4. Снігове навантаження враховують тільки для трубопроводів, у яких за умовами транспортування продукту можливе зниження температури нижче 0°C .

Нормативне снігове навантаження для одиночних труб без експлуатаційних містків зовнішнім діаметром 530 і 1020 мм у I сніговому районі становитиме відповідно 0.11 і 0.20 кН/м.

Нормативний температурний перепад у металі стінок труб приймається таким, який дорівнює різниці між максимально або мінімально можливою температурою стінок під час експлуатації і найменшою або найбільшою температурою, при якій фіксується розрахункова схема трубопроводу (приварюються компенсатори, виконується засипання трубопроводу та ін., тобто, коли фіксується статично невизначена система).

Максимальну або мінімальну температуру стінок труб під час експлуатації трубопроводу визначають залежно від температури продукту, що транспортується, ґрунту, зовнішнього повітря, а також швидкості вітру, сонячної радіації і теплової взаємодії трубопроводу з навколишнім середовищем.

Температура зовнішнього повітря, а також зміна температури внаслідок дії сонячної радіації визначаються за розділом 8 СНиП 2.01.07–85. Нормативні значення змін середніх температур по перерізу надземного елемента (без врахування впливу температури продукту) відповідно в теплий Δt_w і холодний Δt_c період року визначають за формулами:

$$\begin{aligned} \Delta t_w &= t_w - t_{0c}, \\ \Delta t_c &= t_c - t_{0w}, \end{aligned} \quad (4.6)$$

де $t_w = t_{ew} + \Theta_1 + \Theta_4$ – нормативне значення середньої температури по перерізу елемента в теплий період року; $t_c = t_{ec} - 0.5\Theta_1$ – нормативне значення середньої температури по перерізу елемента в холодний період року; t_{ew} , t_{ec} – середні добові температури зовнішнього повітря в теплий і холодний періоди року:

$$\begin{aligned} t_{ew} &= t_{VII} + \Delta_{VII}, \\ t_{ec} &= t_I - \Delta_I, \end{aligned} \quad (4.7)$$

де t_I , t_{VII} – багаторічні середні місячні температури повітря в січні і липні (приймаються за додатком 5 СНиП 2.01.07–85. Для Львівської області, крім гірських районів, $t_I = -5^\circ\text{C}$, $t_{VII} = 20^\circ\text{C}$); Δ_I , Δ_{VII} – відхилення середніх добових температур від середніх місячних ($\Delta_{VII} = 6^\circ\text{C}$, Δ_I – за додатком 5 СНиП 2.01.07–85, для Львівської області $\Delta_I = 15^\circ\text{C}$); Θ_1 – збільшення середніх по перерізу елемента температур від добових коливань температури зовнішнього повітря; для металевих конструкцій $\Theta_1 = 8^\circ\text{C}$; Θ_4 – збільшення середніх по перерізу елемента температур від сонячної радіації,

$$\Theta_4 = 0.05 \rho S_{max} k k_1, \quad (4.8)$$

тут ρ – коефіцієнт поглинання сонячної радіації матеріалом зовнішньої поверхні конструкції, приймається за СНиП II-3–79** «Строительная теплотехника», для сталевих пофарбованих конструкцій $\rho = 0.45 \dots 0.8$ залежно від кольору поверхні; S_{max} – максимальне значення прямої і розсіяної сонячної радіації $\text{Вт}/\text{м}^2$, приймається за СНиП 2.01.01–82 «Строительная климатология и геофизика», для Львівської області $S_{max} = 775 \text{ Вт}/\text{м}^2$; k – коефіцієнт, залежить від орієнтації поверхні, для горизонтальної $k = 1$; k_1 – коефіцієнт, залежить від матеріалу конструкції, для металевих $k_1 = 0.7$.

Початкова температура, що відповідає замиканню конструкції або її частини в закінчену систему, в теплий t_{0w} і холодний t_{0c} періоди року (якщо фактичний час закінчення монтажу невідомий) визначається за формулами:

$$\begin{aligned} t_{0w} &= 0.8t_{VII} + 0.2t_I, \\ t_{0c} &= 0.2t_{VII} + 0.8t_I. \end{aligned} \quad (4.9)$$

Температура продукту, що транспортується, як правило, визначається технологічним завданням на проектування. При перепаді температури трубопроводу на 100°C його довжина змінюється на 1.2 мм на 1 м довжини. При розрахунку газопроводу, нафтопроводу і нафтопродуктопроводу на міцність та стійкість і виборі типу ізоляції необхідно враховувати температуру газу, нафти і нафтопродуктів, що надходять у трубопровід, і її зміну по довжині трубопроводу під час транспортування продукту.

Для прикладу визначимо можливий перепад температури в стінці сталевого горизонтального надземного трубопроводу, помальованого в білий колір, який розташований у Львівській області (без врахування впливу температури продукту).

Середньодобові температури в теплу і холодну пори року (4.7) становлять відповідно:

$$t_{ew} = t_{VII} + \Delta_{VII} = 20 + 6 = 26^\circ \text{C},$$

$$t_{ec} = t_I - \Delta_I = -5 - 15 = -20^\circ \text{C}.$$

Приріст середніх по перерізу елемента температур (4.8) становить:

$$\Theta_4 = 0.05 \rho S_{max} k k_l = 0.05 \cdot 0.45 \cdot 775 \cdot 1 \cdot 0.7 = 12.2^\circ \text{C}.$$

Нормативне значення середньої по перерізу стінки труби температури відповідно в тепло і холодну пори року становитиме:

$$t_w = t_{ew} + \Theta_I + \Theta_4 = 26 + 8 + 12.2 = 46.2^\circ \text{C},$$

$$t_c = t_{ec} - 0.5\Theta_I = -20 - 0.5 \cdot 8 = -24^\circ \text{C}.$$

Температура, що відповідає замиканню трубопроводу в закінчену систему (4.9), становитиме відповідно для теплої і холодної пори року:

$$t_{0w} = 0.8t_{VII} + 0.2t_I = 0.8 \cdot 20 + 0.2 \cdot (-5) = 15^\circ \text{C},$$

$$t_{0c} = 0.2t_{VII} + 0.8t_I = 0.2 \cdot 20 + 0.8 \cdot (-5) = 0^\circ \text{C}.$$

Отже, максимальний приріст температури стінок труби влітку, якщо замикання трубопроводу виконувалося в холодну пору року (4.6), становить:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c} = 46.2 - 0 = 46.2^\circ \text{C}.$$

Максимальна зміна температури стінок труби взимку, якщо замикання трубопроводу виконувалося в теплу пору року (4.6), становить:

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w} = -24 - 15 = -39^\circ \text{C}.$$

Трубопроводи підземного прокладання менш чутливі до змін зовнішньої температури. Мінімальна глибина їх закладання для значної частини території України, в тому числі і для Львівської області, більша за глибину промерзання ґрунту. Тому під час визначення перепаду температур по перерізу підземного трубопроводу в холодний період року t_c в першому наближенні можна прийняти такою, яка дорівнює 0°C (якщо не враховувати вплив температури продукту). У літній період температура ґрунту на глибині 1...1.5 м зазвичай не піднімається вище 15°C , тому можна прийняти, що t_w дорівнює цій температурі.

Виштовхуюча сила води q_v , Н/м, що припадає на одиницю довжини повністю зануреного у воду трубопроводу за відсутності течії, визначається за формулою:

$$q_v = 0.25\pi D_{н.и}^2 \gamma_v g, \quad (4.10)$$

де $D_{н.и}$ – зовнішній діаметр труби з врахуванням ізоляційного покриття і футерівки, м; γ_v – густина води з врахуванням розчинених у ній солей, кг/м^3 ; g – прискорення вільного падіння, $g = 9.81 \text{ м/с}^2$.

Нормативне значення виштовхувальної сили прісної води для труб зовнішнім діаметром 530 і 1020 мм становитиме відповідно 2.16 і 8.02 кН/м.

Вітрове навантаження. Вітровий потік, як, і будь-яке природне явище, має випадковий і змінний в часі характер. Згідно з сучасними уявленнями він складається з постійної складової, яка характеризується деяким середнім значенням, і флуктуаційної складової, зумовленою поривами (пульсаціями) вітру. Тому швидкісний напір, який створює постійну складову, використовують при статичних

розрахунках конструкцій на дію вітру, тоді як його пульсаційну складову враховують залежно від динамічних властивостей конструкцій.

Нормативне вітрове навантаження на 1 м трубопроводу $q_{вет}$, Н/м, для одиначної труби перпендикулярно до її осьової вертикальної площини визначається за формулою:

$$q_{вет} = (q_n^c + q_n^d) D_{н.л}, \quad (4.11)$$

де $q_n^c = w_m$ – нормативне значення статичної складової вітрового навантаження, Н/м², обчислене згідно зі СНиП 2.01.07–85; $q_n^d = w_p$ – нормативне значення динамічної складової вітрового навантаження, Н/м², обчислене як для споруд з рівномірно розподіленою масою і постійною жорсткістю; $D_{н.л}$ – зовнішній діаметр труби, м, з врахуванням ізоляційного покриття і футерівки.

Розглянемо спочатку *статичну* складову вітрового навантаження. Її визначають за формулою:

$$q_n^c = w_m = w_0 k c, \quad (4.12)$$

де w_0 – нормативне значення вітрового тиску (залежно від вітрового району); k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті; c – аеродинамічний коефіцієнт.

Нормативне значення вітрового тиску пропорційне квадрату швидкості вітру v_0 , м/с, і визначається за формулою $w_0 = 0.61 v_0^2$, Па, тобто залежить від географічного розташування споруди. Фізичний зміст цієї величини такий: це тиск на поверхню, розташовану перпендикулярно до напрямку вітрового потоку, причому розміри цієї поверхні необмежені (або достатньо великі). Вітровий потік має турбулентний характер, тому йому властивий не тільки поступальний рух частинок повітря, а й вихори різного напрямку. Особливо турбулентність проявляється поблизу поверхні землі, де вона зумовлена тертям вітрового потоку об перешкоди (дерева, будинки тощо). У приземній зоні, висота якої залежить від типу місцевості (великі відкриті простори, ліси або міська забудова різної висотності) і становить 250...500 м, швидкість вітру менша. Вона зростає з висотою і враховується коефіцієнтом $k(z)$, який змінюється в межах 0.4...2.75.

Але розглядати вітровий потік лише як тиск незалежно від форми і розмірів тіла, яке обдувається, справедливо лише для точок плоскої пластинки, віддалених від її країв. У загальному ж випадку доцільніше говорити про опір тіла вітровому потоку. Справді, навіть без глибоких знань аеродинаміки зрозуміло, що опір (а отже, і сила, яка діє на тіло), більший для плоскої пластинки, розташованої перпендикулярно до напрямку вітрового потоку, ніж, наприклад для сфери (при однаковій навітреній площі). У таких випадках говорять, що сфера більш *обтічна*, ніж плоска пластинка, або що коефіцієнт лобового опору c_x пластинки вищий, ніж сфери. Коефіцієнт c_x залежить від форми поперечного перерізу тіла, яке обдувається, його лінійних розмірів (причому не тільки в площині, перпендикулярній потоку, а й в площині, паралельній йому. Порівняйте, наприклад, лобовий опір сфери і крила при однаковій навітреній площі). Крім цього, коефіцієнт c_x залежить від шорсткості поверхні, а для деяких тіл, в тому числі циліндричних – і від

швидкості вітрового потоку. Остання залежність – нелінійна. Із збільшенням швидкості вітру від 0 лобовий опір обтічного тіла спочатку зростає до деякої величини, потім різко падає, а потім знову починає плавно зростати (рис. 4.2). Про такі тіла говорять, що вони мають “кризу обтікання”. Для них коефіцієнт лобового опору визначається залежно від безрозмірної величини – числа Рейнольдса Re , яке визначається за формулою $Re = v_0 d / \nu$, де v_0 – швидкість потоку, d – характерний розмір тіла (для довгого циліндра – його діаметр), ν – кінематична в’язкість повітря; при $t = 15^\circ\text{C}$ і атмосферному тиску 1000 ГПа – $\nu = 0.146 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}$.

Аеродинамічні коефіцієнти, як і аеродинамічне навантаження, дуже чутливі до найменшої зміни форми поперечного перерізу, шорсткості поверхні тіла, наявності близько розташованих тіл або предметів. Так, наприклад, приєднання до низу труби монорейки (для експлуатаційного візка) заввишки $0.88D_n$ призводить до збільшення лобового опору і підйомної сили вдвічі.

Згідно зі СНиП 2.01.07–85 аеродинамічний коефіцієнт (коефіцієнт лобового опору) горизонтальної гладкої труби визначається як $c_x = k c_{x\infty}$, де k – коефіцієнт, який приймається залежно від співвідношення L до $D_{н.и.}$. Для таких довгих споруд, як відкриті ділянки трубопроводів з $L/D_{н.и.} \geq 100$, розташованих над рівнем землі на висоті, більшій за $D_{н.и.}$, $k=1$. Коефіцієнт $c_{x\infty}$ визначається залежно від числа Рейнольдса Re (рис. 4.3), яке згідно з СНиП 2.01.07–85, обчислюється за емпіричною формулою:

$$Re = 0.88 D_{н.и.} \sqrt{w_0 k(z) \gamma_f} \cdot 10^5, \quad (4.13)$$

а також від шорсткості поверхні Δ , яка залежить від матеріалу конструкції. Значення Δ приймають для сталевих конструкцій 0.001 м. У (4.13) γ_f – коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням, величина якого за СНиП 2.01.07–85 дорівнює 1.4.

Для дротів і тросів (в тому числі і вкритих ожеледдю) значення c_x приймають сталим і таким, яке дорівнює 1.2. Тиск вітру на вкриті ожеледдю поверхні приймається таким, який дорівнює 25 % від нормативного значення вітрового тиску w_0 .

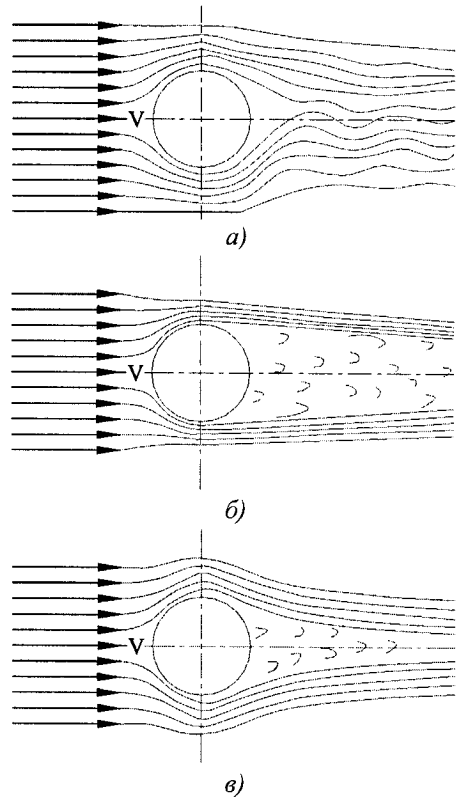
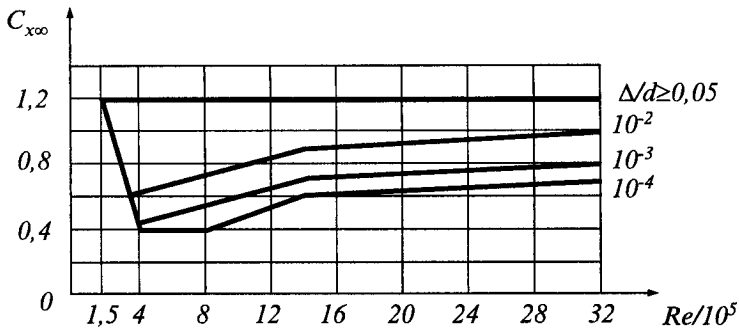


Рис. 4.2. Обтікання круглого тіла потоком в'язкої рідини: а – при малих швидкостях; б – до кризи обтікання; в – після кризи обтікання

Рис. 4.3. Залежність c_{xoo} від Re

Нормативне значення пульсаційної (динамічної) складової вітрового навантаження w_p (q_{ii}^0) на відкритий трубопровід визначають множенням статичної складової вітрового навантаження w_m (q_{ii}^c) на коефіцієнти, що в загальному випадку залежать від висоти і розмірів споруди, типу місцевості, динамічних характеристик конструкції (логарифмічного декременту коливань, частоти власних коливань), розрахункової схеми.

Отже, величина пульсаційної складової вітрового навантаження залежить не тільки від властивостей вітрового потоку, але від динамічних характеристик самої споруди. Тому, щоб її визначити, попередньо знаходять частоти власних коливань споруди.

Динамічну (пульсаційну) складову вітрового навантаження визначають як для споруд з рівномірно розподіленою масою і постійною жорсткістю з врахуванням коефіцієнта динамічності за формулою:

$$w_p = w_m \xi \zeta v, \quad (4.14)$$

де w_m – середня (статична) складова вітрового навантаження обчислена за (4.12); ζ – коефіцієнт пульсацій вітру на висоті z , залежить від типу місцевості і з висотою зменшується. Для трубопроводів, розташованих на висоті 10 м над поверхнею землі, ζ для типів місцевості А, В і С становить відповідно 0.76, 1.06 і 1.78;

v – коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру, залежить від геометричних розмірів навітренної площі і їх співвідношення. Із збільшенням розмірів тіла, яке обдувається, цей коефіцієнт зменшується, що опосередковано враховує нерівномірність вітрового тиску. Для відкритих ділянок трубопроводів, як правило, приймають $v = 0.7$;

ξ – коефіцієнт динамічності, який визначається залежно від логарифмічного декременту коливань δ і параметра $\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0} / 940 f_1$ (тут w_0 береться в Па) за рис. 4.4;

f_1 – перша частота власних коливань конструкції в горизонтальній площині, Гц.

Логарифмічний декремент коливань δ чисельно дорівнює натуральному логарифму відношення амплітуд коливань під час попереднього і даного циклу. Він характеризує здатність конструкції поглинати енергію коливань. Чим менше δ , тобто чим менше відрізняються амплітуди послідовних циклів, тим менше

енергії поглинає конструкція за один цикл і тим довше вона буде коливатися після її відхилення від положення рівноваги.

Згідно з експериментальними даними надземні сталеві трубопроводи дуже слабо поглинають енергію коливань, тому для горизонтальних і вертикальних коливань у разі відсутності пристроїв для гасіння коливань і одночасному врахуванні резонансних коливань і пульсаційної складової можна приймати $\delta = 0.05$, в інших випадках – $\delta = 0.15$.

З досвіду проектування відомо, що для відкритих трубопровідних переходів врахування пульсаційної складової може збільшувати вітрове навантаження вдвічі і більше разів, тому нехтувати ним не можна. Знайдена пульсаційної складова додається до статичної складової вітрового навантаження, і розрахунок конструкції виконується за загальними правилами будівельної механіки на дію повного вітрового навантаження, умовно прикладеного статично.

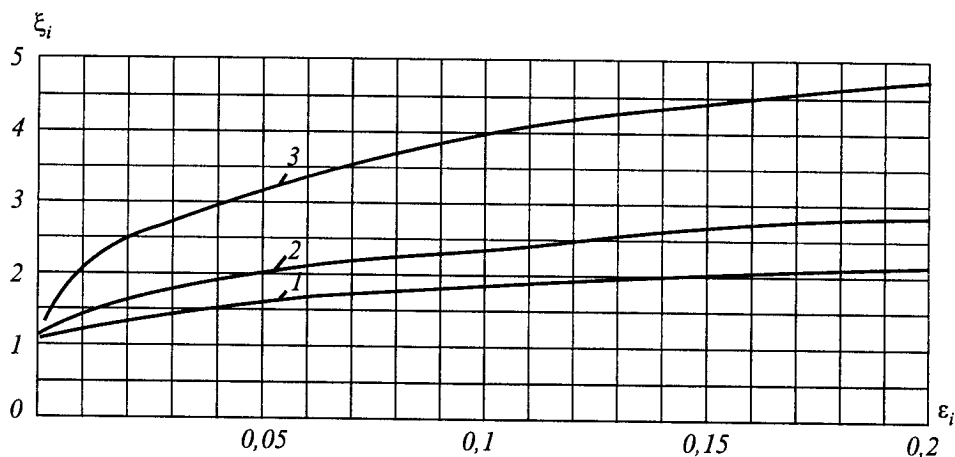


Рис. 4.4. Коефіцієнт динамічності: 1 – для залізобетонних і мурованих споруд ($\delta=0.3$); 2 – для сталевих башт, щогл, футерованих димових труб, апаратів колонного типу ($\delta=0.15$); для сталевих споруд і конструкцій при одночасному врахуванні резонансних коливань і пульсаційної складової вітрового навантаження в площині потоку ($\delta=0.05$)

Для прикладу визначимо нормативні значення середньої та пульсаційної складової вітрового навантаження на надземний трубопровід діаметром 530 мм погоном 30 м, вісь якого розташована на висоті 10 м над рівнем землі. Трубопровід знаходиться у Львівській області (лісовий масив, тип місцевості – В). Перша частота власних коливань становить 0.6 Гц. Резонансні коливання відсутні.

Статична складова вітрового навантаження, Н/м²:

$$q_i^s = w_m = w_0 k(z) c = 380 \cdot 0.65 \cdot 0.5 = 123.5,$$

$w_0 = 0.38$ кПа – для III вітрового району;

$k(z) = 0.65$ – для типу місцевості В на висоті 10 м над рівнем землі;

$c = c_x = kc_{x0} = 0.907 \cdot 0.55 \approx 0.5$;

$k = 0.907$ при $L/D_{н.н.} = 30/0.53 \approx 57$;

$c_{\text{вр}} \approx 0.55$ (рис. 4.3) при $Re = 8.67 \cdot 10^5$ і $\Delta = 0.001$ м;

$$Re = 0.88 D_{\text{н.н.}} \sqrt{w_0 k(z) \gamma_f} \cdot 10^5 = 0.88 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{380 \cdot 0.65 \cdot 1.4} \cdot 10^5 \approx 8.67 \cdot 10^5;$$

$\Delta = 0.001$ м для сталевих конструкцій.

Динамічну складову вітрового навантаження, Н/м², визначаємо за (4.14) при декременті затухання для сталевих конструкцій $\delta = 0.15$.

$$w_p = w_m \xi \zeta v = 123.5 \cdot 1.9 \cdot 1.06 \cdot 0.7 = 174.1,$$

$\zeta = 1.06$ – коефіцієнт пульсацій вітру для типу місцевості В на висоті 10 м над рівнем землі; $v = 0.7$ – коефіцієнт просторової кореляції тиску вітру; $\xi = 1.9$ – коефіцієнт динамічності, визначається за графіком (рис. 4.4) залежно від параметра ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0} / 940 f_1 = \sqrt{1.4 \cdot 380} / (940 \cdot 0.6) = 0.04.$$

Як видно з результатів розрахунку, пульсаційна складова вітрового навантаження для цього трубопроводу майже в півтора раза більша за його статичну складову. Повна величина нормативного вітрового навантаження становить:

$$q_{\text{вет}} = (w_m + w_p) D_{\text{н.н.}} = (123.5 + 174.1) \cdot 0.53 = 158 \text{ Н/м} \approx 0.16 \text{ кН/м}.$$

Крім врахування пульсаційної складової вітрового навантаження, такі циліндричні споруди, як надземні трубопроводи, потрібно додатково перевіряти на *вітровий резонанс*. Можливість такого явища пов'язана з характером обтікання вітровим потоком циліндричних тіл.

При русі повітря, яке в цьому випадку розглядають як в'язку рідину, паралельний потік, обтікаючи циліндричне тіло, утворює із завітреного боку періодичні вихори, так звані вихори Бенара–Кармана. Ці вихори зриваються по черзі то з верхнього, то з нижнього боку циліндра. Зрив вихора, наприклад, з нижнього боку горизонтального циліндра, приводить до підвищення тиску вниз і зменшення – угорі. Внаслідок різниці тисків виникає спрямована поперек потоку догори піднімальна сила. Через напівперіод вихор зривається угорі, що викликає появу піднімальної сили, спрямованої вниз. При постійній швидкості потоку такі вихори регулярно зриваються з циліндра і на нього також регулярно діють імпульси аеродинамічної сили поперек потоку. Частота імпульсів є функцією швидкості вітру v , діаметра циліндра D і пов'язана з числом Струхаля Sh співвідношенням:

$$f = Sh \frac{v}{D}. \quad (4.15)$$

Число Струхаля для надземних трубопроводів (за відсутності аеродинамічних гасників коливань) залежить від їх зовнішнього діаметра $D_{\text{н.н.}}$ і висоти розташування над поверхнею землі h :

$$Sh = 0.2 + 0.0163 D_{\text{н.н.}} / h. \quad (4.16)$$

Для практичних розрахунків наближено приймають $Sh = 0.2$. Тоді $f = v / 5D_{\text{н.н.}}$.

Описані силові впливи можуть призвести до вібрації труби у вертикальній площині (перпендикулярно до напрямку вітру). Розпочавшись, вібрація набуває автоколивального характеру, тому що хвилеподібні переміщення труби перпенди-

кулярно до вітрового потоку викликають зриви вихорів у крайніх точках розмаху і відповідні силові імпульси, що підтримують коливальний процес.

Найбільші амплітуди вібрацій спостерігаються у разі збігання частоти вихорів Бенара–Кармана з частотою першого тону власних згинних коливань споруди у вертикальній площині. Перевірка на вітровий резонанс полягає у визначенні критичної швидкості вітру, при якій можливе утворення вихорів Бенара–Кармана, обчисленні аеродинамічних сил, що діють на трубу, а також викликаних ними напружень і деформацій.

Критична швидкість вітру визначається залежно від діаметра труби і частоти її власних коливань у вертикальній площині:

$$v_{\text{крит}} = 5D_{н.л}/f. \quad (4.17)$$

Максимальне амплітудне значення інтенсивності аеродинамічного навантаження:

$$F_0 = v_{\text{крит}}^2 g D_{н.л.}/64, \quad (4.18)$$

де $[v] = \text{м/с}$, $[D_{н.л.}] = \text{м}$, $[F_0] = \text{Н/м}$.

По довжині споруди інтенсивність аеродинамічного навантаження змінюється за тим самим законом, що й ординати першої форми власних коливань системи. З деяким наближенням можна прийняти його зміну за квадратною параболою.

Резонансна амплітуда коливань труби, викликана силою F_0 , при логарифмічному декременті коливань δ :

$$y_\delta = (4/\delta) y_{ст} \quad (4.19)$$

де $y_{ст}$ – статичний прогин труби, викликаний силою F_0 . Для однопрогонового шарнірно опертого трубопроводу максимальний прогин в середині прогону від дії аеропружної сили, розподіленої по прогону за законом квадратної параболи, становить:

$$y_{ст} = \frac{1}{60} \cdot \frac{F_0 l^4}{EI},$$

тут EI – вертикальна жорсткість трубопроводу.

Згинальний момент у трубі при вітровому резонансі дорівнює:

$$M_\delta = (4/\delta) M_{ст} \quad (4.20)$$

де $M_{ст}$ – статичний згинальний момент, викликаний навантаженням F_0 . Для однопрогонового шарнірно опертого трубопроводу максимальний статичний момент в середині прогону від дії аеропружної сили, розподіленої по прогону за законом квадратної параболи, становить:

$$M_{ст} = \frac{5}{48} F_0 l^2.$$

У вільно провисаючих трубах явище вітрового резонансу ускладнюється тим, що вітрові навантаження виводять трубу з вертикальної площини і викликають згинно-крутні коливання. Закручування труби виникає не тільки при жорстко закріплених опорних перерізах, а й при шарнірній підвісці, тому що в цьому ви-

падку трубопровід частково защемляється силами тертя і пружним опором ділянок, що прилягають до опорних. Виникнення резонансних явищ неминуче при збігу частоти згинних і крутних коливань, а також у тому випадку, якщо частота згинних коливань буде дорівнювати подвоєній частоті крутних.

Отже, дія вітру на споруди круглоциліндричної форми має подвійний характер. З одного боку, вітровий потік згинає трубопровід в напрямку своєї дії, тобто в горизонтальній площині. З іншого боку, у вертикальній площині виникають коливання, спричинені аеродинамічними силами. Такий характер дії вітрового навантаження і пояснює необхідність перевірки на вітровий резонанс.

Кільцеві напруження в трубопроводі під дією внутрішнього тиску. Визначення товщини стінки труби. Основним навантаженням на магістральні трубопроводи є внутрішній тиск (тиск продукту, який перекачують). Зі збільшенням внутрішнього тиску зростає пропускна здатність трубопроводу без збільшення його діаметра.

Внутрішній тиск у циліндричній трубі викликає об'ємний напружений стан у матеріалі її стінок (рис. 4.5, а), тобто появу кільцевих, радіальних і меридіональних (в напрямку осі труби) напружень. Напруження радіального напрямку $\sigma_{рад}$ в тонкостінних трубопроводах дорівнюють нулю на зовнішній поверхні труби і внутрішньому тиску – на внутрішній. Ця величина навіть для трубопроводів високого тиску (до 10 МПа) на порядок менша за кільцеві і меридіональні напруження. Тому під час розрахунку радіальними напруженнями нехтують, беручи до уваги тільки поздовжні $\sigma_{прод}$ і кільцеві $\sigma_{кц}$ напруження, тобто розглядають плоский напружений стан.

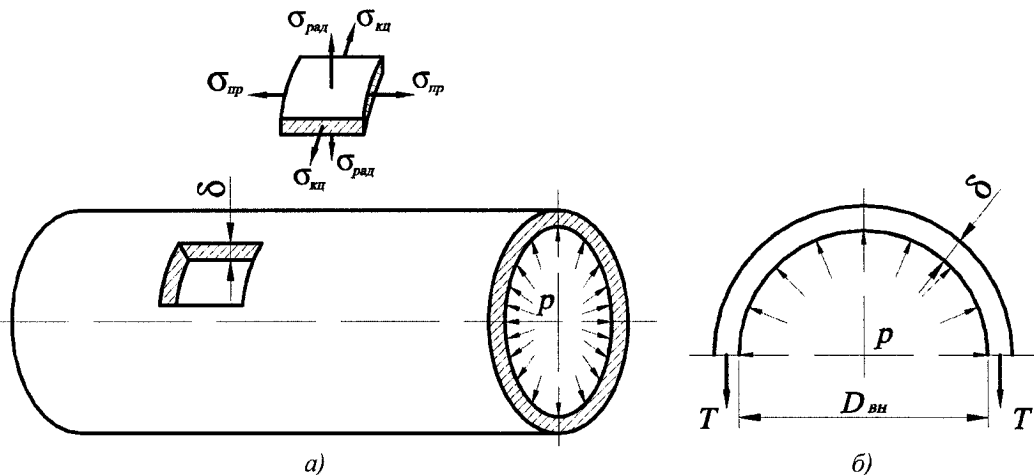


Рис. 4.5. Схема напруженого стану труби під впливом внутрішнього тиску

Величину $\sigma_{кц}$ визначимо з рис. 4.5, б. Запишемо умови рівноваги півкільця одиничної довжини:

$$pD_{вн} \cdot l = 2T,$$

де p – внутрішній тиск у трубі; $D_{вн}$ – внутрішній діаметр трубопроводу; T – кільцеві зусилля, $T = \sigma_{кц}\delta$ (δ – товщина стінки трубопроводу).

Підставивши значення T в попереднє рівняння, одержимо:

$$\sigma_{кц} = \frac{pD_{вн}}{2\delta}. \quad (4.21)$$

Як видно з формули, величина $\sigma_{кц}$ не залежить від умов закріплення трубопроводу і визначається тільки внутрішнім тиском, діаметром і товщиною стінки труби.

Оскільки номінальним діаметром труби є зовнішній діаметр $D_{н}$, то одержаний вираз перепишемо у вигляді:

$$\sigma_{кц} = \frac{p(D_{н} - 2\delta)}{2\delta} = \frac{pD_{н}}{2\delta} - p. \quad (4.22)$$

$$\text{Звідси товщина стінки труби } \delta = \frac{pD_{н}}{2(\sigma_{кц} + p)}.$$

Під час проектування і конструктивного розрахунку трубопроводів усіх типів прокладання основним параметром є товщина стінки труби, оскільки діаметр труби заздалегідь визначають гідравлічним розрахунком. Розрахункову товщину стінки трубопроводу δ визначають за формулою:

$$\delta = \frac{npD_{н}}{2(R_1 + np)}. \quad (4.23)$$

Цю формулу одержують з попереднього виразу заміною $\sigma_{кц}$ на R_1 і множенням p на коефіцієнт надійності за навантаженням n .

За наявності поздовжніх осьових стискальних напружень товщину стінки, см визначають з умови:

$$\delta = \frac{npD_{н}}{2(R_1\psi_1 + np)}, \quad (4.24)$$

де n – коефіцієнт надійності за навантаженням – внутрішнім робочим тиском в трубопроводі; p – нормативний робочий тиск, МПа; $D_{н}$ – зовнішній діаметр труби, см; R_1 – розрахунковий тимчасовий опір, МПа; ψ_1 – коефіцієнт, що враховує двовісний напружений стан труб:

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{|\sigma_{np.N}|}{R_1} \right)^2} - 0.5 \frac{|\sigma_{np.N}|}{R_1}, \quad (4.25)$$

тут $\sigma_{np.N}$ – поздовжнє осьове стискальне напруження, МПа, зумовлене дією розрахункових навантажень і впливів з врахуванням пружно-пластичної роботи металу труб залежно від прийнятих конструктивних рішень.

Товщину стінки труб, визначену за наведеними формулами, приймають не менше $1/140D_{н}$, але не менше 3 мм для труб з умовним діаметром 200 мм і менше, і не менше 4 мм – для труб з умовним діаметром понад 200 мм. Отримане розрахункове значення товщини стінки труби заокруглюється до найближчого більшого значення, передбаченого державними стандартами або технічними умовами на труби.

Тут потрібно зазначити, що визначення товщини стінки труби в загальному випадку являє собою ітераційний процес. Як буде показано нижче, поздовжні напруження залежать від кільцевих напружень, які, в свою чергу, залежать від товщини стінки труби. Тому в першому наближенні визначають δ при $\psi_1 = 1$. Після цього обчислюють $\sigma_{np.N}$. Якщо $\sigma_{np.N} \geq 0$, то за номінальну товщину стінки приймають товщину, отриману в першому наближенні. При $\sigma_{np.N} < 0$ обчислюють величину ψ_1 , знаходять друге наближення товщини стінки, за яким розраховують відповідне значення поздовжнього зусилля і т. д., аж поки наступне значення δ буде незначно відрізнитися від попереднього. Крім того, при визначенні $\sigma_{np.N}$ потрібно враховувати пружно-пластичну роботу матеріалу, оскільки в загальному випадку модуль пружності E і коефіцієнт Пуассона μ не є сталими величинами, а залежать від рівня напружень у стінках труби.

Перевірка міцності і стійкості трубопроводів виконується залежно від способу їх прокладання і розглядається далі у відповідних розділах.

Приклад 1. Визначити товщину стінки підземного магістрального газопроводу діаметром 1020 мм (IV категорія) з робочим тиском 7 МПа. Труби виготовлено зі сталі марки 17Г1С-Т. Від розрахункових навантажень і впливів в стінці труби виникають поздовжні осеві розтяжні напруження.

Визначення товщини стінки виконуємо за (4.23), оскільки $\sigma_{np.N} \geq 0$:

$$\delta = \frac{npD_n}{2(R_l + np)} = \frac{1.1 \cdot 7 \cdot 1020}{2 \cdot (379 + 1.1 \cdot 7)} = 10.2 \text{ мм.}$$

Величини, які входять у формулу:

коефіцієнт надійності за навантаженням $n = 1.1$ (табл. 4.6);

розрахунковий опір R_l за (4.1): $R_l = \frac{R_1'' m}{k_l k_n} = \frac{589 \cdot 0.9}{1.4 \cdot 1.0} = 379 \text{ МПа}$

$R_1'' = 589 \text{ МПа}$, $k_l = 1.4$ (табл. 4.1); $m = 0.9$ (табл. 4.2); $k_n = 1.0$ (табл. 4.5).

Конструктивні вимоги: $\delta \geq 4 \text{ мм}$ при $D_n \geq 200 \text{ мм}$; $\delta \geq D_n / 140 = 1020/140 = 7.3 \text{ мм}$.

Остаточного приймаємо $\delta \geq 11 \text{ мм}$ – найближча більша величина за сортаментом.

4.2. Підземне та підводне прокладання магістральних трубопроводів

4.2.1. Підземне прокладання магістральних трубопроводів

Магістральні трубопроводи, як правило, прокладають під землею, крім районів вічної мерзлоти, де застосовують наземне (в насапах) прокладання.

Магістральні трубопроводи прокладають переважно паралельно до рельєфу місцевості. Заглиблення трубопроводів до верху труби приймають не меншим, ніж зазначено в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Мінімальне заглиблення трубопроводів

Діаметр та умови прокладання	Заглиблення, м
при умовному діаметрі менше 1000 мм	0.8
при умовному діаметрі 1000 мм і більше (до 1400 мм)	1.0
на болотах або торф'яних ґрунтах, що підлягають осушенню	1.1
у скельних ґрунтах, болотистій місцевості за відсутності проїзду автотранспорту і сільськогосподарських машин	0.6
на орних і зрошуваних землях	1.0
при перетинанні зрошувальних і осушувальних каналів	1.1 (від дна каналу)

Вказана глибина забезпечує трубу від механічних пошкоджень. Заглиблення нафтопроводів і нафтопродуктопроводів на додаток до зазначених вимог повинне визначатися також з урахуванням оптимального температурного режиму перекачування і властивостей продуктів, що перекачуються.

Заглиблення трубопроводів, що транспортують гарячі продукти при позитивному перепаді температур у металі труб, повинно бути додатково перевірене розрахунком на поздовжню стійкість трубопроводів під впливом стискальних температурних напружень.

Ширину траншеї по низу для прокладання трубопроводів приймають не меншою:

$D + 300$ мм – для трубопроводів діаметром до 700 мм;

$1.5D$ – для трубопроводів діаметром 700 мм і більше. При діаметрах трубопроводів 1200 і 1400 мм і при траншеях з ухилом стінок не крутіше 1:0.5 ширину траншеї по низу допускається зменшувати до величини $D+500$ мм, де D – умовний діаметр трубопроводу.

На ділянці траси з різко пересіченим рельєфом місцевості, а також у заболочених місцевостях допускається укладання трубопроводів у земляних насипах, які потрібно виконувати з ретельним пошаровим ущільненням і поверхневим закріпленням ґрунту. При перетинанні водотоків у тілі насипів потрібно передбачати водопропускні отвори.

При прокладанні трубопроводів у скельних, гравійно-галькових і щебенистих ґрунтах та засипанні цими ґрунтами слід передбачати влаштування постелі з м'яких ґрунтів завтовшки не менше 10 см. Ізоляційні покриття в цих умовах повинні бути захищені від ушкодження присипанням трубопроводу м'яким ґрунтом на товщину 20 см або застосуванням спеціальних заходів, що забезпечують захист ізоляційних покриттів від ушкоджень під час засипання.

Проектування підземних трубопроводів для районів поширення ґрунтів II типу просадковості необхідно здійснювати з урахуванням вимог СніП 2.02.01–83 “Основания зданий и сооружений”. Для ґрунтів I типу просадковості проектування трубопроводів ведеться як для умов непросадкових ґрунтів. Якщо неможливо уникнути осідання основи під трубопроводами, при розрахунку трубопроводу на міцність і стійкість потрібно враховувати додаткові напруження від згину, викликані осіданням основи.

При взаємному перетині трубопроводів відстань між ними у світлі треба приймати не менше 350 мм, а перетин виконувати під кутом не менше 60°. Перетини трубопроводів з іншими інженерними мережами (водопровід, каналізація, кабелі та ін.) повинні проектуватися відповідно до вимог СНиП II-89-80 «Генеральные планы промышленных предприятий».

На трасі трубопроводів слід передбачати установку постійних реперів на відстані не більше 5 км один від одного.

Криволінійні ділянки трубопроводів. Магістральний трубопровід будь-якого діаметра і призначення майже завжди має криволінійні ділянки. Криволінійність в горизонтальній площині зумовлюється поворотами траси при зміні її напрямку або при обході яких-небудь перешкод, населених пунктів і ін. Криволінійність у вертикальній площині створюється рельєфом місцевості і переходами через перешкоди. Укладання трубопроводу в ґрунт паралельно рельєфу місцевості скорочує обсяги підготовчих і земляних робіт. Для трубопроводів, що перекачують нафту і нафтопродукти, в'язкість яких змінюється зі зміною температури, прокладання паралельно рельєфу забезпечує ідентичність температурних умов по довжині трубопроводу.

Криволінійні ділянки – повороти трубопроводу в горизонтальній і вертикальній площинах – виконують двома різними способами:

- 1) методом вільного пружного згину (природного згину);
- 2) методом примусового (штучного) гнуття, при якому криві утворюються вставкою колін, заздалегідь вигнутих на визначений радіус.

Методом вільного згину користуються для утворення кривих порівняно великого радіуса. Застосовуючи вставки, виконані методом примусового гнуття, теоретично можна робити повороти будь-якого радіуса.

Вільний згин трубопроводу в горизонтальній площині виконується трубоукладачами або іншими піднімальними механізмами. Радіуси поворотів у вертикальній і горизонтальній площині визначаються такими умовами:

- 1) напруження у вигнутій трубі під час будівництва не повинні перевищувати допустимих величин і знаходитися в пружній області;
- 2) повинна враховуватися технологічна можливість укладання трубопроводу в траншею прийнятого профілю і розмірів;
- 3) при горизонтальному повороті трубопровід повинен прилягати по всій довжині до поверхні дна траншеї і вписуватися в траншею по її ширині;
- 4) повинна бути виключена можливість місцевої втрати стійкості стінки (перелом труби);
- 5) напруження у вигнутій ділянці трубопроводу не повинні перевищувати розрахункових напружень у період його експлуатації.

Мінімальні радіуси повороту магістральних трубопроводів, які виконуються пружним згином, визначаються розрахунком на міцність і стійкість стінок труб під дією власної ваги, якщо трубопровід згинають у вертикальній площині, або від монтажних напружень, якщо трубопровід згинають у горизонтальній площині. Мінімально допустимі радіуси ρ пружного згину трубопроводів діаметром $D = 200 \dots 1400$ мм, згідно з нормами, становлять $\rho = 1000D$. При такій малій кривизні поперечний переріз трубопроводу не змінює своєї початкової форми.

Якщо фактичний радіус згину трубопроводу методом вільного гнуття виходить меншим від мінімального, подальший згин неприпустимий і необхідно застосовувати гнуті вставки, отримані методом штучного (примусового) гнуття.

Вставка колін штучного гнуття, виконаних холодним або гарячим способом, дає змогу здійснювати повороти трубопроводу у вертикальній або горизонтальній площині значно меншої кривизни. Радіус кривизни вставок з тонкостінних труб, вигнутих методом холодного гнуття на трубозгинних верстатах, залежить від діаметра труб. Практично радіус кривизни ρ становить $\rho = (30...35)D$. Коліна, виконані методом гарячого протягування, можуть мати ще менший радіус кривизни, що досягає $\rho = D$.

Радіус кривизни будь-якого повороту у вертикальній або горизонтальній площині повинен бути таким, щоб усередині трубопроводу міг вільно проходити шкребок для очищення внутрішньої порожнини трубопроводу від забруднень під час випробувань або експлуатації. У нафтопродуктопроводах при послідовному перекачуванні різних нафтопродуктів пропускаються розділювальні поршні, що перешкоджають змішуванню продуктів. Кривизна трубопроводу також не повинна перешкоджати проході цих поршнів. Тому мінімальний радіус кривизни трубопроводу на практиці приймають не меншим за $5D$.

Профіль дна траншеї у вертикальній площині і напрямок осі траншеї в горизонтальній призначається по дузі кола з врахуванням прийнятого способу гнуття і радіуса згину.

4.2.2. Розрахунок підземних трубопроводів

Поздовжні напруження в підземних трубопроводах. Підземні магістральні трубопроводи, укладені в ґрунт, не мають можливості переміщуватися при виникненні зусиль у напрямку їх осі. У поздовжньому напрямку вони защемлені в ґрунті силами зчеплення з ґрунтом і тертям. Тому поздовжні зусилля, які виникають у трубопроводі, викликають у його стінках поздовжні напруження, що діють сумісно з кільцевими.

Основними причинами виникнення поздовжніх зусиль є:

- внутрішній тиск у трубопроводі;
- зміна температури;
- пружний згин трубопроводу;
- нерівномірне осідання трубопроводу внаслідок розмивання дна траншеї;
- поперечне зміщення осі трубопроводу тощо.

Під впливом *внутрішнього тиску* в прямолінійній частині защемленого в ґрунті трубопроводу виникають поздовжні зусилля розтягу. Їх величину визначимо з рівнянь узагальненого закону Гука при двовісному напруженому стані (оскільки радіальними напруженнями нехтуємо). За умови повного защемлення трубопроводу ґрунтом в пружній стадії роботи матеріалу справедлива рівність $\varepsilon_{np,p} = (\sigma_{np,p} - \mu\sigma_{кн})/E = 0$, звідки величина поздовжніх напружень:

$$\sigma_{np,p} = \mu\sigma_{кн} = \mu \frac{npD_{вт}}{2\delta}, \quad (4.26)$$

де μ – коефіцієнт Пуассона, для вуглецевих і низьколегованих сталей $\mu = 0.3$.

На кривих малого радіуса і поблизу закритих засувок від внутрішнього тиску в трубопроводі виникають більші поздовжні зусилля розтягу. Для їх визначення розглянемо ділянку трубопроводу із заглушками по кінцях під дією внутрішнього тиску. Сила, що діє на заглушку: $P = prA_{\text{вн}} = pr\pi D_{\text{вн}}^2 / 4$, де $A_{\text{вн}}$ – площа труби в світлі. Ця сила врівноважується поздовжніми напруженнями в стінках труби площею $A = \pi D_{\text{сеп}} \delta$. Звідси величина поздовжніх напружень:

$$\sigma_{\text{пр.р}} = \frac{P}{A} \approx \frac{prD_{\text{вн}}}{4\delta} = 0.5\sigma_{\text{кц}}. \quad (4.27)$$

Такі самі напруження виникнуть у незащемленому трубопроводі з заглуженими кінцями, який має повну свободу поздовжніх переміщень. Відповідні поздовжні деформації $\varepsilon_{\text{пр.р}} = 0.5\sigma_{\text{кц}}/E - \mu\sigma_{\text{кц}}/E = 0.2\sigma_{\text{кц}}/E$ (приймавши, що $\mu = 0.3 = \text{const}$). Перший член в останній формулі – це видовження трубопроводу під дією поздовжніх напружень $\sigma_{\text{пр.р}} = 0.5\sigma_{\text{кц}}$, другий – скорочення трубопроводу внаслідок того, що в його стінках виникають кільцеві напруження $\sigma_{\text{кц}}$ (подібно до того, як у стержні при його поздовжній деформації $\varepsilon_{\text{пр}}$ виникають поперечні деформації $\varepsilon_{\text{попер}} = \mu\varepsilon_{\text{пр}}$).

Температурні напруження. Під час нагрівання або охолодження трубопроводу, довжина якого не може змінюватися внаслідок заземлення, виникають поздовжні напруження, які визначаються за формулою:

$$\sigma_{\text{пр.}\Delta t} = E\alpha\Delta t, \quad (4.28)$$

де $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ – коефіцієнт лінійного температурного розширення сталі; Δt – зміна температури.

Напруження від пружного згину трубопроводів. При пружному (вільному) згині в металі труб виникають поздовжні напруження, величина яких залежить від радіуса кривизни і діаметра трубопроводу. При малій кривизні $\rho/D_{\text{н}} \geq 1000$, яку приймають для вільного згину, переріз трубопроводу не змінює початкової форми. У цьому випадку величину поздовжніх напружень можна визначити з виразу:

$$\sigma_{\text{пр.зг}} = \frac{ED_{\text{н}}}{2\rho}, \quad (4.29)$$

де ρ – радіус кривизни осі трубопроводу.

Пружний згин трубопроводу впливає на його напружений стан лише в пружній стадії роботи, до досягнення межі текучості. Після її досягнення проходить вирівнювання напружень у поперечному перерізі, і безпосередньо перед руйнуванням трубопроводу напруження від вільного згину вже не впливають на його напружений стан.

Перевірка міцності підземних трубопроводів. Згідно зі СНиП 2.05.06–85, підземні і наземні (в насипу) трубопроводи потрібно перевіряти:

- за першою групою граничних станів – на міцність і загальну стійкість;
- за другою групою граничних станів – на обмеження надмірних пластичних деформацій.

Перевірка на міцність в поздовжньому напрямку здійснюється за формулою:

$$|\sigma_{np.N}| \leq \psi_2 R_l, \quad (4.30)$$

де $\sigma_{np.N}$ – поздовжні осьові напруження від розрахункових навантажень і впливів, які визначають з врахуванням пружно-пластичної роботи металу стінок труби. Для прямолінійних і пружно зігнутих ділянок за відсутності поздовжніх і поперечних переміщень, просядок і пучень ґрунту

$$\sigma_{np.N} = \mu \sigma_{кц} - \alpha E \Delta t, \quad (4.31)$$

тут μ – змінний коефіцієнт поперечної деформації сталі (коефіцієнт Пуассона); E – змінний модуль деформацій (модуль Юнга); ψ_2 – коефіцієнт, що враховує двовісний напружений стан металу труб: при $\sigma_{np.N} \geq 0$ (розтяг) $\psi_2 = 1$; при $\sigma_{np.N} < 0$ (стиск) визначається за формулою:

$$\psi_2 = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{\sigma_{кц}}{R_l} \right)^2} - 0.5 \frac{\sigma_{кц}}{R_l}. \quad (4.32)$$

Міцність при дії розрахункових кільцевих напружень величиною

$$\sigma_{кц} = n p D_{вл} / 2 \delta \quad (4.33)$$

окремо не перевіряється, оскільки вона забезпечується автоматично під час підбору товщини стінки труби за умовами (4.23) або (4.24).

Зауважимо також, що при визначенні $\sigma_{np.N}$ за (4.31) напруження від пружного згину трубопроводу не враховуються.

Тепер проаналізуємо фізичний зміст умови міцності (4.30). В ній з розрахунковим опором порівнюється лише величина поздовжніх напружень, тоді як в стінках підземного трубопроводу реалізується об'ємний напружений стан. Для перевірки міцності таких елементів застосовують відповідні теорії міцності. Використання тієї чи іншої теорії міцності визначається характером напруженого стану і властивостями матеріалу. Зокрема для пластичних матеріалів, які мають однаковий опір на стиск і на розтяг (трубні сталі належать саме до таких матеріалів, див. табл. 4.1), застосовують 4-ту теорію міцності (Губера-Мізеса). Застосування цієї теорії міцності полягає у заміні вихідного складного напруженого стану простим (розтягом), що за критерієм питомої потенційної енергії зміни форми еквівалентний заданому напруженому стану. Напруження, які реалізуються при цьому, називають еквівалентними $\sigma_{екв}$. Для 4-ї теорії міцності $\sigma_{екв} = \sigma_i$, де σ_i – фіктивна величина, яка називається інтенсивністю напружень. Застосовуючи відому з курсу опору матеріалів формулу, запишемо вираз для інтенсивності напружень в стінках труби у вигляді

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_{кц} - \sigma_{np})^2 + (\sigma_{np} - \sigma_{рад})^2 + (\sigma_{рад} - \sigma_{кц})^2 \right]} \quad (4.34)$$

Нехтуючи впливом радіальних напружень і використовуючи умову міцності 4-ї теорії, одержимо

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_{кц}^2 + \sigma_{np.N}^2 - \sigma_{кц} \sigma_{np.N}} \leq [\sigma], \quad (4.35)$$

і, прирівнявши $[\sigma] = R_l$

$$\sqrt{\sigma_{кц}^2 + \sigma_{np.N}^2 - \sigma_{кц}\sigma_{np.N}} \leq R_1. \quad (4.36)$$

Розв'язавши отриману нерівність відносно $\sigma_{np.N}$ і виконавши спрощення, одержимо:

$$\sigma_{np.N} \leq R_1 \left(\sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{\sigma_{кц}}{R_1} \right)^2} - 0.5 \frac{\sigma_{кц}}{R_1} \right) \quad (4.37)$$

Зауважимо, що вираз у дужках нерівності (4.37) дорівнює значенню коефіцієнта ψ_2 з (4.32). Підставляючи це значення в (4.37), одержимо остаточно (4.30).

Отже, перевірка міцності підземного трубопроводу являє собою умову, щоб еквівалентні напруження і абсолютні величини компонентів напруженого стану від розрахункових навантажень і впливів не перевищували розрахункового опору металу труб. Формально ж розрахунок стержня, в перерізах якого реалізується двовісний напружений стан (оскільки радіальними напруженнями знехтували), зводиться до розрахунку стержня з одновісним напруженим станом, матеріал якого має різну міцність (у цьому випадку – межу тимчасового опору) на розтяг і на стиск: при $\sigma_{np.N} \geq 0 - [\sigma] = R_1$, а при $\sigma_{np.N} < 0 - [\sigma] = \psi_2 R_1$.

Зазначимо, що з аналогічних міркувань отримані вирази для коефіцієнта ψ_1 , який використовувався раніше під час визначення товщини стінки трубопроводу (4.24, 4.25) та коефіцієнтів ψ_3 і ψ_4 , що будуть використовуватися надалі під час перевірки міцності підземних та надземних трубопроводів.

Врахування пружно-пластичної роботи матеріалу. Як видно з (4.30), перевірку міцності підземних трубопроводів виконують, порівнюючи поздовжні осьові напруження від розрахункових навантажень та впливів з розрахунковим тимчасовим опором R_1 . З експериментальних даних відомо, що напруження, які відповідають межі пропорційності, становлять для трубних сталей приблизно 70 % від межі текучості. Отже, в стінках підземних трубопроводів в експлуатаційній стадії допускається виникнення пластичних деформацій. Тому розрахунок підземних і наземних (в насипу) трубопроводів повинен виконуватися з врахуванням пружно-пластичної роботи матеріалу (фізичної нелінійності). Таке врахування передбачає використання не сталих, а змінних величин μ і E , які є функціями параметрів напруженого стану в металі стінок труби.

Для отримання залежностей, які описують співвідношення напружень і деформацій при об'ємному напруженому стані в пружно-пластичній стадії роботи, розглянемо спочатку пружну стадію роботи матеріалу. Для цього використаємо відомі з курсу опору матеріалів поняття інтенсивності напружень σ_i та інтенсивності деформацій ε_i , величина яких відповідно обчислюється за формулами:

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}, \quad (4.34a)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}, \quad (4.38)$$

де $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, – головні напруження, $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – головні деформації.

Користуючись рівняннями узагальненого закону Гука для об'ємного напруженого стану, вираз (4.38) можна переписати у вигляді:

$$\varepsilon_i = \frac{2(1 + \mu_0)}{3E_0} \sigma_i, \quad (4.38a)$$

де μ_0 і E_0 – відповідно коефіцієнт Пуассона і модуль Юнга в пружній стадії роботи матеріалу.

Щоб охарактеризувати поведінку матеріалу в умовах об'ємного напруженого стану, потрібно відшукати залежність $\sigma_i - \varepsilon_i$. Очевидно, експериментальним шляхом таку залежність знайти практично неможливо, бо, по-перше, технічно складно реалізувати в дослідному зразку об'ємний напружений стан; по-друге, можлива кількість комбінацій головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ необмежена.

Застосовуючи 4-ту теорію міцності, знайдемо напруження в стержні при одновісному розтягу, які були б еквівалентні напруженням в стінках труби при складному напруженому стані. Для одновісного розтягу: $\sigma_1 = \sigma$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; $\varepsilon_1 = \varepsilon$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\mu\varepsilon_1 = -\mu\varepsilon$. Тоді з (4.34a) знаходимо $\sigma_i = \sigma_1 = \sigma$, а з (4.38a) – $\varepsilon_i = \frac{2(1 + \mu_0)}{3E_0} \sigma$.

Далі визначимо середню деформацію ε_0 через значення об'ємної деформації Δ :

$$\varepsilon_0 = \frac{\Delta}{3} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3K}, \quad (4.39)$$

де $K = \frac{E_0}{3(1 - 2\mu_0)}$ – об'ємний модуль пружності.

Підставляючи K у вираз для ε_0 , знайдемо:

$$\varepsilon_0 = \frac{1 - 2\mu_0}{3E_0} \sigma. \quad (4.39a)$$

Порівнюючи величини ε , ε_i , ε_0 , неважко зауважити, що $\varepsilon_i = \varepsilon - \varepsilon_0$. Отже, за діаграмою розтягу $\sigma - \varepsilon$, використовуючи залежності $\sigma_i = \sigma$ і $\varepsilon_i = \varepsilon - \varepsilon_0$, можна побудувати діаграму деформування $\sigma_i - \varepsilon_i$.

Скориставшись тепер поняттям еквівалентних напружень і враховуючи, що за 4-ю теорією міцності $\sigma_{екв} = \sigma_i$, одержимо вирази для відшукування залежності $\sigma_i - \varepsilon_i$ при складному напруженому стані, які наведено у СНиП 2.05.06–85:

$$\sigma_i = \sigma, \quad \varepsilon_i = \varepsilon - \frac{1 - 2\mu_0}{3E_0} \sigma. \quad (4.40)$$

Користуються залежностями (4.40) так:

1. Обчислюють величину σ_i в металі труби за (4.35).

2. Приймають, що така сама інтенсивність напружень характеризує одновісний напружений стан (розтяг), для якого $\sigma_i = \sigma$, де σ – напруження розтягу.
3. Користуючись нормованою діаграмою розтягу $\sigma - \varepsilon$ для відповідної марки сталі, за величиною σ знаходять величину ε . Фізичний зміст останньої величини такий: це поздовжні деформації, які виникатимуть в розтягнутому елементі, величина напружень в якому дорівнює інтенсивності напружень в елементі під впливом складного напруженого стану. Нормовану діаграму одержують на основі експериментальних даних випробувань зразків металу труб на розтяг з використанням нормативних опорів R_2'' і R_1'' замість межі текучості і тимчасового опору відповідно, а також з врахуванням ймовірнісної забезпеченості міцнісних характеристик металу труб.
4. За знайденими величинами $\sigma = \sigma_i$ і ε знаходять інтенсивність деформацій ε_i при складному напруженому стані.
5. Відшукавши значення σ_i і ε_i за (4.40), обчислюють μ і E за формулами:

$$E = \frac{\sigma_i / \varepsilon_i}{1 + \frac{1 - 2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}; \mu = \frac{\frac{1}{2} - \frac{1 - 2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}{1 + \frac{1 - 2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}. \quad (4.41)$$

У випадку, коли $\sigma_i \leq 0.7R_2''$, тобто коли інтенсивність напружень не перевищує межі пропорційності, μ і E відповідають своїм початковим значенням μ_0 і E_0 . Справді, підставивши у (4.41) вираз для інтенсивності деформацій при складному напруженому стані з (4.40) та врахувавши, що в пружній стадії $\varepsilon = \sigma/E_0$, одержимо: $E = E_0$ і $\mu = \mu_0$.

Якщо ж $\sigma_i > 0.7R_2''$, лінійна залежність між напруженнями і деформаціями порушується і величини μ і E змінюються. Але їх величина залежить від інтенсивності напружень, яка, в свою чергу, залежить і від поздовжніх напружень, обчислених за (4.31). Тому при $\sigma_i > 0.7R_2''$ визначення поздовжніх напружень являє собою ітераційний процес:

1. Спочатку за (4.31) визначають $\sigma_{np.N}$, прийнявши $\mu = \mu_0$ і $E = E_0$.
2. За (4.35) обчислюють σ_i , за діаграмою розтягу знаходять ε і за (4.40) обчислюють ε_i .
3. Знаходять $\mu = \mu(\sigma_i, \varepsilon_i)$ і $E = E(\sigma_i, \varepsilon_i)$, користуючись залежностями (4.41).
4. Знову визначають $\sigma_{np.N}$ за знайденими величинами $\mu = \mu(\sigma_i, \varepsilon_i)$ і $E = E(\sigma_i, \varepsilon_i)$.
5. Якщо відмінність між останнім і попереднім значенням $\sigma_{np.N}$ надто велика (задана точність не забезпечена), процес повторюють, поки не буде досягнуто бажаної точності.

Визначення допустимого температурного перепаду. Користуючись формулою (4.35) для інтенсивності напружень, можна визначити максимальні значення температурних перепадів, при яких товщина стінки труби визначається тільки з

умови сприйняття внутрішнього тиску за (4.23). Для цього потрібно, щоб інтенсивність напружень дорівнювала кільцевим напруженням від внутрішнього тиску, тобто виконувалася умова $\sigma_i = \sigma_{кц}$.

Від'ємний температурний перепад $\Delta t_{(-)}$ викликає в стінці труби в поздовжньому напрямку розтяг, як і внутрішній тиск. В цьому випадку $\sigma_i = \sigma_{кц}$, якщо $\sigma_{кц} = \sigma_{нр.N}$. Прирівнявши $\sigma_{кц} = R_1$, з (4.31) одержимо $R_1 = \mu R_I + \alpha E \Delta t_{(-)}$, звідки

$$\Delta t_{(-)} = \frac{R_1(1 - \mu)}{\alpha E}. \quad (4.42)$$

Додатний температурний перепад $\Delta t_{(+)}$ викликає в стінці труби напруження стиску. Щоб $\sigma_i = \sigma_{кц}$, необхідно, щоб $\sigma_{нр.N} = \mu R_I + \alpha E \Delta t_{(+)} = 0$. Прирівнявши $\sigma_{кц} = R_1$, одержимо

$$\Delta t_{(+)} = \frac{\mu R_I}{\alpha E}. \quad (4.43)$$

Якщо додатний температурний перепад перевищує значення, одержане за (4.43), товщина стінки труби повинна визначатися з врахуванням стискальних поздовжніх напружень за (4.24).

У випадку, якщо абсолютна величина від'ємного температурного перепаду більша за значення, одержане з (4.42), перестає задовольнятися умова міцності (4.30), тобто $\sigma_{нр.N} = \mu R_I + \alpha E \Delta t_{(-)} > R_1$. В цьому випадку, як правило, доцільніше забезпечити компенсацію поздовжніх деформацій, не збільшуючи товщини стінки труби.

Обмеження надмірних пластичних деформацій забезпечується у разі виконання умов:

$$\sigma_{кц}'' \leq \frac{m}{0.9k_{н}} R_2'', \quad (4.44)$$

$$\sigma_{нр}'' \leq \psi_3 \frac{m}{0.9k_{н}} R_2'', \quad (4.45)$$

де m і $k_{н}$ – коефіцієнти умов роботи і надійності за призначенням (табл. 4.2 і 4.5 відповідно); $\sigma_{нр}''$ – максимальні (фіброві) сумарні поздовжні осьові напруження від нормативних навантажень і впливів. Для прямолінійних і пружно зігнутих ділянок за відсутності поздовжніх і поперечних переміщень, просядок і пучень ґрунту

$$\sigma_{нр}'' = \mu \sigma_{кц}'' - \alpha E \Delta t \pm E D_{н} / 2\rho; \quad (4.46)$$

ψ_3 – коефіцієнт, що враховує двовісний напружений стан металу труб; при $\sigma_{нр}'' \geq 0$ (розтяг) $\psi_3 = 1$; при $\sigma_{нр}'' < 0$ (стиск) визначається за формулою:

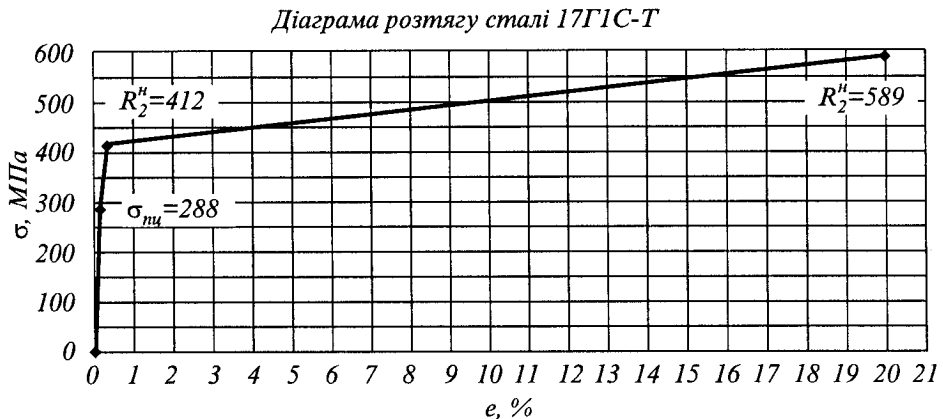
$$\psi_3 = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{\sigma_{кц}''}{\frac{m}{0.9k_{н}} R_2''} \right)^2} - 0.5 \frac{\sigma_{кц}''}{\frac{m}{0.9k_{н}} R_2''}; \quad (4.47)$$

$\sigma_{кц}''$ – значення нормативних кільцевих напружень,

$$\sigma_{кц}'' = pD_{вн} / 2\delta. \quad (4.48)$$

Розрахунок за другим граничним станом – обмеження за деформаціями – записаний через напруження і виражає собою умову, щоб абсолютні величини поздовжніх і кільцевих напружень від нормативних навантажень і впливів не перевищували деякої частки від нормативного опору матеріалу труби за межею текучості.

Приклад 2. Виконати перевірки на міцність і обмеження надмірних пластичних деформацій прямолінійної ділянки підземного газопроводу з прямошовних труб 1020 x 11 мм з робочим тиском 7 МПа при додатному перепаді температур $\Delta t_{(+)} = 50^\circ\text{C}$. Труби виготовлені зі сталі марки 17Г1С-Т. Спрощена діаграма розтягу цієї сталі, побудована за даними табл. 4.1, наведена нижче. Інші дані, потрібні для розрахунку, прийняти як для *прикладу 1*.



Визначаємо розрахункові кільцеві напруження за (4.33):

$$\sigma_{кц} = \mu p D_{вн} / 2\delta = 1.1 \cdot 7 \cdot (1020 - 2 \cdot 11) / (2 \cdot 11) = 349 \text{ МПа} < R_1 = 379 \text{ МПа}$$

(див. *приклад 1*)

Обчислюємо $\sigma_{np.N}$ за (4.31) при $\mu = \mu_0 = 0.3$ і $E = E_0 = 2.06 \cdot 10^5$ МПа:

$$\sigma_{np.N} = \mu \sigma_{кц} - \alpha E \Delta t = 0.3 \cdot 349 - 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 50 = -18.9 \text{ МПа},$$

$$|\sigma_{np.N}| < R_1$$

Визначаємо інтенсивність деформацій σ_i за (4.35):

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_{кц}^2 + \sigma_{np.N}^2 - \sigma_{кц} \sigma_{np.N}} = \sqrt{349^2 + 18.9^2 - 349 \cdot (-18.9)} = 359 \text{ МПа}.$$

Інтенсивність напружень перевищує межу пропорційності, тому розрахунок потрібно виконувати з врахуванням пружно-пластичної роботи металу.

За діаграмою розтягу сталі знаходимо при $\sigma = \sigma_i = 359$ МПа – $\varepsilon = 0.25$ %. Ці деформації є сумою пружних деформацій, яких зазнає метал при збільшенні напружень від 0 до межі пропорційності (відновлюються при знятті наван-

таження) і пластичних деформацій (невідновлювальних), які накопичуються в металі у разі збільшення напружень понад σ_{m1} .

Обчислюємо інтенсивність деформацій за (4.40):

$$\varepsilon_i = \varepsilon - \frac{1-2\mu_0}{3E_0} \sigma = 0.0025 - \frac{1-2 \cdot 0.3}{3 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \cdot 359 \approx 0.0023.$$

Визначаємо μ і E при $\sigma = \sigma_i = 339$ МПа і $\varepsilon_i \approx 0.0023$ за (4.41):

$$\mu = \frac{\frac{1}{2} - \frac{1-2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}{1 + \frac{1-2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}} = \frac{0.5 - \frac{1-2 \cdot 0.3}{3 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \cdot \frac{359}{0.0023}}{1 + \frac{1-2 \cdot 0.3}{3 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \cdot \frac{359}{0.0023}} \approx 0.36;$$

$$E = \frac{\sigma_i / \varepsilon_i}{1 + \frac{1-2\mu_0}{3E_0} \cdot \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}} = \frac{359 / 0.0023}{1 + \frac{1-2 \cdot 0.3}{3 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \cdot \frac{359}{0.0023}} \approx 1.42 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Повторно визначаємо $\sigma_{np.N}$ при $\mu = 0.36$ і $E = 1.42 \cdot 10^5$ МПа:

$$\sigma_{np.N} = 0.36 \cdot 349 - 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 1.42 \cdot 10^5 \cdot 50 = 40.4 \text{ МПа}.$$

Як бачимо, врахування фізичної нелінійності змінює картину напружено-деформованого стану: знак поздовжніх осьових напружень змінився на протилежний. Отже, потрібно повторити розрахунок.

$$\sigma_i = \sqrt{349^2 + 40.4^2} - 349 \cdot 40.4 = 331 \text{ МПа}.$$

Прирівнявши $\sigma = \sigma_i = 331$ МПа, за діаграмою розтягу знаходимо $\varepsilon = 0.21\%$, а за (4.40) – $\varepsilon_i \approx 0.0019$. За знайденими σ_i і ε_i обчислюємо $\mu \approx 0.35$; $E \approx 1.59 \cdot 10^5$ і уточнюємо $\sigma_{np.N}$:

$$\sigma_{np.N} = \mu \sigma_{kc} - \alpha E \Delta t = 0.35 \cdot 349 - 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 1.59 \cdot 10^5 \cdot 50 = 28.0 \text{ МПа}.$$

Виконання наступної ітерації дає такі результати: $\sigma = \sigma_i = 336$ МПа, $\varepsilon = 0.21\%$, $\varepsilon_i \approx 0.0019$, $\mu \approx 0.35$; $E \approx 1.59 \cdot 10^5$ і $\sigma_{np.N} = 26.8$ МПа. Величини, одержані в результаті виконання цієї і попередньої ітерацій, мало відрізняються між собою, тому вважатимемо, що бажаної точності досягнуто.

Тепер приступимо безпосередньо до перевірки міцності в поздовжньому напрямку за (4.30):

$$|\sigma_{np.N}| = \sigma_{np.N} = 26.8 \text{ МПа} \leq \psi_2 R_l = 1.0 \cdot 379 = 379 \text{ МПа}.$$

Умова виконується, тобто міцність забезпечена. При перевірці прийняли $\psi_2 = 1$, бо $\sigma_{np.N} \geq 0$.

Далі виконаємо перевірку на обмеження надмірних пластичних деформацій за (4.44). Для цього попередньо обчислюємо величину кільцевих напружень від нормативних навантажень і впливів σ_{kc}'' за (4.48) і нормативний опір за межею текучості R_2'' за (4.1):

$$\sigma_{kc}'' = p D_{вн} / 2 \delta = 7 \cdot (1020 - 2 \cdot 11) / (2 \cdot 11) = 318 \text{ МПа},$$

$$R_2 = \frac{R_2^u m}{k_2 k_n} = \frac{412 \cdot 0.9}{1.15 \cdot 1.0} = 322 \text{ МПа,}$$

$$R_2^u = 412 \text{ МПа за табл. 4.1,}$$

$$k_2 = 1.15 - \text{за табл. 4.4.}$$

$$\sigma_{кн}^u = 318 \leq \frac{m}{0.9 k_n} R_2^u = \frac{0.9}{0.9 \cdot 1.0} \cdot 322 = 322 \text{ МПа} - \text{умова (4.44) виконується}$$

Тепер перевіряємо умову (4.45). Поздовжні осьові напруження від нормативних навантажень і впливів за (4.46) також повинні визначатися з врахуванням фізичної нелінійності. Користуючись знайденими під час перевірки міцності величинами $\mu \approx 0.35$; $E \approx 1.59 \cdot 10^5$, знаходимо:

$$\sigma_{np}^u = \mu \sigma_{кн}^u - \alpha E \Delta t \pm \frac{E D_n}{2 \rho} = 0.35 \cdot 318 - 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 1.59 \cdot 10^5 \cdot 50 \pm 0 = 15.9 \text{ МПа.}$$

При визначенні поздовжніх напружень напруження від пружного згину не враховані, бо перевіряється прямолінійна ділянка трубопроводу – $\rho = 0$.

$$\sigma_{np}^u = 15.9 \text{ МПа} \leq \psi_3 \frac{m}{0.9 k_n} R_2^u = 1.0 \cdot \frac{0.9}{0.9 \cdot 1.0} \cdot 322 = 322 \text{ МПа.}$$

Умови (4.44) і (4.45) виконуються, тобто надмірні пластичні деформації в металі стінок труби не виникатимуть. При перевірці прийняли $\psi_3 = 1$, бо $\sigma_{np}^u \geq 0$.

Поздовжня стійкість підземних трубопроводів. У підземному трубопроводі внутрішній тиск і перепад температур викликають поздовжнє зусилля. Залежно від знака і величини температурного перепаду воно може бути розтяжним або стискальним. В останньому випадку, якщо є поздовжнє зусилля перевищує деяке критичне значення, відбудеться втрата стійкості трубопроводу, а при достатній його довжині – хвилеподібне викривлення, параметри якого значною мірою визначаються умовами взаємодії трубопроводу з ґрунтом. Внаслідок втрати стійкості можуть відбуватися значні поперечні переміщення трубопроводів. Особливо небезпечною є втрата стійкості на ділянках поворотів підземного трубопроводу у вертикальній площині опуклістю догори і на ділянках поворотів у горизонтальній площині наземного (в насипу) трубопроводу. Ці ділянки виникають як внаслідок прокладання трубопроводу паралельно до рельєфу і оминання перешкод, так і внаслідок поперечних переміщень початково прямолінійного трубопроводу. Надмірне наростання поперечних переміщень (прогинів) на таких ділянках, зважаючи на незначну глибину закладання, може супроводжуватися випучуванням трубопроводу на поверхню ґрунту, внаслідок чого порушується технологічний режим, пошкоджується ізоляція і може настати руйнування трубопроводу.

Моделі опору ґрунту поперечним і поздовжнім переміщенням трубопроводу при втраті ним стійкості можуть прийматися різними і визначаються фізико-механічними властивостями ґрунту.

Характер опору ґрунту поперечним переміщенням будемо вважати таким, що змінюється залежно від поперечного переміщення перерізу при фіксованому діаметрі трубопроводу. Якщо ці переміщення не перевищують граничні для цього

грунту і діаметра труби значення, розглядатимемо модель пружного тіла (рис. 4.6, а), в іншому випадку – пластичну модель (рис. 4.6, б).

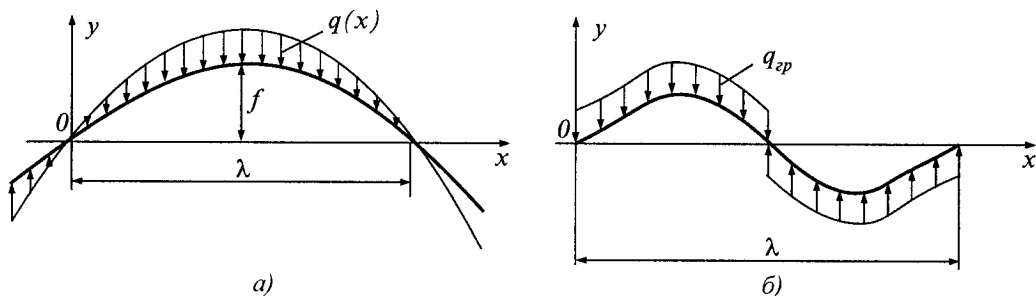


Рис. 4.6. Схема викривлення трубопроводу: а – в пружному ґрунті; б – в жорстко-пластичному середовищі

Для пружної моделі ґрунту його опір по довжині $q(x)$ визначається залежністю:

$$q(x) = k_0 w(x) D_n, \quad (4.49)$$

де $w(x) = y(x)$ – поперечне переміщення труби в перерізі, що розглядається; k_0 – коефіцієнт постелі. Коефіцієнт постелі використовується в механічній моделі ґрунту, запропонованій Вінклером. Згідно з цією моделлю місцева осадка Δ (м) майданчика ґрунту прямо пропорційна прикладеному до неї тиску p (Н/м^2) і обернено пропорційна коефіцієнту постелі k_0 (Н/м^3): $\Delta = p/k_0$. Величина k_0 залежить від характеру ґрунтової основи; її орієнтовні значення наведено у табл. 4.8.

Таблиця 4.8

Орієнтовні значення коефіцієнта постелі k_0

Матеріал основи	$k_0, \text{МН/м}^3$
Пливун, пісок свіжонасипаний, глина мокра	1...5
Пісок злежаний, гравій насипний, глина волога	5...50
Пісок, гравій щільно злежані, щебінь, глина маловолога	50...100
Піщано-глинистий ґрунт, штучно ущільнений, глина тверда	100...200
М'яка скеля, вапняк, пісковик	200...1000

Якщо розглядають пластичну модель, то потрібно мати на увазі, що переходу ґрунту в граничний стан передують пружна стадія його роботи. Як тільки в деякому перерізі буде виконано умову $w(x) = w_{,p}$, опір ґрунту в цьому перерізі при збільшенні прогинів залишатиметься постійним і дорівнюватиме $q_{,p}$ (граничний опір ґрунту поперечному переміщенню труби певного діаметра). Прогини розглянутого і сусіднього перерізів можуть при втраті стійкості стати більшими за $w_{,p}$, і тоді ділянка гранично напруженого ґрунту, що має властивості пластичного тіла, збільшиться (пружна-пластична стадія втрати стійкості). Як тільки вона пошириться по всій довжині ділянки трубопроводу, розрахункова схема зміниться і ми матимемо справу з пластичною моделлю ґрунту (рис. 4.6, б). Подальше дефор-

мування спричинить руйнування структури ґрунту і внаслідок цього – зменшення граничного опору ґрунту.

Розглянемо спочатку *пружну модель ґрунту*. Нехай від дії навантажень і впливів у трубопроводі завдовжки l виникає деяке поздовжнє зусилля N . Приймемо, що викривлення трубопроводу при втраті стійкості відбувається по синусоїді, причому $l = n\lambda$, де n – кількість напівхвиль синусоїди; λ – довжина напівхвилі. Під час розв'язання задачі про поздовжню стійкість підземного трубопроводу в пружному середовищі припустимо, що опір ґрунту поздовжнім переміщенням трубопроводу не впливає на критичне зусилля.

Стискальну силу у викривленому трубопроводі знайдемо з умови рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил на переміщеннях системи під час втрати стійкості. Робота внутрішніх сил чисельно дорівнює сумі потенційної енергії U_{mp} , накопиченої в стінках труби під час завантаження поздовжньою силою від нуля до її критичного значення і роботи ґрунту U_c на переміщеннях під час втрати стійкості. Робота зовнішніх сил дорівнює добутку величини поздовжньої стискальної сили на зближення Δ кінців ділянки трубопроводу, до якого ця сила прикладена.

Щоб одержати формулу для визначення потенційної енергії згину трубопроводу, скористаємося поняттям питомої потенційної енергії, що припадає на одиницю об'єму матеріалу. Для одновісного напруженого стану при безмежно малому прирості деформацій $d\varepsilon$ питома енергія одержує приріст $\sigma d\varepsilon$. Від початку деформування і до заданої деформації потенційна енергія накопичується до величини $\int_0^\varepsilon \sigma d\varepsilon$. Якщо матеріал деформується згідно із законом Гука, то $\varepsilon = \sigma/E$,

$d\varepsilon = (1/E)d\sigma$. Тоді, замінивши змінні інтегрування, одержимо:

$$\int_0^\sigma (\sigma/E)d\sigma = \frac{1}{2E}\sigma^2. \text{ Напруження для згинаних елементів, як відомо,}$$

визначається за формулою $\sigma = Mz/I$, де z – відстань від центра ваги перерізу до найбільш віддаленого волокна, I – момент інерції перерізу. Тоді

$$\frac{1}{2E}\sigma^2 = \frac{1}{2E}\left(\frac{M^2 z^2}{I^2}\right). \text{ Проінтегрувавши одержаний вираз по всій площі попе-}$$

речного перерізу (оскільки поки що знайдена лише питома енергія), знайдемо погонну (на одиницю довжини) потенційну енергію згину: $\frac{1}{2E} \int_A \left(\frac{M^2 z^2}{I^2}\right) dA$.

Зауважимо, що $\int_A z^2 dA = I$. Тоді $\frac{1}{2E} \int_A \left(\frac{M^2 z^2}{I^2}\right) dA = \frac{M^2}{2EI}$. Щоб одержати потен-

ційну енергію по всій довжині згинаної ділянки, потрібно одержаний вираз проінтегрувати по x : $\int_0^l \frac{M^2}{2EI} dx = \frac{1}{2EI} \int_0^l M^2 dx$. Враховуючи, що $\frac{M(x)}{EI} = y''(x)$, одержимо остаточно:

жимо остаточно:

$$U_{mp} = \frac{EI}{2} \int_0^l (y''(x))^2 dx. \quad (4.50)$$

Тепер знайдемо роботу ґрунту U_z . Приріст роботи, яку він виконує в деякому перерізі при поперечному переміщенні dy , становить $q \cdot dy$. Продиференціювавши одержаний з (4.49) вираз $y(x) = q(x)/k_0 D_n$ по x , одержимо $dy = dq/k_0 D_n$. Тоді робота, виконана в цьому перерізі при збільшенні прогинів від 0 до y , і відповідно, опору ґрунту від 0 до q , становить:

$$u_z = \frac{1}{k_0 D_n} \int_0^q q dq = \frac{1}{2k_0 D_n} \cdot q^2. \text{ Щоб знайти роботу ґрунту}$$

на всій довжині ділянки трубопроводу, потрібно у вираз для u_z підставити значення $q(x)$ з (4.49) і одержаний вираз проінтегрувати по x . В результаті одержимо:

$$U_z = \frac{k_0 D_n}{2} \int_0^l (y(x))^2 dx. \quad (4.51)$$

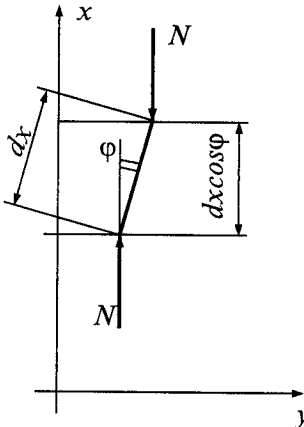


Рис. 4.7. До визначення роботи зовнішніх сил

Далі визначимо роботу зовнішньої поздовжньої сили. Для цього розглянемо безмежно малий елемент стержня (труби) dx , завантажений на кінцях поздовжньою стискальною силою, яка зберігає свій напрямок (рис. 4.7). При повороті елемента на кут ϕ відбувається зближення точок прикладення поздовжньої сили на величину $d\Delta = dx - dx \cos \phi$. Розклавши $\cos \phi$ в степеневий ряд і знехтувавши величинами вищого порядку малості, запишемо для величини $d\Delta$:

$$d\Delta = dx(1 - \cos \phi) \approx dx[1 - (1 - \phi^2/2 + \dots)] \approx dx \phi^2/2 \approx dx \cdot (y')^2/2.$$

Робота зовнішньої сили на всій довжині стержня:

$$W = N \cdot d\Delta = \frac{N}{2} \int_0^l (y')^2 dx. \quad (4.52)$$

Прирівнявши роботи зовнішніх (4.50, 4.51) і внутрішніх (4.52) сил, одержимо рівняння:

$$\frac{N}{2} \int_0^l (y')^2 dx = \frac{EI}{2} \int_0^l (y''(x))^2 dx + \frac{k_0 D_n}{2} \int_0^l (y(x))^2 dx. \quad (4.53)$$

Як вже згадувалося вище, вважатимемо, що викривлення трубопроводу при втраті стійкості відбувається по синусоїді. Знайдемо значення інтегралів, які входять до вищенаведеної формули, подавши форму зігнутої осі трубопроводу у вигляді $y(x) = f_n \sin \frac{\pi n x}{l}$, де f_n – амплітудне значення прогину:

$$\int_0^l (y(x))^2 dx = \int_0^l \left(f_n \sin \left(\frac{\pi n x}{l} \right) \right)^2 dx = f_n^2 \left(\frac{x}{2} - \frac{\sin(2\pi n x/l)}{4\pi n/l} \right) \Big|_0^l = f_n^2 \cdot \frac{l}{2};$$

$$\int_0^l (y'(x))^2 dx = \int_0^l \left(f_n \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \right)^2 dx = f_n^2 \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \left(\frac{x}{2} + \frac{\sin(2\pi x/l)}{4\pi/l}\right) \Big|_0^l = f_n^2 \cdot \frac{(\pi)^2}{2l};$$

$$\int_0^l (y''(x))^2 dx = \int_0^l \left(f_n \sin''\left(\frac{\pi x}{l}\right) \right)^2 dx = f_n^2 \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 \left(\frac{x}{2} - \frac{\sin(2\pi x/l)}{4\pi/l}\right) \Big|_0^l = f_n^2 \cdot \frac{(\pi)^4}{2l^3}.$$

Підставивши одержані вирази в (4.53), після нескладних алгебраїчних перетворень одержимо формулу для визначення N :

$$N = \frac{EI(\pi)^4 + k_0 D_n l^4}{(\pi)^2 l^2} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \cdot n^2 + \frac{k_0 D_n l^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{n^2}. \quad (4.54)$$

Після підстановки значення $n = l/\lambda$ одержаний вираз можна переписати у вигляді:

$$N = \frac{\pi^2 EI}{\lambda^2} + \frac{k_0 D_n \lambda^2}{\pi^2}. \quad (4.54a)$$

Неважко помітити, що при $\lambda = l$ ($n = 1$) і $k_0 \rightarrow 0$ (пружне середовище відсутнє) одержуємо формулу Ейлера для шарнірно опертого по кінцях стержня. Отже, стійкість стержня в пружному середовищі забезпечується стійкістю самого стержня і пружним відпором ґрунту навколо нього.

При довжині трубопроводу, що значно перевищує довжину півхвилі λ , екстремальне значення поздовжньої сили N досягається за умови $dN/d\lambda = 0$. Прирівнявши до нуля похідну по λ від виразу для N (4.54a), знайдемо значення λ_{cr} , що відповідає мінімальному (критичному) значенню сили N і відповідну кількість півхвиль $n_{cr} = l/\lambda_{cr}$:

$$\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{EI}{k_0 D_n}}, \quad n_{cr} = \frac{l}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_0 D_n}{EI}}. \quad (4.55)$$

Підставляючи знайдене значення λ_{cr} у вираз для поздовжньої сили, одержимо її критичне значення:

$$N_{cr} = 2\sqrt{k_0 D_n EI}. \quad (4.56)$$

Враховуючи, що момент інерції тонкостінної труби наближено визначається з виразу $I = \pi D_{cep}^3 \delta / 8$, а при великих діаметрах труби $D_{cep} \approx D_n$, можна наближено записати:

$$N_{cr} \approx D_n^2 \sqrt{\pi k_0 E \delta / 2}. \quad (4.56a)$$

Слід мати на увазі, що одержану формулу для критичної сили виведено в припущенні лінійної залежності між поперечними переміщеннями трубопроводу і величиною відпору ґрунту. Тому вона може бути застосована лише при малих (в межах кількох сантиметрів) поперечних переміщеннях трубопроводу. На практиці переміщення трубопроводу під час втрати стійкості можуть вимірюватися десятками сантиметрів і навіть метрами. Оче-

видно, що в цьому випадку лінійна залежність між поперечними переміщеннями трубопроводу і величиною відпору ґрунту порушується – зі збільшенням переміщень величина відпору не зростає, а якийсь час залишається сталою (поки не починає зменшуватися внаслідок руйнування структури ґрунту). Тому для більших переміщень ця формула дає суттєво завищені, порівняно з експериментальними даними, результати. У таких випадках слід розглядати пружно-пластичну, а в граничному випадку – жорстко-пластичну модель ґрунту.

Пластична модель ґрунту. Критичну силу втрати стійкості в жорстко-пластичному середовищі можна одержати з розгляду диференційного рівняння зігнутої осі ділянки трубопроводу завдовжки λ , завантаженого поздовжньою силою N з ексцентриситетом, який дорівнює прогину стержня $y(x)$, і поперечним навантаженням – граничним опором ґрунту його поперечним переміщенням, прикладеним на довжині λ (рис. 4.6, б):

$$EIy''(x) + Ny(x) = \frac{q_{cp}\lambda}{4}x - \frac{q_{cp}}{2}x^2. \quad (4.57)$$

Позначивши $k^2 = N/EI$, $m^2 = q_{cp}/EI$, перепишемо це рівняння у вигляді:

$$y''(x) + k^2 y(x) = m^2 \lambda x / 4 - m^2 x^2 / 2. \quad (4.57a)$$

У загальному вигляді розв'язок цього диференційного рівняння має вигляд:

$$y(x) = C_1 \cos kx + C_2 \sin kx + \frac{m^2}{k^4} + \frac{m^2 \lambda}{4k^2} - \frac{m^2}{2k^2} x^2. \quad (4.58)$$

Використавши граничні умови (при $x = 0$: $y = y' = 0$, при $x = \lambda/2$: $y = 0$), а також враховуючи, що до моменту втрати стійкості в трубопроводі вже було прикладено деяке стискальне зусилля, записують умову рівноваги сил, що діють вздовж осі трубопроводу. З цієї умови визначають поздовжню силу. Мінімальне (критичне) значення поздовжньої сили, яке змушує викривлятися трубопровід, оточений жорстко-пластичним середовищем, можна визначити за формулою Ясіна–Чернікіна:

$$N_{cr} = 4^{1/2} \sqrt{t_{cp}^2 q_{cp}^4 A^2 E^5 I^3}, \quad (4.59)$$

де t_{cp} , q_{cp} – погонний граничний опір ґрунту відповідно поздовжнім і поперечним переміщенням (Н/м), який залежить від механічних властивостей ґрунту, глибини закладання і діаметра трубопроводу; A – площа поперечного перерізу стінок труби; E – модуль пружності сталі; I – момент інерції труби.

Користуючись наближеними співвідношеннями $I = \pi D_{cep}^3 \delta / 8$ і $D_{cep} \approx D_n$, одержаний вираз можна переписати у вигляді:

$$N_{cr} \approx 4 D_n^{1/2} \sqrt{\frac{\pi^5}{8^3} t_{cp}^2 q_{cp}^4 E^5 \delta^5} \approx 3.82 D_n^{1/2} \sqrt{t_{cp}^2 q_{cp}^4 E^5 \delta^5}. \quad (4.59a)$$

Наведена залежність дає нижчі, порівняно з експериментальними, значення критичної сили втрати стійкості підземного трубопроводу. Тому N_{cr} , визначені з

використанням пружної (4.56) і пластичної (4.59) моделей ґрунту, дають відповідно оцінку верхньої і нижньої межі критичної сили.

Для практичного визначення критичного зусилля втрати стійкості прямолінійних ділянок підземних трубопроводів може бути застосована формула:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\lambda^2} + \frac{c_{0y} D_n \lambda^2}{\pi^2}, \quad (4.60)$$

звідки при $\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt[4]{EI/c_{0y} D_n}$ одержуємо

$$N_{cr} = 2 \sqrt{c_{0y} D_n EI}. \quad (4.61)$$

У виразах (4.60) і (4.61) замість коефіцієнта постелі k_0 використано величину c_{0y} – узагальнений коефіцієнт нормального опору ґрунту, який точніше враховує умови взаємодії трубопроводу з ґрунтом. За даними експериментальних досліджень, цей коефіцієнт визначається з виразу:

$$c_{0y} = \frac{0.12 E_c \eta_z}{(1 - \mu_z^2) \sqrt{l_0 D_n}} \left(1 - e^{-\frac{2h_0}{D_n}} \right) \text{ МПа/см}, \quad (4.62)$$

де E_c – модуль деформацій ґрунту непорушеної структури; η_z – коефіцієнт зниження модуля деформацій ґрунту засипки порівняно з ґрунтом непорушеної структури, приймається в межах 0.4...0.8 залежно від питомої ваги і типу ґрунту засипки (див. табл. 4.9); μ_z – коефіцієнт Пуассона ґрунту (для крупноуламкових ґрунтів – 0.27; пісків і супісків – 0.3; суглинків – 0.35; глин – 0.42); $l_0 = 100$ см – одинична довжина трубопроводу; D_n – зовнішній діаметр трубопроводу, см; h_0 – відстань від верху засипки до осі труби, см.

В умовах реального будівництва укласти підземний трубопровід в ґрунт ідеально прямолінійним практично неможливо. Крім того, в будь-якому магістральному трубопроводі завжди наявні криволінійні ділянки у вертикальній і горизонтальній площинах. Якщо радіус кривизни трубопроводу відомий, то умовну критичну силу втрати стійкості можна визначити з виразів:

– для криволінійних ділянок у вертикальній площині з кутами повороту опуклістю догори:

$$N_{cr} = 0.375 q_{cp}^{српм} \rho; \quad (4.63)$$

– для криволінійних ділянок у горизонтальній площині:

$$N_{cr} = 0.212 q_{cp}^{срп} \rho, \quad (4.64)$$

де ρ – радіус кривизни трубопроводу; $q_{cp}^{српм}$ і $q_{cp}^{срп}$ – граничний опір ґрунту поперечним переміщенням трубопроводу (відповідно догори і в горизонтальній площині).

За дослідними даними величина граничного опору ґрунту визначається механічними властивостями ґрунту, а також глибиною закладання і діаметром трубопроводу:

$$q_{сп}^{всрп} = \gamma_c D_n (h_0 - 0.39 D_n) + \gamma_c h_0^2 \tan \varphi + \frac{0.7 c h_0}{\cos 0.7 \varphi}; \quad (4.65)$$

$$q_{сп}^{зоп} = \gamma_c h_0 D_n \left[\tan^2(45^\circ + \varphi/2) + \frac{2c}{\gamma_c h_0} \tan(45^\circ + \varphi/2) \right], \quad (4.66)$$

де γ_c – питома вага ґрунту; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту засипки; c – зчеплення ґрунту засипки; інші позначення такі самі, як і у формулі (4.62).

Значення φ і c знаходять експериментальним шляхом або множенням відповідних величин для ґрунту непорушеної структури на коефіцієнт η_c : $\varphi = \eta_c \varphi_1$, $c = \eta_c c_1$, де φ_1 і c_1 – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту непорушеної структури.

Таблиця 4.9

Значення коефіцієнта η_c

Ґрунт зоротної засипки	Коефіцієнт η_c при питомій вазі засипки, кН/м ³	
	15.5	17.0
Піски, крім пилюватих вологих і насичених водою	0.5	0.8
Пилювато-глинисті при числі текучості $I_L \leq 0.5$	0.4	0.6
Значення η_c для пилюватих пісків вологих, глин і суглинків при $0.5 < I_L \leq 0.75$ і супісків при $0.5 < I_L \leq 1$ зменшується на 15%		

Перевірку на загальну стійкість підземних трубопроводів у поздовжньому напрямку згідно зі СНІП 2.05.06–85 потрібно виконувати для криволінійних ділянок в площині згину трубопроводу. Поздовжню стійкість на прямолінійних ділянках підземних трубопроводів перевіряють у вертикальній площині з радіусом початкової кривизни 5000 м. Перевірку стійкості здійснюють за формулою:

$$S \leq m N_{cr} \quad (4.67)$$

де N_{cr} – поздовжнє критичне зусилля, при якому настає втрата стійкості трубопроводу. Цю величину визначають за правилами будівельної механіки з врахуванням початкового викривлення трубопроводу, фізико-механічних властивостей ґрунту, конструкції анкерних пристроїв тощо; S – еквівалентне поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу (не плутати з поздовжнім зусиллям в стінках труби). Для прямолінійних і пружно зігнутих ділянок при відсутності поздовжніх і поперечних переміщень, просядок і пучень ґрунту, без компенсації поздовжніх деформацій зусилля S знаходять з виразу:

$$S = [(0.5 - \mu) \sigma_{кц} + \alpha E \Delta t] A, \quad (4.68)$$

тут A – площа поперечного перерізу стінок труби.

Величину S для напірного трубопроводу одержують з розгляду рівноваги ділянки труби в поздовжньому напрямку. Вплив відкинутої частини труби з внутрішнім тиском p на ділянку, що розглядається, замінюють зусиллям $P = pA_{\text{вн}} = \pi D_{\text{вн}}^2 / 4 \approx 0.5 \sigma_{\text{кц}} A$, де $A_{\text{вн}}$ – площа труби в світлі. Зусилля P стискає переріз. В той самий час від дії p в стінках труби, закріпленої від поздовжніх переміщень, діє розтяжне зусилля $N_p = \sigma_{\text{нр},p} A = \mu \sigma_{\text{кц}} A$, де $\sigma_{\text{нр},p} = \mu \sigma_{\text{кц}}$ за (4.26). Отже, від внутрішнього тиску в перерізі трубопроводу виникає еквівалентне стискальне зусилля $S_p = P - N_p = (0.5 - \mu) \sigma_{\text{кц}} A$. Додатний температурний перепад також спричиняє осьовий стиск закріпленого в поздовжньому напрямку трубопроводу: $S_t = \sigma_{\text{нр},\Delta t} A = E \alpha \Delta t A$, де $\sigma_{\text{нр},\Delta t} = E \alpha \Delta t$ за (4.28). Тоді еквівалентне поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу від дії внутрішнього тиску і температурного перепаду: $S = S_p + S_t = [(0.5 - \mu) \sigma_{\text{кц}} + \alpha E \Delta t] A$, тобто одержуємо (4.68). За визначенням величина S додатна при стиску, на відміну від поздовжнього зусилля в стінках труби $N = (\mu \sigma_{\text{кц}} - \alpha E \Delta t) A$, додатного при розтягу. Неважко помітити, що $S = 0.5 \sigma_{\text{кц}} A - N$.

Як бачимо з (4.67), саме еквівалентне стискальне зусилля в перерізі трубопроводу, визначене за (4.68), може викликати загальну втрату стійкості трубопроводу. Зауважимо при цьому, що виникнення еквівалентного стискального зусилля S і навіть втрата стійкості трубопроводу теоретично можливі при додатному N , тобто при дії в стінках труби розтяжних поздовжніх напружень.

Приклад 3. Виконати перевірку загальної стійкості ділянки підземного газопроводу з труб 1020x11 мм (див. *приклад 2*) під дією нормативного робочого тиску 7.0 МПа і додатного перепаду температур $\Delta t = 50^\circ\text{C}$. Трубопровід прокладено в сухих пилюватих пісках середньої щільності з такими характеристиками (для непорушеної структури): $E_s = 18$ МПа; $\phi_1 = 30^\circ$; $c_1 = 4.0$ кПа. Питома вага ґрунту засипки $\gamma_s = 15.5$ кН/м³; коефіцієнт Пуассона ґрунту $\mu_s = 0.3$. Глибина закладання трубопроводу (до верхньої твірної труби) – 1.0 м. Геометричні характеристики перерізу труби: $A = 349$ см²; $I = 443900$ см⁴. Перевірку виконати: а) для прямолінійної ділянки; б) для криволінійної ділянки, виконаної вільним згином, з поворотом у вертикальній площині опуклістю догори, радіус кривизни $\rho = 1000$ м.

Перевірку загальної стійкості трубопроводу виконуємо за (4.67). Еквівалентне поздовжнє зусилля визначаємо за (4.68), величину розрахункових кільцевих напружень – за (4.33) при $n = 1.1$ (табл. 4.6):

$$\sigma_{\text{кц}} = n p D_{\text{вн}} / 2 \delta = 1.1 \cdot 7 \cdot (1020 - 2 \cdot 11) / (2 \cdot 11) = 349 \text{ МПа}$$

$$S = [(0.5 - 0.35) \cdot 349 \cdot 10^6 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 1.59 \cdot 10^{11} \cdot 50] \cdot 349 \cdot 10^{-4} \approx 5156 \text{ кН},$$

де $\mu \approx 0.35$; $E \approx 1.59 \cdot 10^5$ – визначені з врахуванням пружно-пластичної роботи металу (див. *приклад 2*).

Критичне зусилля втрати стійкості визначимо:

а) для прямолінійної ділянки трубопроводу за (4.61):

$$N_{\text{cr}} = 2 \sqrt{c_{0y} D_n E I} = 2 \sqrt{0.0111 \cdot 10^6 \cdot 102 \cdot 1.59 \cdot 10^{11} \cdot 443900 \cdot 10^{-8}} = 56646 \text{ кН},$$

$$c_{0y} \text{ обчислюємо за (4.62): } c_{0y} = \frac{0.12 \cdot 18 \cdot 0.5}{(1 - 0.3^2) \sqrt{100 \cdot 102}} \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot 151}{102}} \right) = 0.0111 \text{ МПа/см,}$$

$$h_0 = 100 + 0.5 D_{II} = 100 + 0.5 \cdot 102 = 151 \text{ см.}$$

Умова стійкості: $S = 5156 \text{ кН} \leq m N_{cr} = 0.9 \cdot 56646 = 50981 \text{ кН}$ – для прямолінійної ділянки трубопроводу виконується.

б) для криволінійної ділянки – за (4.63):

$$N_{cr} = 0.375 q_{zp}^{верм} \rho = 0.375 \cdot 29.20 \cdot 1000 = 10950 \text{ кН,}$$

де $q_{zp}^{верм}$ обчислюється за (4.65):

$$q_{zp}^{верм} = 15.5 \cdot 1.02 \cdot (1.51 - 0.39 \cdot 1.02) + 15.5 \cdot 1.51^2 \tan 15^\circ + \frac{0.7 \cdot 2 \cdot 1.51}{\cos(0.7 \cdot 15^\circ)} \approx 29.20 \text{ кН/м.}$$

$$\eta_c = 0.5 \text{ (табл. 4.9); } \varphi = 0.5 \cdot 30^\circ = 15^\circ, c = 0.5 \cdot 4 = 2 \text{ кПа.}$$

Умова стійкості: $S = 5156 \text{ кН} \leq m N_{cr} = 0.9 \cdot 10950 = 9855 \text{ кН}$ – для криволінійної ділянки трубопроводу також виконується.

Якщо поздовжня стійкість трубопроводу не забезпечена, вживають заходів для його стабілізації. Зокрема збільшують глибину закладання трубопроводу або, якщо такий захід економічно не виправданий, по довжині трубопроводу влаштовують анкери, наприклад, у вигляді паль, які загвинчують у ґрунт. Останні зменшують довжину півхвилі випучування, збільшуючи тим самим критичну силу втрати стійкості. В окремих випадках, наприклад, коли трубопровід транспортує підігрітий продукт або при недостатній несучій здатності ґрунтів, для зменшення величини поздовжнього зусилля на підземних трубопроводах застосовують компенсатори поздовжніх деформацій.

Перевірка місцевої стійкості стінки згідно зі СНиП 2.05.06–85 не регламентується, хоча у практиці будівництва трубопроводів підземного або підводного прокладання з тонкостінних труб відомі приклади руйнування труб внаслідок втрати стійкості стінки. Таке явище можливе: 1) при виникненні в трубі вакууму в результаті аварії трубопроводу або різкого порушення технологічного процесу; 2) при зворотній засипці траншеї і трамбуванні ґрунту, коли трубопровід ще пустий; 3) при підводному прокладанні трубопроводів на великій глибині. Можливий також випадок, коли випорожнений, наприклад для ремонту або очищення внутрішньої порожнини, трубопровід знаходиться під дією осового стискального зусилля (від температурного перепаду) і зовнішнього тиску від ваги ґрунту.

Розрахунок на стійкість циліндричної труби під дією зовнішнього рівномірного тиску $p_{зов}$, нормального до бічної поверхні, виконують, згідно зі СНиП II–23–81*, за формулою:

$$\sigma_2 \leq m \sigma_{cr2}, \quad (4.69)$$

де $\sigma_2 = \sigma_{кц} = \frac{n p_{зов} D_{II}}{2\delta}$ – розрахункові кільцеві напруження в стінці труби; $p_{зов}$ – зовнішній тиск ґрунту або вакууму в трубопроводі; m – коефіцієнт умов роботи (в

СНІП II-23-81* позначається γ_c); σ_{cr2} – критичне напруження, при якому відбувається втрата стійкості стінки; при $l/r \geq 20$ визначається за формулою:

$$\sigma_{cr2} = 0.17E(\delta/r)^2, \quad (4.70)$$

тут l – довжина ділянки трубопроводу, r – радіус серединної поверхні циліндричної оболонки (труби).

Варто зауважити, що місцева стійкість трубопроводу при однаковій товщині стінки зменшується пропорційно до квадрата його діаметра, тоді як загальна стійкість зростає пропорційно до квадратного кореня з цієї ж величи.

Приклад 4. Визначити максимально можливу глибину, на якій ще забезпечується місцева стійкість стінок труб 1020x11мм. Надлишковий тиск у внутрішній порожнині трубопроводу дорівнює нулю (трубопровід зупинено для ремонту). Трубопровід прокладено у прісній воді густиною $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$. Ділянка трубопроводу належить до I категорії.

Коефіцієнт умов роботи $m = 0.75$ (табл. 4.2)

Зовнішній гідростатичний тиск $p_{зог} = n\gamma h$, $n = 1.0$ (табл. 4.6); h – глибина прокладання трубопроводу. Для забезпечення місцевої стійкості стінок необхідне виконання умови (4.69), в якій:

$$\sigma_{кц} = \frac{n\gamma h D_{II}}{2\delta} \text{ – кільцеві зусилля від зовнішнього гідростатичного тиску;}$$

$\sigma_{cr2} = 0.17E(\delta/r)^2$ – критичні напруження втрати стійкості стінки від дії кільцевих напружень за (4.70). Підставляючи значення $\sigma_2 = \sigma_{кц}$ і σ_{cr} в (4.69), одержимо:

$$\frac{n\gamma h D_{II}}{2\delta} \leq m \cdot 0.17E(\delta/r)^2, \text{ звідки:}$$

$$h \leq \frac{2\delta}{n\gamma D_{II}} \cdot m \cdot 0.17E \left(\frac{\delta}{r} \right)^2 =$$

$$= \frac{2 \cdot 11}{1 \cdot 10^4 \cdot 1020} \cdot 0.75 \cdot 0.17 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot \left(\frac{11}{0.5 \cdot (1020 - 11)} \right)^2 \approx 27 \text{ м.}$$

Отже, зменшувати тиск до нуля у цьому підводному трубопроводі можна лише за умови, якщо глибина його прокладання не перевищує 27 м. При більшій глибині можлива місцева втрата стійкості стінки труби. Щоб уникнути цього, потрібно або зменшувати діаметр трубопроводу, або збільшувати товщину його стінки.

При одночасній дії осевого стискального зусилля і зовнішнього тиску ґрунту або води для перевірки стійкості стінки використовують формулу:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \leq m, \quad (4.71)$$

де $\sigma_1 = \sigma_{np.N}$ – розрахункове осеве напруження в стінці труби (від центрального стиску); σ_{cr1} – критичне напруження, при якому відбувається втрата стійкості стінки при центральному стиску.

Критичне напруження σ_{cr1} визначається як мінімальне зі значень:

$$\sigma_{cr1} = \psi R_2 \text{ або } \sigma_{cr1} = cE\delta/r. \quad (4.72)$$

Коефіцієнт ψ при $0 < r/\delta \leq 300$ (для труб, які використовують у магістральних трубопроводах, $r/\delta \leq 100$) $\psi = 0.97 - \left(2.5 \cdot 10^{-4} + 0.95 \frac{R_2}{E} \right) \frac{r}{\delta}$. При $r/\delta = 100 - c = 0.22$.

4.2.3. Корозія підземних трубопроводів та захист від неї

Для виготовлення труб переважно застосовують низьколеговані і маловуглецеві сталі. Основним недоліком останніх є низька стійкість проти корозії. Тому перед укладанням трубопроводу в ґрунт на його поверхню наносять різноманітні ізоляційні покриття, а також застосовують електрохімічний захист.

За природою виникнення розрізняють багато видів корозії, але для сталевій труби, укладеної в ґрунт, найважливішою є електрохімічна корозія. Для того, щоб відбулася електрохімічна корозія, необхідна наявність катода, анода та електроліту. Кородує (втрачає іони металу) завжди анод. Анод – це ділянка з меншим потенціалом, катод – з більшим.

Для утворення пари анод-катод не обов'язковий контакт двох металів з різними електрохімічними потенціалами. На сталевій поверхні однієї і тієї самої труби завжди існують ділянки з різними потенціалами. Їх наявність зумовлена: структурною неоднорідністю сталі, включеннями в структуру сталі, нерівномірним розташуванням напружено-деформованих зон (наприклад, місцевий наклеп, залишкові зварювальні напруження), місцевими напруженнями, неоднаковою якістю ізоляційного шару або його місцевими дефектами.

Наявність електроліту зумовлена фізико-хімічним складом ґрунту. Ґрунт завжди має пори, заповнені як фізично зв'язаною, так і незв'язаною водою, в якій розчинені солі певної концентрації. Тому процес корозії металу в ґрунті близький до корозії в рідких електролітах.

Різні ґрунти мають неоднакову корозійну активність, яка залежить від:

- *структури ґрунту*, а саме від об'єму пор, які зумовлюють аерацію (доступ повітря до поверхні труби). Наприклад, в щільних глинистих ґрунтах корозія протікає швидше ніж в піщаних завдяки тому, що плівка води довше утримується на поверхні труби. Разом з тим, при змінному рівні ґрунтових вод у піщаних ґрунтах продукти корозії змиваються з поверхні труби, що пришвидшує корозію;

- *вологості ґрунту*. Можна було б припустити, що в зовсім сухому ґрунті корозія відбуватися не може. Насправді навіть у такому ґрунті є фізично зв'язана вода, яка сприяє перебігу корозії. Максимальна швидкість корозії спостерігається в глинистих ґрунтах при вологості 10...12 %, а в пісках – навіть при дещо нижчій. При вологості ґрунту 20...25 % швидкість корозії різко сповільнюється завдяки обмеженню доступу кисню з повітря до поверхні труби;

- *водневого показника (pH)*. У більшості випадків ґрунти мають нейтральну реакцію ($pH=6.5...7.4$). Такі ґрунти мають, як правило, низький ступінь корозійної агресивності. З відхиленням pH як в кислий (5.8...6.5), так і в лужний (7.4...8.5) бік ґрунт стає середньоагресивним. При $pH < 5.8$ або $pH > 8.5$ – ґрунт сильноагресивний;

- *питомого електричного опору* ґрунту (Ом·м). Чим вищий опір, тим менший струм (при однаковій різниці потенціалів) буде протікати між анодом і катодом, і тим меншою буде інтенсивність корозійного процесу. Опір ґрунту головним чином залежить від його вологості та кількості водорозчинних солей (зі збільшенням вологості і концентрації зменшується). За його величиною переважно роблять висновок про корозійну активність ґрунту на основі даних, наведених в табл. 4.10.

Таблиця 4.10

Корозійна активність ґрунтів залежно від їх питомого електричного опору

Питомий опір, Ом·м	>100	100...20	20...10	10...5	<5
Ступінь корозійної активності	низький	середній	підвищений	високий	дуже високий

В польових умовах для визначення питомого опору ґрунту на глибині закладання трубопроводу користуються двополусною установкою (рис. 4.8). Питомий опір вимірюють за допомогою двох сталевих електродів, які вводять в ґрунт безпосередньо на глибину закладання трубопроводу. Вимірявши струм I в ґрунті між наконечниками електродів, визначають питомий опір ґрунту за формулою:

$$\rho = \psi EI,$$

де ρ – питомий опір ґрунту, Ом·м; ψ – постійна приладу; E – ЕРС батареї, В; I – виміряний струм, А.

Для проведення вимірювань в ґрунті бурять два отвори на віддалі 20 см один від одного, вставляють в них вимірювальні стержні і виконують вимірювання.

Крім згаданих показників, корозійна активність ґрунту залежить від його температури (зі збільшенням температури зростає). Згідно із СНиП 2.03.11–85 ступінь агресивного впливу ґрунту вище рівня ґрунтових вод визначається залежно від середньорічної температури ґрунту, зони вологості та питомого опору ґрунту.

Захист від корозії трубопроводів підземного прокладання, згідно зі СНиП 2.05.06–85, повинен здійснюватися комплексно – за допомогою захисних покриттів і засобами електрохімічного захисту.

Захисні покриття виконують на заводі або безпосередньо перед укладанням труб у траншею. Для цього використовують стрічки з поліетилену, полівінілхлориду, кремнієорганічні або мастики на бітумній основі. Захисні покриття звичайно наносять по шару ґрунтовки з бітуму, бутилкаучуку, смол. Матеріал захисного покриття вибирають з врахуванням його хімічної стійкості в певних ґрунтових умовах, теплостійкості і термостійкості. Теплостійкість – це здатність захисного покриття в нагрітому стані протистояти опливанню і продавлюванню твердими

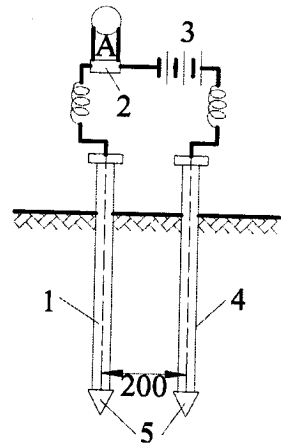


Рис. 4.8. Вимірювання електричного опору ґрунту двоелектродною установкою: 1 і 4 – стержні; 2 – міліамперметр; 3 – джерело струму; 5 – сталеві наконечники електродів

частинками ґрунту. Для більшості полімерних ізоляційних стрічок і обгорток ця здатність вичерпується при 100–120°C, для бітумно-полімерних мастик – при 30–40°C. Термостійкість – це стійкість захисного покриття до хімічного розкладу (старіння) в умовах високої температури і зусиль з боку ґрунту. Для покриттів з розплавленого поліетилену, епоксидних композицій, поліетиленових смуг на клейовій основі і одношарових поліетиленових обгорток гранична температура становить 60°C, для полівінілхлоридних покриттів (ПВХ) – 40°C.

Для армування захисного покриття в особливо небезпечних умовах експлуатації застосовують скловолокно та обгорткові матеріали. У цьому випадку під небезпечними умовами експлуатації розуміють ділянки трубопроводу, на яких виникають значні поздовжні переміщення, а саме: ділянки розводки в районах компресорних станцій, місця переходу від підземного до надземного прокладання, ділянки сильно пересіченого рельєфу та інші аналогічні місця з викривленням осі трубопроводу.

Електрохімічний захист від корозії поділяється на катодний (накладання електричного поля від зовнішнього джерела постійного струму, причому на трубопроводі повинен бути „-“, а „+“ під'єднують до заземлення) і протекторний (електричне приєднання до труби матеріалу з меншим електрохімічним потенціалом).

Станції катодного захисту, як правило, розташовують через 8...10 км по довжині трубопроводу. Відстань між станціями розраховують таким чином, щоб на максимальній віддалі від станції забезпечувався мінімально необхідний захисний потенціал -0.85В (при такому значенні корозія практично припиняється), а поблизу станції потенціал не повинен перевищувати -1.2В (починається активне відновлення водню на катоді, яке порушує суцільність ізоляційного покриття). Станція катодного захисту являє собою понижуючий трансформатор, випрямлювач струму і регулятор напруги; вона живиться від мереж змінного струму 220 В частотою 50 Гц. Споживана електрична потужність типової станції становить приблизно 1кВт, її розміри 500×300×700 мм. Строк служби анодів заземлення (найчастіше сталевих стержнів, обгорнутих коксовою кришкою) становить в середньому 30...50 років. Для встановлення анодів заземлення вибирають місце, де ґрунт має менший питомий опір, для збільшення електропровідності ґрунту в цьому місці його обробляють розчинами солей (NaCl , CaCl_2 та ін.)

Протекторний захист виконують на ділянках трубопроводів, віддалених від джерел струму, в місцях неповного захисту трубопроводу катодними станціями, а також для захисту від ґрунтової корозії футлярів переходів під автомобільними дорогами та залізничними коліями. Як протектори використовують графіт, Mg , Al , Zn та їх сплави. Найбільш поширеними є сплави на основі Mg . Такі протектори виконують у вигляді циліндрів діаметром 85...100 мм, завдовжки 500...600 мм, вагою 5...10 кг. Орієнтовний строк служби протектора – 10 років.

4.2.4. Підводне прокладання трубопроводів

Підводними називають трубопроводи, які споруджують нижче вільної поверхні води при перетинанні трасою річок, замкнутих водойм (озер, боліт), а також

в акваторіях морів. Підводні трубопроводи зазнають дії механічних, хімічних, електрохімічних, гідростатичних і гідродинамічних (за наявності течії) впливів.

До механічних відносять внутрішній тиск та удари якорів суден. Найефективніший спосіб захисту від цих впливів – заглиблення трубопроводу в дно водойми (підводне підземне прокладання). Використовують також обвалювання труб, бетонування, обкладання бетонними плитами, влаштування кам'яних насипів над трубою.

Хімічні та електрохімічні впливи на незахищений метал призводять до його корозії. Для захисту від корозії застосовують ізоляцію зовнішньої поверхні труби від контакту з агресивним середовищем. Ізоляцію, в свою чергу, потрібно захищати від механічних пошкоджень, для чого застосовують зовнішнє футерування. У деяких випадках, коли продукт, який транспортується, агресивний до металу, доводиться застосовувати внутрішню ізоляцію (наприклад, емалеві покриття або різноманітні пластмаси).

Гідростатичний тиск стовпа рідини над трубою стискає трубу, внаслідок чого може відбутися місцева втрата стійкості стінки (див. *приклад 4*). Тому товщину стінки труби потрібно визначати з розрахунку не тільки на внутрішній, а й на зовнішній тиск. Крім зовнішнього тиску, труба зазнає впливу Архімедової сили, яка намагається виштовхнути трубопровід на поверхню і, в разі недостатньої ваги трубопроводу з продуктом, повинна бути врівноважена баластуванням або зосередженими утримуючими силами (анкерами).

Підводні трубопроводи, частково або повністю розташовані вище від дна ріки, зазнають гідродинамічних впливів. Природа цих впливів аналогічна до аеродинамічних впливів вітрового потоку на надземні трубопроводи. Незаглиблені підводні трубопроводи зазнають горизонтальної дії течії в напрямку потоку, а також вертикальної – в напрямку, перпендикулярному до потоку. Особливості цих впливів зумовлені характером обтікання потоком в'язкого середовища круглоциліндричного тіла (наявність кризи обтікання, виникнення вихорів Бена-Кармана).

Конструкція підводного переходу та спосіб його будівництва значною мірою визначаються характером водної перешкоди.

Підводний перехід поділяється на дві ділянки:

- власне підводний, розташований нижче водного горизонту. Трубопроводи на цих ділянках споруджують із застосуванням спеціальних підводно-технічних робіт
- заплавний, розташований на обох берегах річки. На цих ділянках звичайно застосовують ті самі механізми, що на сухопутній трасі.

На обох кінцях підводного переходу монтують засувки або крани в берегових колодязях. Запірна арматура призначена для відключення або переключення транспортного потоку в одну або декілька ниток підводного переходу, передбачених на випадок аварії. Резервні нитки, як правило, передбачаються при перетинанні водних перешкод завширшки понад 75 м в меженний період (період найнижчого водного горизонту). Затрати на будівництво резервної нитки незначні порівняно з тими збитками, що можуть статися в разі зупинки магістралі на час ремонту підводного трубопроводу в разі його аварії. Відстань між нитками

трубопроводів приймається такою, щоб при пошкодженні одного трубопроводу не було пошкоджено інший. Вона залежить від діаметра трубопроводу і становить 30...50 м.

Підводний трубопровід бажано заглиблювати нижче дна ріки не менше ніж на 1м. Це виключає можливе пошкодження трубопроводу водними суднами, а також розмив дна ріки під трубопроводом. Заглиблення трубопроводу нижче дна ріки зменшує вплив течії на нього, а саме: тиск в напрямку течії, спрямовану вверх підйомну силу і, при певних співвідношеннях швидкості течії і діаметра трубопроводу – виникнення вібрацій в площині, перпендикулярній напрямку течії. При визначенні проектною відмітки дна траншеї потрібно враховувати майбутню можливу зміну режиму ріки (наприклад, зміну русла, розмив берегів тощо). Заглиблення верху труби повинно бути не менше ніж на 0.5 м нижче прогнозованого на 25 років після закінчення будівництва граничного профілю дна ріки.

За наявності скельних порід, які утворюють дно ріки, рити траншею нецільно. У такому разі трубопровід прокладають безпосередньо на дні і вживають заходів для закріплення трубопроводу від дії течії.

Розрахунок. Підводні трубопроводи потрібно перевіряти на міцність і стійкість за тими самими формулами, що й для підземних трубопроводів. Крім того, будь-який підводний трубопровід необхідно перевіряти на стійкість положення (проти впливання). Перевірка полягає у порівнянні Архімедової сили, яка діє на трубопровід, з силою, яка утримує трубопровід на дні (власна вага трубопроводу, вага баласту, анкерні кріплення). Згідно зі СНиП 2.05.06–85 така перевірка виконується за формулою:

$$Q_{акт} \leq \frac{1}{k_{п.г}} Q_{нас}, \quad (4.73)$$

де $Q_{акт}$ – сумарне розрахункове навантаження на трубопровід, що діє вверх. Це навантаження за відсутності течії складається з Архімедової сили і пружного відпору при укладанні трубопроводу вільним згином. Архімедова сила на одиницю довжини трубопроводу визначається за (4.10). При визначенні Архімедової сили слід враховувати, що підводну траншею, в якій лежить трубопровід, наповнює не вода, а її суміш з пилуватими частинками ґрунту, що збільшує питому вагу рідини до 11...12 кН/м³. Величина пружного відпору $q_{зс}$ на одиницю довжини трубопроводу внаслідок вільного згину визначається за формулами:

- для опуклих кривих: $q_{зс} = \frac{8EI}{9\beta^2 \rho^3}$;
- для ввігнутих кривих: $q_{зс} = \frac{32EI}{9\beta^2 \rho^3}$,

де β – кут повороту осі трубопроводу, рад;
 ρ – радіус кривизни осі трубопроводу;

$Q_{нас}$ – сумарне розрахункове навантаження на трубопровід, що діє вниз. Це навантаження складається з власної ваги трубопроводу і маси продукту (для нафтопродуктопроводів);

$k_{н.в}$ – коефіцієнт надійності проти впливання, приймається 1.05...1.15, залежно від умов прокладання трубопроводу.

За наявності течії при визначенні $Q_{акт}$ для незаглиблених підводних трубопроводів потрібно також враховувати підйомну силу, величина якої на 1 м. погонний метр визначається з виразу:

$$q_{пид} = c_y D_n \gamma_v \frac{v^2}{2g}, \quad (4.74)$$

де c_y – коефіцієнт підйомної сили, залежить від Re (числа Рейнольдса), шорсткості поверхні труби і відстані від дна до низу труби. На основі експериментальних даних приймають $c_y = 0.6$, якщо труба лежить безпосередньо на дні. При збільшенні віддалі s від дна до низу труби, розташованої над дном ріки, значення c_y зменшується і при $s \geq D_n$ дорівнює нулю; v – швидкість течії річки; $g = 9.81 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння.

Якщо перевірка на впливання не виконується, що майже завжди буває для трубопроводів великих діаметрів, необхідно довантажити їх баластом або заанкерити у дні ріки. Вагу баласту і/або кількість та несучу здатність анкерів підбирають таким чином, щоб умову стійкості проти впливання було виконано. Перед навішуванням на трубу баласту у вигляді залізобетонних або чавунних сегментів її покривають дерев'яною футерівкою для захисту ізоляційних покриттів від пошкодження.

Незаглиблені у дно трубопроводи зазнають також навантажень від горизонтального впливу течії річки. Ці навантаження визначають за формулою $q_{гор} = c_x D_n \gamma_v v^2 / 2g$, де c_x – коефіцієнт лобового опору, визначається аналогічно до коефіцієнта лобового опору при визначенні статичної складової вітрового навантаження.

При швидкості течії річки 0.1...0.3 м/с у незаглибленому трубопроводі можуть виникати коливання у напрямку, перпендикулярному до напрямку течії, викликані зривом вихорів Бенара–Кармана, що необхідно брати до уваги при розрахунку.

4.3. Основні схеми надземного прокладання

Сфера застосування та способи надземного прокладання. При перетинанні гірських рік, глибоких ярів і балок, ущелин з високими і крутими берегами, а також для технологічних трубопроводів на територіях промислових підприємств і в деяких інших випадках застосовують надземний (повітряний) спосіб прокладання. Тип прокладання вибирається за результатами геологічних, технічних і економічних вишукувань та порівняння варіантів надземного і підземного прокладання. Надземне прокладання трубопроводів великої довжини застосовується в північних районах, у районах гірських виробіток, на зсувних ділянках, при перетинанні боліт та ін.

Всяка трубопровідна система з конструктивного погляду є лінійною спорудою великої довжини, в якій напрямок температурних деформацій і поздовжніх зусиль збігається з напрямком осі траси. Такі споруди принципово відрізняються від інших об'єктів виробничого призначення, тому що однією з основних задач

компонувannya є розподіл і сприйняття зусиль, викликаних температурними переміщеннями елементів системи. Визначальним тут є чітке членування траси на температурні блоки, всередині яких відбувається замикання температурних деформацій. Нормами не регламентовано розміри таких температурних блоків і призначаються вони на підставі дослідних даних або досвіду проектування. Основний критерій (крім вимог генерального плану) – можливість гасіння температурних деформацій за рахунок постановки компенсаторів або самокомпенсації. Тому довжина температурного блока на ділянках систем з компенсаторами визначається їхньою компенсуючою здатністю, а на ділянках самокомпенсації регламентується зусиллями на опори.

За конструкцією і розрахунковою схемою трубопроводи надземного прокладання можна розділити на естакадні, балкові, аркові і висячі.

Естакадне прокладання застосовується, в основному, для технологічних трубопроводів промислових підприємств.

Балкові переходи споруджують при перетинанні балок, ярів, рік з крутими берегами, каналів, гірських рік з нестійким руслом, широких долин тощо, а також для технологічних трубопроводів як на території промислових підприємств, так і за її межами (наприклад, повітряне прокладання теплотрас).

Аркові переходи найпростішої конструкції зручні при перетинанні каналів, вузьких ущелин, судноплавних рік.

Висячі переходи на магістральних трубопроводах доцільно споруджувати через гірські ріки зі стрімкими берегами, ущелини, прірви, селеві потоки, на широких ріках зі змінним руслом.

Трубопроводи надземного прокладання можуть бути одно- і багатопронними. Довжина прогону між опорами залежить від системи переходу і коливається в межах 10...200 м і більше. Величини прогонів, характерні для надземних переходів, наведено в табл. 4.11.

Таблиця 4.11

Тип і прогін надземного переходу залежно від діаметра труб

Діаметр трубопроводу, мм	Тип переходів і довжина прогону між опорами					
	балкові		аркові		висячі	
	одно- і багатопроннові	двоконсольні однопроннові	найпростіші	з допоміжними арками	вантові	ланцюгові і провисаюча нитка
530	До 30	До 40	До 30	40...100	50...80	100...400
720	До 40	До 50	До 40	50...120	60...100	100...400
1020	До 50	До 65	До 50	60...150	80...150	100...400

Розрахунок деяких типів надземних трубопроводів, зокрема балкових без компенсації поздовжніх деформацій, аркових і висячих повинен виконуватися з врахуванням поздовжніх переміщень трубопроводу на прилеглих підземних ділянках. Ці переміщення викликають зміну параметрів розрахункової схеми, перерозподіл зусиль і в окремих випадках, якщо ці переміщення не врахувати належним чином, можуть призвести до руйнування трубопроводу.

4.3.1. Надземні балкові трубопроводи

Балковими називаються такі системи надземного прокладання, у яких трубопровід працює на згин як проста або багатопрогонова нерозрізна балка. Балкові системи є самонесучими, тобто не потребують додаткових елементів для підтримки або підсилення трубопроводу.

В практиці будівництва застосовуються такі балкові системи надземного прокладання трубопроводів:

1) прямолінійне прокладання з компенсацією поздовжніх деформацій (рис. 4.9); компенсація поздовжніх деформацій у першому випадку здійснюється за рахунок спеціальних пристроїв – компенсаторів. На надземних трубопроводах високого тиску встановлюються П-, Z- або Г-подібні компенсатори (рис. 4.10).

Компенсатори розташовують у горизонтальній або похилій площині, але можна їх розміщати і вертикально. Компенсація поздовжніх деформацій трубопроводу здійснюється за рахунок згину труб компенсатора.

Залежно від довжини надземної ділянки компенсатори розташовуються з однієї або з двох сторін, а в багатопрогонових схемах – і в середній частині відкритої ділянки – на відстані 150–250 м один від одного.

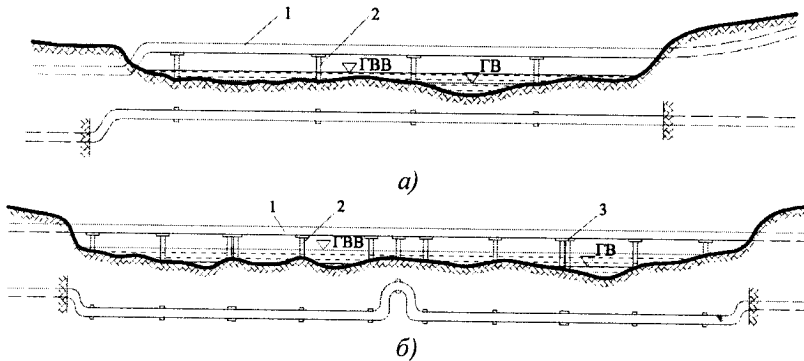


Рис. 4.9. Багатопрогонові схеми надземного прокладання з компенсаторами: а – з односторонньою компенсацією деформацій; б – з двосторонньою компенсацією і з установкою проміжного П-подібного компенсатора; 1 – трубопровід, 2 – рухомі опори; 3 – анкерна опора; ГВВ – горизонт високих вод, ГВ – горизонт води

Балковими конструкціями переходів з компенсацією поздовжніх деформацій на газопроводах діаметром 530–1020 мм можна перекидати прогони до 30–50 м. На нафтопроводах і продуктопроводах завдяки значно більшій вазі продукту максимальний прогін менший (25–35 м).

На переходах з Г- і Z-подібними компенсаторами на кінцях відстань між крайніми опорами може бути збільшено за рахунок застосування консолей, що розвантажують прогони, які примикають до них. В однопрогоновій двоконсольній схемі наявність консолей дає змогу збільшити прогін приблизно на 30 %, тобто на газопроводах діаметром 530–1020 мм прогін можна довести до 40–65 м. У консольних схемах компенсатори встановлюють похило під кутом до горизон-

ту або горизонтально. У цих випадках вважається, що компенсатори не сприймають вертикального навантаження.

При декількох прогонах, коли компенсатори встановлюють на обох кінцях відкритої ділянки, одну з опор (звичайно середню) роблять «мертвою». На ній трубопровід закріплюють нерухомо. Поздовжні деформації трубопроводу при зміні внутрішнього тиску і температури поширюються в обидва боки від «мертвої» опори. Коли, крім кінцевих є і проміжні компенсатори, «мертві» опори встановлюють в середній частині кожної з прямолінійних ділянок, розташованих між компенсаторами (рис. 4.9, б).

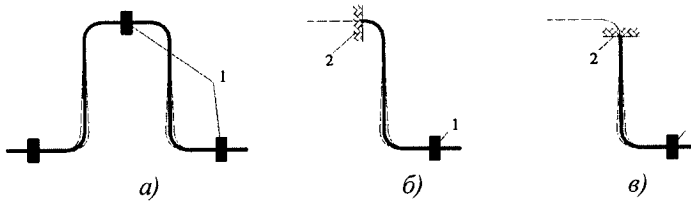


Рис. 4.10. Компенсатори: а – П-подібний; б – Z-подібний; в – Г-подібний; 1 – опори; 2 – вихід трубопроводу з ґрунту

Співвідношення прогонів балкового трубопроводу вибирають так, щоб досягти рівності опорних і прогонних моментів. У цьому випадку матеріал труби використовується найбільш раціонально. Визначення згинальних моментів у балкових одно- і багатопрогнових трубопроводах здійснюють як для звичайних балок за правилами будівельної механіки;

2) зигзагоподібне прокладання трубопроводів у вигляді «змійки» (рис. 4.11). Компенсацію поздовжніх деформацій можна здійснювати не тільки за рахунок постановки компенсаторів, а й за рахунок самого трубопроводу, якщо він прокладений криволінійно або зі зламами.

Прокладання трубопроводів «змійкою» зручніше і економічніше, ніж прокладання з компенсаторами, тому що довжина трубопроводу виходить меншою й у ньому може проходити шкребок для очищення, що неможливо робити при малих радіусах згину колін компенсаторів.

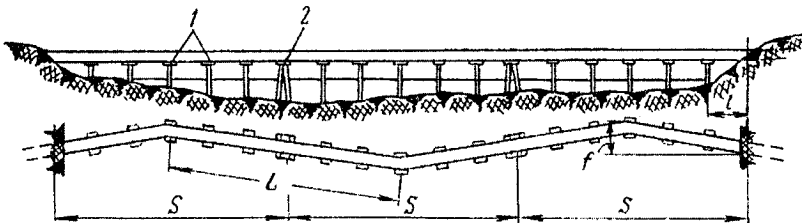


Рис. 4.11. Зигзагоподібне прокладання трубопроводу: 1 – проміжні ковзаючі опори; 2 – нерухома опора

Прокладання «змійкою» доцільне при будівництві трубопроводів у районах вічної мерзлоти, а також у місцях гірських виробок, на зсувних ділянках траси, при наявності скельних ґрунтів, на заплавах широких рік, на болотах тощо.

При укладанні трубопроводу «змійкою» посередині його кожної прямолінійної ділянки розташовуються «мертві» опори, між якими встановлюється кілька проміжних опор. Зручніше укласти трубопровід не по кривій, а окремими прямолінійними ділянками з колінами у вершинах хвиль. Коліна згинаються холодним або гарячим способом по радіусу $(20...40)D_n$.

Компенсація поздовжніх деформацій від зміни температури стінок труб і внутрішнього тиску відбувається за рахунок зсуву вершин «змійки» і поперечного зсуву всього трубопроводу на рухомих опорах.

Поперечний зсув трубопроводу залежить від відстані між нерухомими опорами L і від величини початкової стрілки «змійки» f , точніше від відношення $-f/L$. Оптимальна величина початкової стрілки $-f = 0.075L$. При такій стрілці збільшення довжини трубопроводу порівняно з прямою лінією буде близько 1% і поперечний зсув трубопроводу від зміни температури і внутрішнього тиску $\Delta f = (0.002...0.0025)L$.

Проектне положення трубопроводу дається для середньої розрахункової температури. Якщо ж укласти трубу з температурою, що відрізняється від проектної, то положення трубопроводу може не збігатися з проектним.

Під дією температури та внутрішнього тиску в трубопроводі виникають згинальні моменти в горизонтальній площині і поздовжні зусилля, які потрібно брати до уваги при розрахунку. Якщо розглядати трубопровід як ламаний ригель завдовжки L з шарнірами по кінцях, то додаткове поздовжнє зусилля від видовження трубопроводу внаслідок нагрівання і внутрішнього тиску буде:

$$H_{p+\Delta t} = \frac{3I \cos \varphi}{f^2} [(0.5 - \mu)\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t]. \quad (4.75)$$

Згинальний момент в точці повороту осі трубопроводу від цього зусилля:

$$M_{p+\Delta t} = \frac{3I \cos \varphi}{f} [(0.5 - \mu)\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t] \quad (4.76)$$

Додаткові нормальні напруження в ламаному трубопроводі від поздовжнього зусилля і згинального моменту внаслідок перепаду температури і дії внутрішнього тиску визначаються з виразу:

$$\sigma_{np.од.} = \frac{3I \cos \varphi [(0.5 - \mu)\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t]}{f} \left(\pm \frac{1}{W} - \frac{1}{fA} \right), \quad (4.77)$$

де W – момент опору і A – площа поперечного перерізу стінок труби, φ – кут відхилення осі трубопроводу від прямої, що з'єднує точки його виходу з ґрунту;

3) *прямолінійне прокладання трубопроводів без компенсації поздовжніх деформацій*. При перетинанні ярів і невеликих рік з крутими берегами трубопровід раціонально укласти над землею прямолінійно без компенсації поздовжніх деформацій (рис. 4.12).

Залежно від рельєфу берегів переходи можуть бути горизонтальними або похилими.

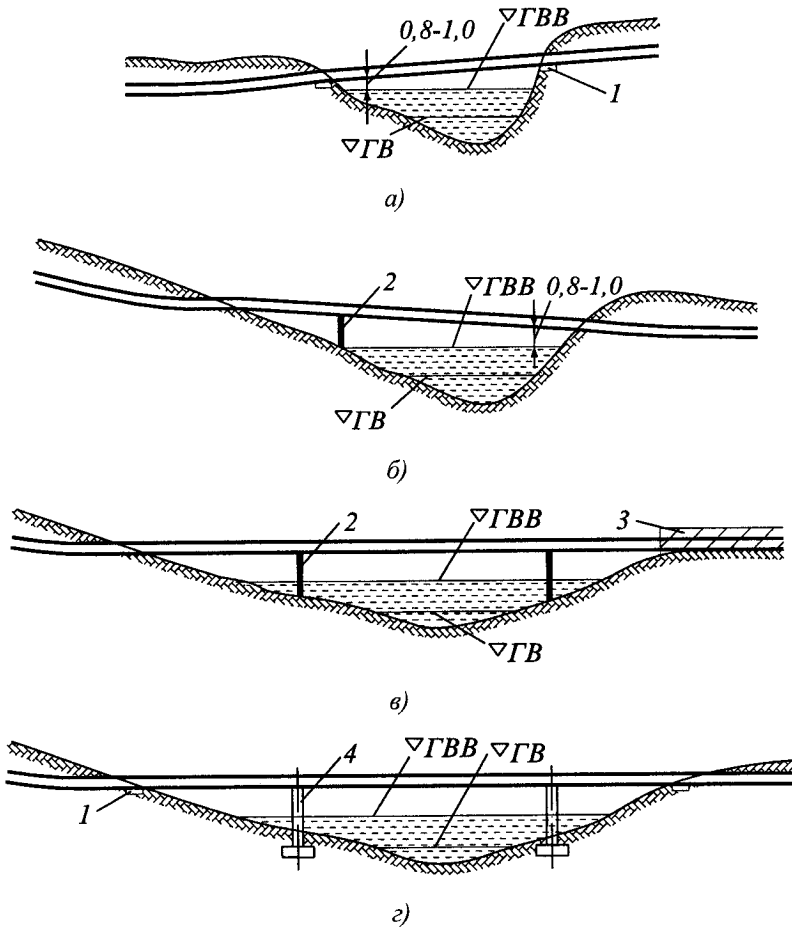


Рис. 4.12. Схеми прямолінійного прокладання трубопроводів без компенсації поздовжніх деформацій: а – однопрогоновий похилий; б – двопрогоновий похилий з нерівними прогонами; в – трипрогоновий з паливовими опорами; г – трипрогоновий з масивними опорами; 1 – залізобетонні плити; 2 – палюві опори; 3 – насип; 4 – масивні опори

Розрахункова довжина однопрогонового переходу в першому наближенні може дорівнювати величині прогону в світлі плюс 2...4 м залежно від щільності ґрунту і стійкості укосів. При багатпрогоновому переході крайні прогони призначаються таким, які дорівнюють відстані від центра обпирання на проміжну опору до входу трубопроводу в ґрунт плюс 1...2 м.

Для трубопроводів з прогонами понад 60 м застосовують переходи інших конструкцій, наприклад у вигляді провисаючої нитки. Можна також використовувати і посилені балкові переходи. Трубопровід в цьому разі підсилюється в найбільш напружених його місцях установкою додаткових елементів у вигляді похилих підвісок-вант (рис. 4.13, а) або шпренгелів (рис. 4.13, б).

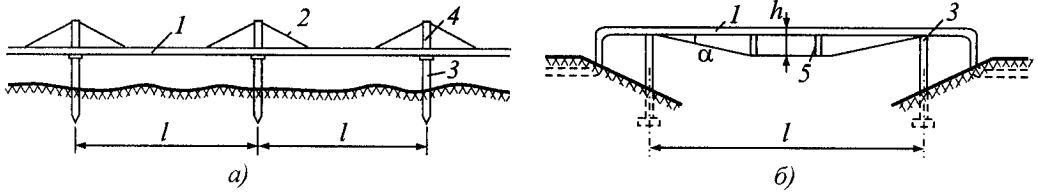


Рис. 4.13. Підсилення балкових переходів: а – за допомогою похилих підвісок-вантів; б – за допомогою шпренгеля; 1 – трубопровід; 2 – ванти; 3 – опори трубопроводу; 4 – вантова частина опор (пілон); 5 – шпренгель

Стійки і розпірки в шпренгельних системах виконуються зі сталевих труб, кутників та інших профілів, а розтягнуті шпренгелі – із круглої сталі або кутників. Постановкою вант або шпренгелів можна значно збільшити прогін. При прогонах 60...80 м шпренгельні переходи виконуються порівняно легкими. Недоліком шпренгельних переходів є те, що вони обмежують простір під трубопроводом. Крім того, включення трубопроводу у шпренгельну систему викликає появу в ньому додаткових стискальних зусиль.

Опори трубопроводів. Опори трубопроводів за призначенням бувають проміжними (рухомими) і анкерними (нерухомими, див. рис. 4.14).

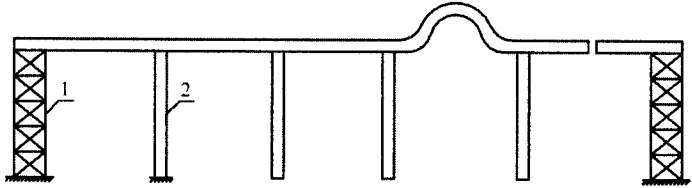


Рис. 4.14. Схема опор надземного трубопроводу: 1 – анкерні; 2 – проміжні

Свобода переміщень трубопроводу на проміжних опорах може забезпечуватися як за рахунок гнучкості самої опори (хиткі, підвісні, плоскі опори), так і за рахунок рухомих частин (наприклад, катків) при просторових опорах.

Рухомі опорні частини бувають:

- ковзні, у яких ковзання відбувається по площині дотику (контакту) опорної частини з опорою;
- каткові, у яких рухомість в одному напрямку забезпечується коченням катків;
- кулькові, у яких рухомість у всіх напрямках забезпечується коченням кульок.

Трубопроводи невеликих діаметрів можуть спиратися безпосередньо на сідло через прокладку, що зменшує тертя (сідлові опори).

Конструкцію ковзної і каткової опори показано на рис. 4.15. Довжина обпирання в ковзній опорній частині $l_{оп}$ (рис. 4.15, а) повинна бути 10–20 мм. При більшій $l_{оп}$ важко передати вертикальний тиск на центр опори і досягти щільного обпирання трубопроводу по всій поверхні. Конструктивно опорна частина оформляється у вигляді опорного сідла. У місці передачі опорної реакції труби великого діаметра посилюють кільцевим опорним ребром (шпангоутом).

Звичайно тип рухомої опори призначають, враховуючи діаметр трубопроводу:

- при $d > 1.5$ м – каткові і хиткі опори;
- при $0.6 < d < 1.5$ м – ковзні;
- при $d \leq 0.6$ м – сідлові.

Анкерні опори встановлюють по кінцях граничних ділянок трубопроводу або при зміні його напрямку. Максимальну відстань між анкерними опорами визначають з умови обмеження температурних деформацій, що виникають на граничній ділянці. В межах граничної ділянки встановлюють компенсатори, які забезпечують поздовжню і, в деяких випадках, кутову деформацію трубопроводу.

Опори трубопроводів розраховують на вертикальне і горизонтальне навантаження. Горизонтальне навантаження до опор прикладають вздовж траси трубопроводу (від дії внутрішнього тиску і зміни температури) і поперек траси (дія вітру). Горизонтальні навантаження вздовж траси передаються, як правило, на нерухомі опори. У схемі з компенсаторами ці зусилля дорівнюють алгебраїчній сумі зусиль від відпору компенсатора і зусиль від неврівноваженого тиску. У схемі без компенсаторів (з самокомпенсацією) зусилля від температурного перепаду визначають як реакцію нерухомих опор на видовження чи скорочення трубопроводу. У прямолінійних балкових системах без компенсації поздовжніх деформацій, крім цього, потрібно враховувати можливе від-

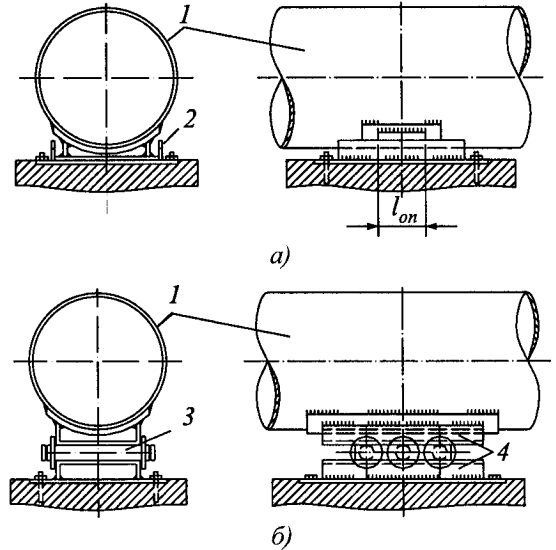


Рис. 4.15. Опорні частини трубопроводу для прямолінійного прокладання: а – ковзна; б – каткова; 1 – трубопровід; 2 – упорний кутник; 3 – каток з упорними кінцями; 4 – швелери

хилення трубопроводу від прямої. Горизонтальне розрахункове зусилля від зміни температури і внутрішнього тиску, яке виникає внаслідок цього, приймають таким, який дорівнює 0.01 величини максимального еквівалентного поздовжнього зусилля в трубопроводі. Це зусилля діє на проміжні опори перпендикулярно до осі трубопроводу. Для трубопроводів, які прокладаються “змією” (зигзагоподібно), потрібно враховувати додаткові горизонтальні зусилля, які виникають внаслідок перелому осі трубопроводу.

Проміжні рухомі опори теж частково сприймають поздовжні зусилля внаслідок тертя між трубопроводом і опорою. Розрахункова сила тертя трубопроводу по опорі визначається множенням розрахункової вертикальної реакції від трубопроводу на коефіцієнт тертя. В опорних частинах „сталь по сталі” він приймається:

- в ковзних – 0.3;

- в каткових вздовж осі трубопроводу – 0.1, не вздовж осі – 0.3;
- в кулькових – 0.1.

Детально порядок визначення навантажень та розрахункових схем опор під трубопроводи описано в [7].

Компенсатори. Щоб зменшити температурні зусилля на опори й устаткування, що прилягає, у трубопроводах влаштовують компенсуючі пристрої, які знижують загальну жорсткість системи в напрямку температурних деформацій.

Компенсатори для трубопровідних систем можна розділити на:

- 1) компенсатори, утворені зміною напрямку траси (рис. 4.16, а): П-, Z- і Г-подібні;
- 2) хвильові компенсатори – дискові (рис. 4.16, б) або лінзові (рис. 4.16, в);
- 3) компенсатори осевого переміщення (рис. 4.17).

Компенсатори, утворені зміною напрямку траси, знижують жорсткість системи і досить добре компенсують температурні видовження, але вони займають додаткову територію і вимагають спеціальних опорних конструкцій. Застосовуються звичайно для технологічних трубопроводів діаметром до 700 мм і магістральних трубопроводів.

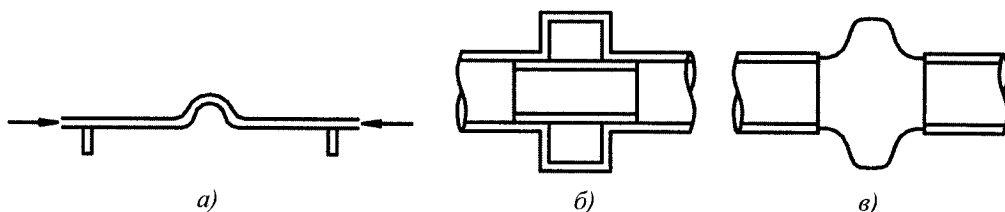


Рис. 4.16. Схему компенсаторів трубопроводу: а – зміна напрямку трубопроводу; б – дисковий компенсатор; в – те саме, лінзовий

Для технологічних трубопроводів великого діаметра в системах низького тиску застосовуються, в основному, хвильові компенсатори з конфігурацією хвиль у вигляді зварних плоских дисків (рис. 4.16, б).

При тиску понад 30 кПа застосовуються компенсатори з хвилями у вигляді лінз, що виготовляються з тороподібними вставками зі штампованих елементів або з відбортованих листів (рис. 4.16, в). Усі типи хвильових компенсаторів забезпечують надійну щільність вузла з'єднання. Основний їх недолік – поява нерівноважених зусиль, що виникають від тиску продукту на останній диск хвилі.

Компенсатори осевого переміщення (рис. 4.17) засновані на телескопічному принципі. Найбільш розповсюджений ковзний компенсатор з сальниковими ущільнювачами (сальникові компенсатори). Компенсатори такого типу здатні сприймати великі поздовжні переміщення, а їх конструкція не залежить від величин цих переміщень. Однак сальникові компенсатори вимагають постійного догляду (необхідно змінювати ущільнювальні деталі, перевіряти затягування та ін.). Через недостатню щільність їх застосування обмежене і допускається тільки на відкритому повітрі за межами приміщень.

В разі необхідності компенсатори можуть використовуватися як шарніри. У цьому випадку вони обладнуються тягами або стяжними болтами, що сприй-

мають зусилля від внутрішнього тиску. Шарнірні компенсатори можуть допускати тільки кутові переміщення.

Хвильові компенсатори загального призначення розташовують на ділянках, обмежених нерухомими опорами, які сприймають зусилля від внутрішнього тиску на хвилю компенсатора і зусилля від температурних деформацій. З огляду на невелику поперечну жорсткість, компенсатори рекомендується встановлювати між двома плоскими опорами і не застосовувати компенсатори з кількістю хвиль більше чотирьох. Кількість хвиль компенсаторів підбирається залежно від температурного видовження ділянки трубопроводу між нерухомими опорами.

Сальникові компенсатори, які не допускають поворотів, встановлюють між опорами тільки на прямолінійних ділянках. При недотриманні цього правила в компенсаторі утвориться перекид, що призведе до його заклинювання.

Хвильові і сальникові компенсатори встановлюють тільки на газопроводах чистого газу. На газопроводах брудного газу хвилі і сальники швидко забиваються пилом і компенсатор виходить з ладу.

Розрахунок П-, Z-, Г-подібних компенсаторів. Коли відстань між компенсаторами задана, то розрахунок компенсаторів полягає у виборі їх геометричних параметрів з умови сприйняття переміщень прямолінійної частини трубопроводу, які зумовлені впливом температури і внутрішнього тиску. Якщо трубопровід розташований в місці виходу трубопроводу на поверхню, то переміщення, на яке потрібно розраховувати компенсатор, складається з переміщень відповідної надземної ділянки і переміщення трубопроводу в місці виходу його з ґрунту. Коли ж геометричні параметри компенсатора задані, то його розрахунок зводиться до визначення граничних переміщень, які цей компенсатор може сприйняти, тобто до визначення відстані між компенсаторами.

Величина граничних переміщень для П-, Z- і Г-подібних компенсаторів згідно зі СНиП 2.05.06–85 визначається через напруження за формулою:

$$\sigma_{\text{комп}} + |\sigma_m| \leq R_2 - 0.5\sigma_{\text{кр}} \quad (4.78)$$

де $\sigma_{\text{комп}}$ – розрахункові поздовжні напруження в компенсаторі від зміни довжини трубопроводу під дією внутрішнього тиску, зміни температури та інших наван-

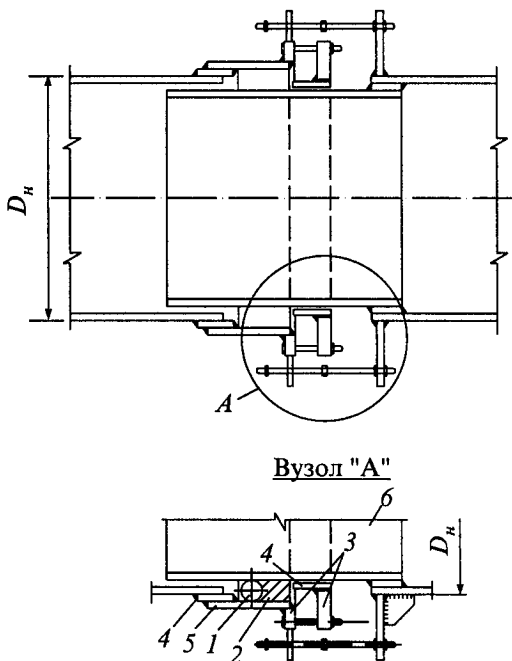


Рис. 4.17. Сальниковий компенсатор: 1 – дротяне кільце, 2 – азбестовий ущільнювач, 3 – фланці; 4 – кільця, 5 – обечайка, 6 – внутрішня напрямна труба

тажень і впливів; $|\sigma_M|$ – додаткові поздовжні напруження в компенсаторі від згину під дією поперечних і поздовжніх навантажень в розрахунковому перерізі компенсатора, які визначаються згідно з правилами будівельної механіки.

Щоб визначити $\sigma_{ком}$, знайдемо податливість компенсатора, тобто переміщення δ_{II} його кінця від одиничного зусилля H . Компенсатор в загальному випадку являє собою систему жорстко з'єднаних між собою прямолінійних ділянок і кругових відводів (рис. 4.18).

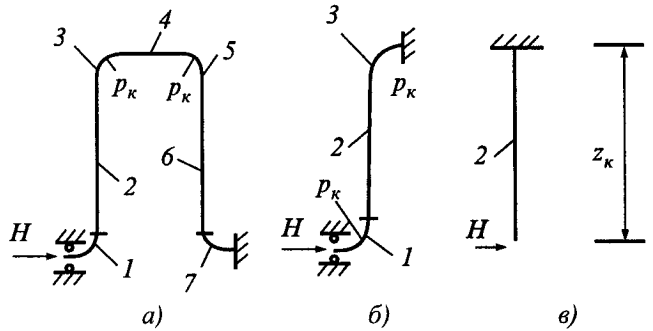


Рис. 4.18. Розрахункові схеми компенсаторів для визначення їх податливості: а – П-подібний, б – Z-подібний, в – Г-подібний

Для утвореної таким чином стержневої системи переміщення δ_{II} визначимо тільки від дії згинаючих моментів, знехтувавши впливом поздовжніх і поперечних сил:

$$\delta_{II} = \sum_1^n \delta_{li} = \sum_1^n \frac{\overline{M}_{li}^2}{EI_i} ds = \sum_1^n \int_0^{s_i} \frac{y_i^2}{EI_i} ds, \quad (4.79)$$

де n – кількість ділянок (наприклад, для схеми на рис. 4.18,а $n = 7$, на рис. 4.18,в – $n=1$); \overline{M}_{li} – згинальний момент в межах i -ї ділянки від одиничного зусилля $H=1$; EI_i – згинна жорсткість i -ї ділянки; y_i – відстань по вертикалі від рівня прикладання H до точок в межах i -ї ділянки.

Для найпростішого випадку Г-подібного компенсатора, який складається лише з однієї прямолінійної ділянки (рис. 4.18, в), податливість визначається:

$$\delta_{II}^{\Gamma} = \int_0^{l_k} \frac{y^2}{E_0 I} dy = \frac{1}{3E_0 I} \cdot y^3 \Big|_0^{l_k} = \frac{l_k^3}{3E_0 I}. \quad (4.80)$$

З аналогічних міркувань визначається податливість П-, Z-подібних компенсаторів, але при цьому потрібно враховувати коефіцієнти зменшення жорсткості відводу $k_{ж}$ і концентрації поздовжніх напружень m_k .

Зокрема, для П-подібного компенсатора:

$$\delta_{II}^{\Pi} = \frac{1}{E_0 I} \times \left(\frac{1}{k_{ж}} (\pi \rho_k l_k^2 - 2.28 \rho_k^2 l_k + 1.4 \rho_k^3) + 0.67 l_k^3 + l_n l_k^3 - 4 \rho_k l_k^2 + 2 \rho_k^2 l_k - 1.33 \rho_k^3 \right) \quad (4.81)$$

для Z-подібного:

$$\delta_{11}^Z = \frac{1}{E_0 I} \times$$

$$\times \left(\frac{1}{k_{ж}} (\pi \rho_k l_k^2 - 2.28 \rho_k^2 l_k + 1.4 \rho_k^3) + 0.67 l_k^3 - 2 \rho_k l_k^2 + 2 \rho_k^2 l_k - 1.33 \rho_k^3 \right) \quad (4.82)$$

У виразах (4.79) – (4.80):

l_k – виліт компенсатора;

l_n – ширина полицки компенсатора (для П-подібних);

ρ_k – радіус згину осі відводу.

Коефіцієнт зменшення жорсткості відводу $k_{ж}$ і коефіцієнт концентрації (інтенсифікації) поздовжніх напружень m_k знаходять з виразів:

$$k_{ж} = \lambda_k / 1.65, \quad (4.83)$$

$$m_k = 0.9 / \lambda_k^{2/3}, \quad (4.84)$$

де λ_k – гнучкість компенсатора:

$$\lambda_k = \frac{\delta \rho_k}{r_c^2}, \quad (4.85)$$

δ – товщина стінки відводу;

$r_c = (D_n - \delta) / 2$ – радіус серединної поверхні труби відводу.

Відпір компенсатора H_k , який отримав переміщення Δ_k в напрямку дії відпору – $H_k = \Delta_k / \delta_{11}$. Максимальний згинальний момент в перерізі, найбільш віддаленому від дії сили: $M_k = H_k \cdot y_{max} = \Delta_k \cdot l_k / \delta_{11}$. Максимальні поздовжні напруження, які виникають у відводі компенсатора, визначають з врахуванням концентрації напружень m_k і зменшення жорсткості $k_{ж}$ (для Г-подібних $m_k = k_{ж} = 1$):

$$\sigma_{комт} = \frac{M}{W} m_k = \frac{\Delta_k l_k}{\delta_{11} W} m_k.$$

Цією формулою користуються для визначення напружень у Г- П-, і Z-подібних компенсаторах, підставляючи у неї значення δ_{11} з (4.80), (4.81) і (4.82) відповідно.

Зокрема, для Г-подібних компенсаторів, враховуючи, що для тонкостінної труби $I = \pi \delta D_{сер}^3$, $W = \pi \delta D_{сер}^2$, одержимо:

$$\sigma_{комт} = \frac{\Delta_k l_k}{\delta_{11}^I \cdot W} m_k = \frac{\Delta_k l_k}{W} \cdot \frac{3 E_0 I}{l_k^3} \cdot I \approx \frac{3 E_0 D_n \Delta_k}{2 l_k^2}. \quad (4.86)$$

Вирази для визначення $\sigma_{комт}$ у П- і Z-подібних компенсаторах мають відповідно вигляд:

$$\sigma_{комт} = \frac{0.5 E_0 D_n l_k m_k \Delta_k}{\delta_{11}^П \cdot E_0 I}; \quad (4.87)$$

$$\sigma_{комт} = \frac{E_0 D_n l_k m_k \Delta_k}{\delta_{11}^Z \cdot E_0 I}. \quad (4.88)$$

Приклад 5. Визначити компенсуючу здатність П-подібного компенсатора, влаштованого в середині надземної ділянки газопроводу з труб 1020×11мм з робочим нормативним тиском 7 МПа. Труби виготовлено зі сталі марки 17Г1С-Т. Надземна ділянка трубопроводу належить до II категорії. Компенсатор розташований у горизонтальній площині і обпертий таким чином, що $|\sigma_M| = 0$. Геометричні параметри компенсатора: виліт – $l_k = 6.0$ м, полицка – $l_n = 3.0$ м, радіус згину осі відводу – $\rho_k = 1.0$ м.

$$3 \text{ (4.87) знаходимо: } \Delta_{k,max} = \frac{\sigma_{комп} \delta_{11}^{II} \cdot E_0 I}{0.5 E_0 D_n l_k m_k}.$$

Максимально допустимі напруження в компенсаторі за (4.78):
 $\sigma_{комп} = R_2 - 0.5 \sigma_{кц}$.

Знаходимо проміжні величини, які входять до наведених виразів:

$$\text{За (4.1): } R_2 = \frac{R_2^u m}{k_2 k_n} = \frac{412 \cdot 0.75}{1.15 \cdot 1.0} = 269 \text{ МПа,}$$

$$R_2^u = 412 \text{ МПа за табл. 4.1,}$$

$$m = 0.75 \text{ за табл. 4.1,}$$

$$k_2 = 1.15 - \text{за табл. 4.4,}$$

$$k_n = 1.0 - \text{за табл. 4.5}$$

$$\text{За (4.33): } \sigma_{кц} = n p D_{от} / 2 \delta = 1.1 \cdot 7 \cdot (1020 - 2 \cdot 11) / (2 \cdot 11) = 349 \text{ МПа.}$$

$$n = 1.10 - \text{за табл. 4.6}$$

$$\sigma_{комп} = R_2 - 0.5 \sigma_{кц} = 269 - 0.5 \cdot 349 = 95 \text{ МПа.}$$

Визначаємо гнучкість компенсатора, коефіцієнти концентрації напружень і зменшення жорсткості відводу:

$$\text{За (4.85): } \lambda_k = \frac{\delta \rho_k}{r_c^2} = \frac{11 \cdot 1000}{((1020 - 11) / 2)^2} = 0.043.$$

$$\text{За (4.84): } m_k = 0.9 / \lambda_k^{2/3} = 0.9 / 0.043^{2/3} = 7.31.$$

$$\text{За (4.83): } k_{ж} = \lambda_k / 1.65 = 0.043 / 1.65 = 0.026.$$

За (4.81) обчислюємо податливість П-подібного компенсатора:

$$\delta_{11}^{II} = \frac{1}{E_0 I} \left(\frac{1}{0.026} (\pi \cdot 1 \cdot 6^2 - 2.28 \cdot 1^2 \cdot 6 + 1.4 \cdot 1^3) + 0.67 \cdot 6^3 + 3 \cdot 6^2 - 4 \cdot 1 \cdot 6^2 + 2 \cdot 1^2 \cdot 6 - 1.33 \cdot 1^3 \right) = \frac{3997}{E_0 I}.$$

Тоді компенсуюча здатність:

$$\Delta_{k,max} = \frac{\sigma_{комп} \delta_{11}^{II} \cdot E_0 I}{0.5 E_0 D_n l_k m_k} = \frac{95 \cdot 3997}{0.5 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 1.02 \cdot 6 \cdot 7.31} = 0.082 \text{ м} = 82 \text{ мм}$$

Отже, для того, щоб міцність компенсатора із заданими параметрами забезпечувалася, максимальні сумарні поздовжні переміщення трубопроводу в місці примикання його до компенсатора не повинні перевищувати 82 мм.

Додаткові напруження від згину $|\sigma_M|$ визначають в розрахунковому перерізі компенсатора. Наприклад, для Г-подібного компенсатора (рис. 4.18, в), розта-

шованого в горизонтальній площині або під деяким кутом до горизонту, розрахунковим перерізом буде переріз у защемленні, оскільки в ньому виникають максимальні напруження $\sigma_{комн}$ від дії H_k . Для горизонтального П-подібного компенсатора (рис. 4.18, а), який має опору посередині полички, розрахунковим буде переріз в місці з'єднання кругового відводу 3 і полички 4.

Розрахункові переміщення надземних ділянок трубопроводів слід визначати від максимального підвищення температури стінок труби ($\Delta t > 0$) і внутрішнього тиску (видовження труби), а також від найбільшого зниження температури стінок ($\Delta t < 0$) і відсутності внутрішнього тиску (скорочення труби). Для зменшення розмірів компенсаторів застосовують їх попереднє розтягування або стискання, величина яких залежить від температури, при якій здійснюють зварювання замикаючих стиків.

Розрахункове поздовжнє переміщення надземної ділянки трубопроводу з компенсаторами визначають:

- при $\Delta t > 0$ і $p \neq 0$ (видовження):

$$\Delta_k = \varepsilon_{np} l = [(0.5 - \mu) \sigma_{кц} / E + \alpha \Delta t] l, \quad (4.89)$$

l – довжина надземної ділянки труби, деформації якої компенсуються, дорівнює відстані між нерухожими опорами;

- при $\Delta t < 0$ і $p = 0$ (скорочення):

$$\Delta_k = \varepsilon_{np} l = -\alpha \Delta t l. \quad (4.90)$$

При розрахунку компенсаторів, як правило, приймають $\Delta t = \pm 50^\circ\text{C}$.

Дійсне переміщення надземної ділянки буде меншим, оскільки в компенсаторі виникає реакція відпору H_k , яка дещо обмежує видовження або скорочення трубопроводу. Реакцію відпору компенсаторів H_k при поздовжніх переміщеннях надземного трубопроводу визначають з виразів:

$$\text{для Г-подібного компенсатора:} \quad H_k = \frac{W \sigma_{комн}}{l_k}; \quad (4.91)$$

$$\text{для П- і Z-подібних:} \quad H_k = \frac{2W \sigma_{комн}}{m_k l_k}. \quad (4.92)$$

З врахуванням відпору компенсатора видовження (скорочення) відкритої ділянки трубопроводу становитиме: $\Delta_k = [(0.5 - \mu) \sigma_{кц} / E + \alpha \Delta t \pm H_k / EA] l$.

Підставляючи значення $\sigma_{комн}$ з (4.86) у (4.89), а також враховуючи, що для тонкостінної труби $W/A \approx D_n/4$, при $\mu = const = 0.3$, після нескладних перетворень одержимо для Г-подібного компенсатора:

$$\Delta_k = \frac{(0.2 \sigma_{кц} / E + \alpha \Delta t) \cdot l}{1 + 3D_n^2 l / (2l_k)^3}. \quad (4.93)$$

Приклад 6. Перевірити міцність Г-подібних компенсаторів, встановлених в горизонтальній площині по кінцях надземного переходу нафтопроводу з труб 530×8 мм через гірську річку (рис. 4.19). Труби електрозварні прямошовні зі сталі 17ГС. Нормативний робочий тиск в нафтопроводі – 3.0 МПа, густина нафти

900 кг/м³. Виліт компенсаторів 5 м. Компенсатори встановлені без попереднього розтягування або стискання. Надземний перехід належить до I категорії. Момент опору перерізу труби $W=1687 \text{ см}^3$. При визначенні переміщень надземної ділянки прийняти, що метал труб працює у пружній стадії.

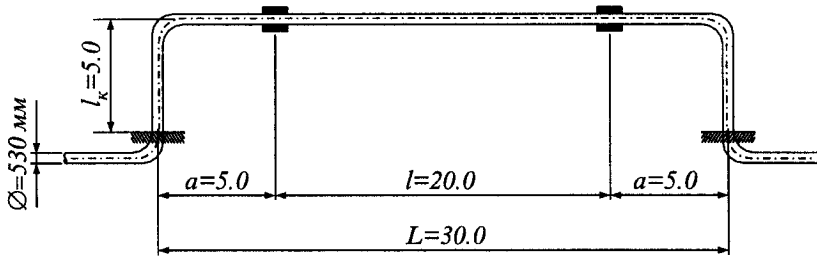


Рис. 4.19. План двоконсольного балкового переходу з Г-подібними компенсаторами

Перевірку міцності компенсатора виконуємо за (4.78).

$$\text{За (4.1): } R_2 = \frac{R_2^y m}{k_2 k_n} = \frac{353 \cdot 0.75}{1.15 \cdot 1.0} = 230 \text{ МПа,}$$

$$R_2^y = 353 \text{ МПа за табл. 4.1,}$$

$$m = 0.75 \text{ за табл. 4.1,}$$

$$k_2 = 1.15 \text{ – за табл. 4.4,}$$

$$k_n = 1.0 \text{ – за табл. 4.5}$$

$$\text{За (4.33) } \sigma_{кн} = n p D_{вн} / 2\delta = 1.10 \cdot 3 \cdot (530 - 2 \cdot 8) / (2 \cdot 8) \approx 106 \text{ МПа,}$$

$$n = 1.10 \text{ за табл. 4.6}$$

Обчислюємо максимальне видовження (4.89) і скорочення (4.90) надземної ділянки при температурному перепаді $\Delta t = \pm 50^\circ\text{C}$:

-видовження:

$$\Delta_k = [0.2 \sigma_{кн} / E_0 + \alpha \Delta t] l = [0.2 \cdot 106 / 2.06 \cdot 10^5 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 50] \cdot 30 \approx 0.0211 \text{ м;}$$

$$\text{- скорочення: } \Delta_k = \alpha \Delta t l = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-50) \cdot 30 \approx -0.018 \text{ м.}$$

Перевіримо, як впливає пружний відпір компенсатора на величину Δ_k за (4.93), наприклад при визначенні видовження надземної ділянки:

$$\Delta_k = \frac{(0.2 \sigma_{кн} / E_0 + \alpha \Delta t) \cdot l}{1 + 3 D_{вн}^2 l / (2 l_k)^3} = \frac{0.0211}{1 + 3 \cdot 0.53^2 \cdot 30 / (2 \cdot 5)^3} = \frac{0.0211}{1 + 0.0253} = 0.0206 \text{ м.}$$

Як видно з наведеного числового прикладу, пружний відпір компенсатора мало впливає на зміну довжини відкритої ділянки трубопроводу, тому на практиці в запас міцності цим впливом звичайно нехтують.

Напруження в Г-подібному компенсаторі обчислюємо за (4.86) за величиною видовження $\Delta_k = 0.0211 \text{ м}$, врахувавши, що воно сприймається обома компенсаторами:

$$\sigma_{конт} = 1.5 E_0 D_{вн} (\Delta_k / 2) / l_k^2 = 1.5 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 0.53 \cdot (0.0211 / 2) / 5^2 \approx 69.11 \text{ МПа.}$$

Далі визначаємо величину $|\sigma_m|$ в розрахунковому перерізі компенсатора (в заземленні). Розрахункова вага труби з продуктом (див. приклад визначення

навантажень на стор. 141–142): $q = 1.01 \cdot 1.1 + 1.83 \cdot 1.0 = 2.94$ кН/м. Снігове навантаження і ожеледь в розрахункову комбінацію не включається, оскільки Δ_k визначено при додатному температурному перепаді. Розрахунок системи можна виконати як ламаної статично невизначеної балки відповідними методами будівельної механіки. Наближено момент у защемленні визначають, прийнявши, що половину ваги компенсатора завдовжки l_k у вигляді зосередженої сили $P_k = ql_k/2$ прикладено на кінці консолі трубопроводу, а інша половина у вигляді рівномірно розподіленого навантаження прикладена безпосередньо до компенсатора поблизу защемлення на довжині $l_k/2$. Тоді момент у защемленні:

$$M_k = q(l_k/2)^2 / 2 = ql_k^2 / 8 = 2.94 \cdot 5^2 / 8 = 9.19 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

звідки $|\sigma_M| = M/W = 9.19 \cdot 10^3 / 1687 \cdot 10^{-6} \approx 5.45$ МПа.

Сумарна величина напружень у компенсаторі $\sigma_{\text{ком}} + |\sigma_M| = 69.11 + 5.45 = 74.56$ МПа.

За знайденими величинами виконуємо перевірку компенсатора:

$$\sigma_{\text{ком}} + |\sigma_M| = 74.56 \leq R_2 - 0.5\sigma_{\text{кл}} = 230 - 0.5 \cdot 106 = 177 \text{ МПа}.$$

Отже, міцність компенсаторів забезпечена. Розрахунок виконано без врахування поздовжніх переміщень трубопроводу на прилеглих підземних ділянках.

Вплив поздовжніх переміщень трубопроводу на підземних ділянках. Ці переміщення враховують при розрахунку надземних переходів трубопроводів, зокрема при визначенні Δ_k для П- і Z- і Г-подібних компенсаторів, до яких безпосередньо примикають підземні ділянки.

Як і в задачі про поздовжню стійкість підземного трубопроводу, при визначенні величини поздовжніх переміщень підземного трубопроводу розглядають дві моделі ґрунту: 1) пружну, коли величина дотичних напружень по периметру труби пропорційна до переміщень трубопроводу (аналог Вінклерової основи при розгляді поперечних переміщень трубопроводу); 2) жорстко-пластичну, коли величина дотичних напружень досягає деякого граничного значення і не залежить від величини переміщень. У загальному випадку по довжині напівбезмежного трубопроводу поблизу місця прикладення до нього осьового зусилля N_0 реалізуються обидві схеми (рис. 4.20).

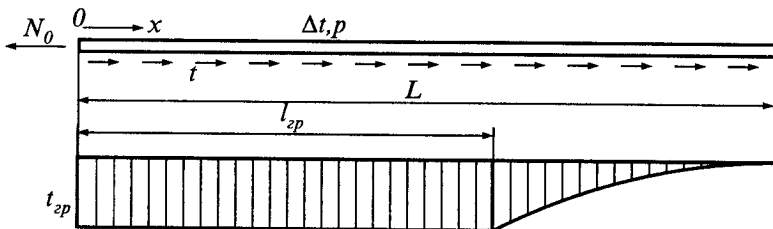


Рис. 4.20. Розрахункова схема ділянки трубопроводу

Для виникнення ділянки граничної рівноваги необхідно, щоб по довжині трубопроводу реалізувалися достатні поздовжні переміщення. Для напівбезмеж-

ного трубопроводу критерієм виникнення ділянки граничної рівноваги є виконання умови:

$$\frac{S\gamma}{t_{zp} \left(1 + \frac{\eta}{EA\gamma} \right)} > 1, \quad (4.94)$$

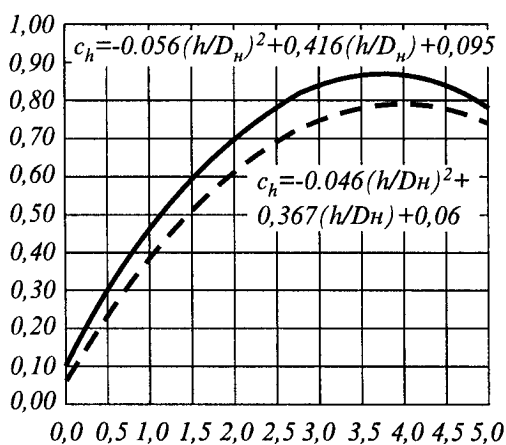
де S – еквівалентне поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу за (4.68); η – жорсткість конструкції, прилеглої до підземної ділянки, тобто зусилля, яке викликає одиничне переміщення (величина, обернено пропорційна податливості). Для конструкцій різних типів, які прилягають до підземних ділянок, η визначають за допомогою класичних методів будівельної механіки, наприклад, методом сил; A – площа поперечного перерізу стінок труби; γ – параметр, який характеризує співвідношення опору ґрунту поздовжнім переміщенням труби до її поздовжньої жорсткості:

$$\gamma = \sqrt{\frac{\pi D_n c_{x0}}{EA}}, \quad (4.95)$$

c_{x0} – узагальнений коефіцієнт дотичного опору ґрунту. Величина c_{x0} зменшується зі збільшенням коефіцієнта пористості для всіх типів ґрунтів. Для глинистих ґрунтів c_{x0} дещо зростає із збільшенням числа пластичності. Орієнтовні значення цього коефіцієнта: для пісків – 0.019...0.033 МПа/см; суглинків і супісків – 0.020...0.038 МПа/см; глин – 0.030...0.045 МПа/см;

t_{zp} – граничний опір ґрунту зсуву, що, як і граничний опір ґрунту поперечним переміщенням q_{zp} (див. 4.65 і 4.66), визначається механічними властивостями ґрунту, а також глибиною закладання і діаметром трубопроводу:

$$t_{zp} = (q + 2\gamma_c c_h \pi D_n^2) \tan \varphi + 0.6 \pi D_n c, \quad (4.96)$$



де q – вага трубопроводу з продуктом; γ_c – питома вага ґрунту; D_n – зовнішній діаметр трубопроводу; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту; c – зчеплення ґрунту; c_h – коефіцієнт, що враховує можливість утворення склепіння руйнування і визначається залежно від співвідношення висоти засипки над трубою h до її діаметра D_n за рис. 4.21.

Якщо критерій (4.94) виконується, переміщення трубопроводу в місці виходу його з ґрунту, нехтуючи для спрощення пружним відпором надземної конструкції, визначають з виразу:

$$u_0 \approx \frac{1}{2EA} \left(\frac{S^2}{t_{zp}} + \frac{t_{zp}}{\gamma^2} \right) \quad (4.97)$$

Рис. 4.21. Значення коефіцієнта c_h

Ці переміщення збираються з ділянки завдовжки L :

$$L = \frac{3}{\gamma} + \frac{S - \eta u_0}{t_{zp}} \quad (4.98)$$

Якщо критерій не виконується, тобто ділянка граничної рівноваги не виникає, переміщення вільного кінця u_0 і довжина ділянки L , на якій ці переміщення накопичуються, визначаються за формулами:

$$u_0 = \frac{S}{EA\gamma + \eta} \quad (4.99)$$

$$L = \frac{1}{\gamma} \ln \frac{0.05 t_{zp}}{(S - \eta u_0) \gamma} \quad (4.100)$$

Приклад 7. Перевірити міцність компенсаторів по кінцях надземного переходу, описаного в *прикладі 6*. Порівняти значення поздовжніх переміщень надземної і підземних ділянок трубопроводу, що примикають до компенсаторів. Підземна ділянка засипана пухким пилюватим піском з такими характеристиками $\varphi = 15^\circ$; $c = 2.0$ кПа, $\gamma_s = 15.5$ кН/м³. Узагальнений коефіцієнт дотичного опору ґрунту $c_{x0} = 0.019$ МПа/см. Глибина закладання трубопроводу (до верхньої твірної труби) – 1.0 м. Температурний перепад для підземної ділянки: $+20^\circ\text{C}$. Геометричні характеристики перерізу труби 530x8 мм: $A = 131$ см²; $W = 1687$ см³; $I = 44700$ см⁴.

Спочатку визначаємо, чи виникає поблизу виходу трубопроводу на поверхню ділянка граничної рівноваги за допомогою критерію (4.94):

$$\frac{S\gamma}{t_{zp} \left(1 + \frac{\eta}{EA\gamma} \right)} = \frac{925 \cdot 10^3 \cdot 0.0342}{7.78 \cdot 10^3 \cdot \left(1 + \frac{2210 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.0342} \right)} \approx 3.97 > 1,$$

де $S = [0.2\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t] A = [0.2 \cdot 106 \cdot 10^6 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 20] \cdot 131 \cdot 10^{-4} \approx 925$ кН – за (4.68);

$$\gamma = \sqrt{\frac{\pi D_{ш} c_{x0}}{EA}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot 53 \cdot 0.019 \cdot 10^6}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4}}} = 0.0342 \text{ м}^{-1} \text{ – за (4.95)}$$

$$t_{zp} = (2.94 + 2 \cdot 15.5 \cdot 0.681 \cdot \pi \cdot 0.53^2) \tan 15^\circ + 0.6\pi \cdot 0.53 \cdot 2 = 7.78 \text{ кН/м – за (4.96)}$$

$q = 2.94$ кН/м – розрахункова вага труби з продуктом (див. *приклад 6*);

$c_h = -0.056(1/0.53)^2 + 0.416(1/0.53) + 0.095 = 0.681$ (рис. 4.21, крива для піщаних ґрунтів);

$$\eta_k = 1/\delta_{II}^I = 3EI/l_k^3 = 3 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8} / 5^3 \approx 2210 \text{ кН/м – за (4.80).}$$

Отже, поблизу виходу трубопроводу на поверхню утворюється ділянка граничної рівноваги. Поздовжні переміщення трубопроводу за (4.97) становлять:

$$u_0 = \frac{1}{2EA} \left(\frac{S^2}{t_{zp}} + \frac{t_{zp}}{\gamma^2} \right) = \frac{1}{2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4}} \left(\frac{(925 \cdot 10^3)^2}{7.78 \cdot 10^3} + \frac{7.78 \cdot 10^3}{0.0342^2} \right) \approx 0.022 \text{ м.}$$

Ці переміщення збираються з ділянки завдовжки

$$L = \frac{3}{\gamma} + \frac{S - \eta_k u_0}{t_{,p}} = \frac{3}{0.0342} + \frac{925 \cdot 10^3 - 2210 \cdot 10^3 \cdot 0.022}{7.78 \cdot 10^3} \approx 200 \text{ м.}$$

Як видно з результатів розрахунку, для цього конкретного прикладу величина поздовжніх переміщень підземної ділянки з одного боку від переходу становить 2.2 см і перевищує поздовжні деформації надземної ділянки – 2.1 см (див. *приклад б*). Перевіримо тепер міцність компенсатора, описаного в *прикладі б*, на дію сумарних переміщень ділянок, прилеглих до компенсатора: $\Delta_k = 0.021/2 + 0.022 \approx 0.033$ м. Від цих переміщень в Г-подібному компенсаторі виникають напруження за (4.86):

$$\sigma_{\text{комт}} = 1.5 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 0.53 \cdot 0.033/5^2 \approx 216.18 \text{ МПа.}$$

Враховуючи додаткові поздовжні напруження від згину (див. *приклад б*), виконуємо перевірку компенсатора:

$$\sigma_{\text{комт}} + |\sigma_M| = 216.18 + 5.45 = 221.63 < R_2 - 0.5\sigma_{\text{кш}} = 230 - 0.5 \cdot 106 = 177 \text{ МПа.}$$

Умова не виконується, тобто міцність компенсаторів не забезпечується.

Отже, поздовжні переміщення підземних ділянок, прилеглих до надземних, суттєво впливають на напружено-деформований стан останніх і повинні враховуватися, як це і вимагається за СНиП 2.05.06–85. Неврахування переміщень трубопроводу в місці виходу його з ґрунту може призвести до вичерпання несучої здатності елементів трубопроводу.

Щоб в розглянутому вище *прикладі 7* забезпечити міцність компенсаторів, можливо застосувати два принципові рішення:

- 1) зменшити поздовжню жорсткість системи, наприклад зміною параметрів Г-подібних компенсаторів (збільшенням їх вильоту) або заміною їх на П- або Z-подібні, які завдяки своїй формі мають більшу компенсуючу здатність;
- 2) сприйняти переміщення підземної ділянки встановленням масивного бетонного упора поблизу місця виходу трубопроводу з ґрунту.

Поздовжні переміщення трубопроводу в місці виходу його з ґрунту потрібно також обов'язково враховувати під час розрахунків надземних переходів таких типів: балкових прямолінійних без компенсації поздовжніх деформацій; аркових, в яких труба виступає несучим елементом; висячих у вигляді нитки, що провисає, та в деяких інших випадках.

При **естакадному прокладанні** систему трубопроводів укладають на спеціальні несучі прогонові будови (рис. 4.22), які являють собою прості інженерні споруди. Такі системи широко застосовуються на підприємствах хімічної, енергетичної, нафтової та інших галузей промисловості, де вони можуть нести велику кількість труб різних діаметрів (від 50... 100 мм до 2...3 м).

Прогонові будови естакад виконують, як правило, у вигляді просторових стержневих конструкцій, габарити яких залежать від поперечного перерізу трубопроводної системи. У більшості випадків це ферми з паралельними поясами, зв'язані між собою в просторовий блок, з обпиранням трубопроводу на будь-якому його рівні. Застосовують також несучі прогонові будови у вигляді залізобетонних або металевих балок, шпренгельних систем.

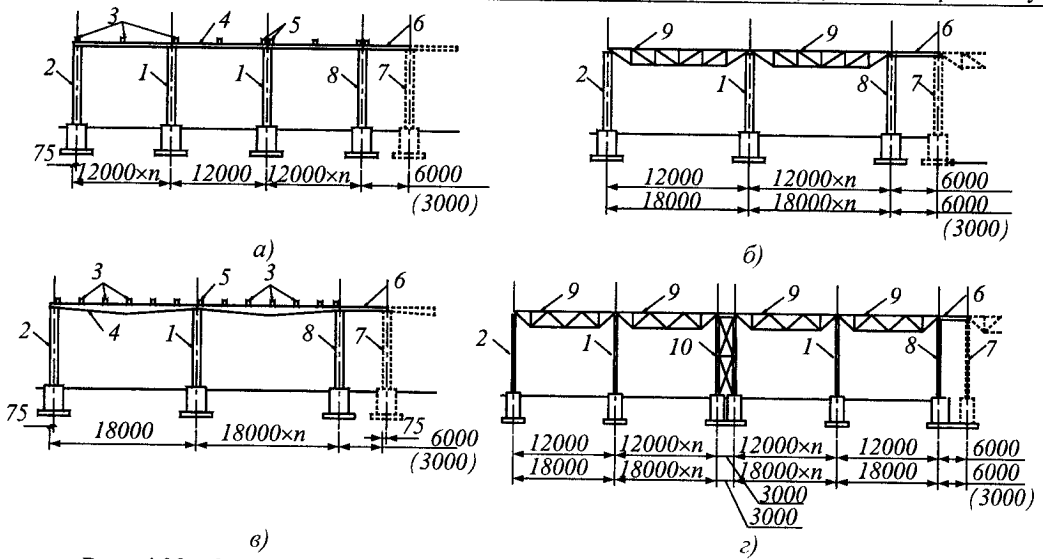


Рис. 4.22. Одноярусні естакади серії 3.015-2/82: а, б – повністю залізобетонні (L температурного блока = 36...72 м); в – комбіновані зі сталевими прогоновими будівлями і залізобетонними опорами (L = 24...72 м); г – повністю металеві (L = 27...75 м для прогонів 12 м, L = 39...75 м для прогонів 18 м); 1 – проміжна колона; 2 – кінцева колона естакади; 3 – рядові траверси; 4 – поздовжня балка; 5 – підсилені траверси; 6 – вставка; 7 – продовження естакади; 8 – кінцева колона температурного блока; 9 – поздовжні ферми; 10 – анкерна опора

4.3.2. Розрахунок балкових трубопроводів

Розрахунок трубопроводів балкового прокладання виконують з умови, що труба одночасно є елементом будівельної конструкції (тобто на неї діють вертикальні і горизонтальні навантаження від власної ваги, ваги продукту, снігу, вітру, зміни температури тощо) і технологічним елементом, що зазнає дії внутрішнього тиску. Зусилля від зовнішніх навантажень знаходять за правилами будівельної механіки як для одно- або багатопрогонних балок, а зусилля від внутрішнього тиску – як для тонкостінних оболонок. Величини зусиль та їх можливі комбінації встановлюють на основі СНиП 2.05.06–85 і СНиП 2.01.07–85. Під час визначення вітрового навантаження необхідно враховувати його пульсаційну складову і, при потребі, виконувати перевірку на вітровий резонанс.

При естакадному прокладанні трубопроводи зазнають впливу лише внутрішнього тиску і температури (у випадку відсутності компенсації температурних деформацій), а вертикальні і горизонтальні зусилля від зовнішніх силових впливів сприймають конструкції естакади.

Перевірка міцності надземних трубопроводів згідно зі СНиП 2.05.06–85 виконується залежно від їх статичної схеми і можливості виникнення резонансних коливань:

Випадок 1. Для багатопрогонових балкових систем за відсутності резонансу, а також для однопрогонових прямолінійних переходів без компенсації поздовжніх деформацій перевірка виконується за умовами:

- від розрахункових навантажень і впливів:

$$|\sigma_{npN}| \leq \psi_4 R_2; \quad (4.101)$$

$$|\sigma_{np.M}| \leq 0.635 R_2 (1 + \psi_4) \cdot \sin \frac{(\sigma_{np.N} + \psi_4 R_2) \pi}{(1 + \psi_4) R_2}; \quad (4.102)$$

- від нормативних навантажень і впливів:

$$\sigma_{np}'' \leq \psi_3 \frac{m}{0.9 k_{II}} R_2'', \quad (4.103)$$

де $\sigma_{np.N}$ – поздовжні осьові напруження від розрахункових навантажень і впливів (без врахування напружень від згину), приймаються додатними при розтягу; $\sigma_{np.M}$ – абсолютне значення максимальних напружень від згину під дією розрахункових навантажень і впливів (без врахування осьових напружень); ψ_3 – коефіцієнт, що враховує двовісний напружений стан металу труб; при $\sigma_{np.N} \geq 0$ (розтяг) $\psi_3 = 1$; при $\sigma_{np.N} < 0$ (стиск) визначається за (4.47).

Випадок 2. В інших випадках (наприклад, для однопрогонових балкових переходів з компенсацією поздовжніх деформацій) перевірку на міцність надземних трубопроводів виконують за умовою:

$$|\sigma_{np}| \leq \psi_4 R_2, \quad (4.104)$$

де σ_{np} – максимальні поздовжні напруження в трубопроводі від розрахункових навантажень і впливів; ψ_4 – коефіцієнт, що враховує двовісний напружений стан металу труб; при $\sigma_{np} \leq 0$ (розтяг) $\psi_4 = 1$; при $\sigma_{np} < 0$ (стиск) визначається за формулою:

$$\psi_4 = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{\sigma_{кш}}{R_2} \right)^2} - 0.5 \frac{\sigma_{кш}}{R_2}. \quad (4.105)$$

Поздовжні зусилля і згинальні моменти від зовнішніх навантажень і впливів в балкових, шпренгельних, висячих і аркових надземних трубопроводах визначають за загальними правилами будівельної механіки, враховуючи наявність внутрішнього тиску. Розглянемо детальніше ці зусилля і напруження, які вони викликають в стінках труби, залежно від схеми надземної ділянки.

Поздовжні напруження від осьових зусиль. Від внутрішнього тиску в стінках труби виникають кільцеві напруження (4.33) незалежно від умов закріплення трубопроводу, а також поздовжні напруження, величину яких визначають залежно від наявності заглушок, засувок, а також свободи поздовжніх деформацій:

а) за наявності заглушок, засувок, поворотів труби і повній свободі поздовжніх деформацій – поздовжні напруження $\sigma_{np.p} = 0.5 \sigma_{кш}$ згідно з (4.27);

б) за відсутності поздовжніх деформацій, тобто у разі защемлення кінців відкритого прямолінійного трубопроводу $\sigma_{np.p} = \mu \sigma_{кш}$ за (4.26). Такі ж поздовжні

напруження від внутрішнього тиску виникають на прямолінійних ділянках підземних трубопроводів.

Отже, осьові поздовжні напруження в стінах труби від внутрішнього тиску є розтяжними, а їх величина, залежно від умов закріплення кінців, становить від $0.3 \sigma_{кш}$ до $0.5 \sigma_{кш}$.

При зміні температури стінок трубопроводу, довжина якого не може змінюватися внаслідок защемлення, виникають поздовжні напруження, які визначають за (4.28). Якщо ж трубопровід має свободу поздовжніх деформацій, то температурні напруження в ньому не виникають. Натомість в ньому розвиваються поздовжні деформації $\epsilon_{np,\Delta} = \alpha \Delta t$.

Крім внутрішнього тиску і перепаду температури, поздовжні напруження в надземних балкових трубопроводах можуть виникати внаслідок їх роботи у складі будівельної системи. Якщо трубопровід є елементом, наприклад, шпренгельної системи (сприймає розпір), то в межах прогону шпренгеля (відстань l на рис. 4.13, б) додаткові поздовжні напруження становлять $\sigma_{np,N} = H_{sys}/A$, де H_{sys} – поздовжні зусилля в трубопроводі як в елементі будівельної системи (у цьому випадку шпренгельної) від дії вертикально силового навантаження (розпір шпренгеля).

Для багатопрогонових трубопроводів з обпіранням на проміжні рухомі опори при визначенні поздовжніх напружень потрібно враховувати силу тертя на опорах. Коефіцієнт тертя при цьому приймається більшим або меншим залежно від того, що є більш небезпечним для цього випадку (див. розділ про опори трубопроводів).

Поздовжні напруження від дії згинальних моментів в балкових трубопроводах знаходять як для балок трубчастого перерізу за формулою $\sigma_{npM} = M/W$, де M – згинальний моментів в розрахунковому перерізі трубопроводу, W – момент опору труби. При дії моментів у вертикальній та горизонтальній площинах розрахунок виконують на їх рівнодійну, яку визначають за формулою

$$M = \sqrt{M_{верт}^2 + M_{гор}^2}, \quad (4.106)$$

де $M_{верт}$ і $M_{гор}$ – згинальні моменти відповідно у вертикальній і горизонтальній площинах.

Згинальний момент $M_{верт}$ для багатопрогонових переходів визначають залежно від способу монтажу відкритої ділянки. У практиці будівництва магістральних трубопроводів засосовують два способи монтажу балкових трубопроводів.

За першим, який називають нерозрізним, ділянку труби, що дорівнює загальній довжині відкритого переходу, за допомогою трубоукладачів монтують на опори. В цьому випадку максимальний згинальний момент виникає на опорах і визначається за загальними правилами будівельної механіки. Наприклад, при однаковій довжині l середніх прогонів $M_{он} = ql^2/12$, де q – сума інтенсивностей всіх вертикальних навантажень, що входять до розрахункового сполучення навантажень (власна вага труби, вага продукту, сніг тощо).

За розрізним способом монтажу труби укладають на опори окремими секціями, які потім зварюють між собою. Розрахункова схема такого переходу при дії власної ваги труби – однопрогонова шарнірно обперта балка, максимальний момент в якій виникає в середині прогону: $M_{l/2}^{mp} = q_{mp}l^2/8$, де q_{mp} – погонна вага труби. Після зварювання окремих секцій трубопровід перетворюється у багатопрогонову балку і за цією розрахунковою схемою працює на експлуатаційні навантаження (вага продукту, сніг тощо). Максимальний момент від експлуатаційних навантажень виникає, як і при нерозрізному способі монтажу, над опорами і становить $M_{on}^{ексн} = (q - q_{mp})l^2/12$, а момент посередині прогону – $M_{l/2}^{ексн} = (q - q_{mp})l^2/24$. Залежно від співвідношення ваги труби та інтенсивності експлуатаційних навантажень за розрахунковий приймають або момент в прогоні $M_{l/2} = [q_{mp}/8 + (q - q_{mp})/24]l^2$, або над опорами $M_{on} = M_{on}^{ексн} = (q - q_{mp})l^2/12$.

При визначенні величини згинальних моментів для безкомпенсаторних балкових переходів у загальному випадку потрібно враховувати поперечні переміщення трубопроводу на прилеглих підземних ділянках. Врахування цих переміщень в розрахунках полягає в заміні жорсткого защемлення трубопроводу в місці виходу з ґрунту пружним або пружно-податливим, внаслідок чого момент на опорі зменшується, а в прогоні зростає.

Крім згинального моменту, в перерізі безкомпенсаторного балкового переходу діє поздовжнє осьове стискальне зусилля від внутрішнього тиску і температурного перепаду. Величина цього зусилля залежить від прогинів переходу і поздовжніх переміщень трубопроводу на прилеглих підземних ділянках. Тому безкомпенсаторні балкові переходи працюють в умовах поздовжньо-поперечного згину зі змінним стискальним зусиллям.

Використовуючи наведені вище міркування, знайдемо поздовжні напруження від осьових зусиль і згинальних моментів в балкових трубопроводах різних схем прокладання (прямолінійних з компенсацією поздовжніх деформацій, зигзагоподібних, прямолінійних без компенсації поздовжніх деформацій).

1) *Балкові прямолінійні трубопроводи з компенсацією поздовжніх деформацій* (див. рис. 4.9, 4.19). Поздовжні осьові напруження в стінках труби переходу з компенсаторами від внутрішнього тиску і перепаду температур визначають за формулою:

$$\sigma_{np.N} = (npA_{вн} - H_k)/A.$$

Якщо в запас міцності нехтувати відпором компенсатора H_k , то:

$$\sigma_{np.N} = npA_{вн}/A \approx 0.5 \sigma_{кр}. \quad (4.107)$$

Поздовжні напруження від дії згинальних моментів визначають за формулою $\sigma_{np.M} = M/W$, де M – згинальний момент в розрахунковому перерізі трубопроводу. Впливом внутрішнього тиску і перепаду температури на величину згинального моменту звичайно нехтують, оскільки система самокомпенсуюча.

Згинальний момент в одно- і багатопрогонових переходах з компенсаторами, розташованими горизонтально або під кутом до горизонту визначають як в

одно- або багатопрогонних балках з консолями (рис. 4.23). При цьому наближено приймають, що половина ваги компенсатора прикладена у вигляді зосередженої сили на кінці консолі: $P_k = ql_k/2$, де q – погонне навантаження від власної ваги труби, ваги продукту та іншого вертикального навантаження, включеного в розрахункову комбінацію; l_k – виліт компенсатора. Максимальний прогін переходу одержують, коли опорні і прогонні моменти однакові за абсолютною величиною.

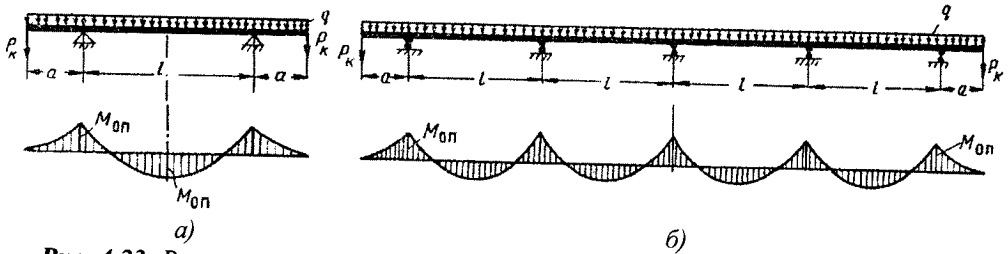


Рис. 4.23. Розрахункова схема переходів з компенсацією поздовжніх деформацій: а – однопрогонний двоконсольний перехід; б – багатопрогонний перехід з консолями по кінцях

Для схеми переходу на рис. 4.23, а:

$$M_{on} = -\left(P_k a + \frac{qa^2}{2}\right) = -\left(\frac{ql_k}{2} a + \frac{qa^2}{2}\right); \quad M_{l/2} = \frac{ql^2}{8} - M_{on}.$$

Прирівнявши $M_{on} = M_{l/2} = ql^2/16$, з одержаного квадратного рівняння маємо:

$$a = \sqrt{0.125l^2 + 0.25l_k^2} - 0.5l_k. \quad (4.108)$$

Для схеми переходу на рис. 4.23, б розрахунковими є опорні моменти. Згинальні моменти на крайніх і проміжних опорах при рівних прогонах дорівнюють відповідно:

$$M_{on,кр} = -\left(\frac{ql_k}{2} a + \frac{qa^2}{2}\right); \quad M_{on,пром} = \frac{ql^2}{12}.$$

Прирівнявши $M_{on,кр} = M_{on,пром}$ і розв'язавши одержане квадратне рівняння, одержуємо:

$$a = \sqrt{0.167l^2 + 0.125l_k^2} - 0.5l_k. \quad (4.109)$$

Якщо вважати, що до консолей прикладено лише рівномірно розподілене навантаження, а власна вага компенсатора сприймається самим компенсатором, то з наведених вище виразів для a , умовно прийнявши $l_k = 0$, знайдемо: для однопрогонних переходів з (4.108) $a = l/\sqrt{8} \approx 0.354l$, для багатопрогонних з (4.109) $a = l/\sqrt{6} \approx 0.408l$.

Моменти від вітрового навантаження визначають за розрахунковою схемою переходу в горизонтальній площині. Якщо наближено (в запас міцності) прийняти, що вітрове навантаження повністю передається на трубопровід і не сприймається компенсаторами, то розрахунковою схема компенсаторного переходу буде одно- або багатопрогонова нерозрізна балка з консолями або без під дією рівномірно розподіленого навантаження.

Перевірка однопрогонових переходів з компенсаторами, а також багатопрогонових, в яких можливе виникнення резонансних коливань, виконується за (4.104). Максимальні поздовжні напруження в трубопроводі від розрахункових навантажень і впливів σ_{np} , враховуючи (4.107), знайдемо з виразу:

$$\sigma_{np} = \sigma_{np.N} + \sigma_{np.M} \approx 0.5\sigma_{кц} + \frac{M}{W}. \quad (4.110)$$

Якщо надземний балковий перехід підсилений шпренгелем або вантами (рис. 4.13) і труба сприймає розпір, то під час визначення поздовжніх напружень у трубопроводі це потрібно враховувати. Поздовжні зусилля і згинальні моменти в балці, підсилений шпренгелем або вантами, визначають за правилами будівельної механіки.

Приклад 8. Визначити поздовжні напруження і виконати перевірку міцності однопрогонового двоконсольного балкового переходу з компенсаторами, описаного у *прикладі 6*, рис. 4.19. Трубопровід розташований у Львівській області, тип місцевості В, перша частота власних коливань становить 0.6 Гц. Повна величина нормативного вітрового навантаження з пульсаційною складовою включно – 0.16 кН/м (див. *приклад визначення величини вітрового навантаження на стор. 148–149*). Повне вертикальне розрахункове навантаження для труби 530×8 мм, якою транспортується нафта густиною 900 кг/м³ – $q = 2.94$ кН/м.

Поздовжні напруження від дії осевих зусиль знаходимо за (4.107):

$$\sigma_{np.N} = 0.5 \sigma_{кц} = 0.5 \cdot 106 = 53 \text{ МПа.}$$

Величина кільцевих напружень, визначена в *прикладі 6*: $\sigma_{кц} \approx 106$ МПа.

Для визначення положення розрахункового перерізу обчислюємо згинальні моменти від вертикального навантаження на опорі і в середині прогону:

$$M_{on,верт} = -0.5q(l_k a + a^2) = -0.5 \cdot 2.94(5 \cdot 5 + 5^2) = 73.5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{l/2,верт} = ql^2/8 - M_{on} = 2.94 \cdot 20^2/8 - 73.5 = 73.5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Моменти від вітрового навантаження:

$$M_{on,гор} = -0.5q_{вет}a^2 = -0.5 \cdot 0.19 \cdot 5^2 = 2.4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{l/2,гор} = q_{вет}l^2/8 - M_{on,гор} = 0.19 \cdot 20^2/8 - 2.4 = 7.1 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $q_{вет} = n \cdot 0.16 = 1.2 \cdot 0.16 \approx 0.19$ кН/м, $n = 1.2$ – коефіцієнт надійності для вітрового навантаження (табл. 4.6).

Отже, розрахунковим буде переріз посередині прогону, в якому

$$M_{l/2} = \sqrt{M_{l/2,верт}^2 + M_{l/2,гор}^2} = \sqrt{73.5^2 + 7.1^2} = 73.8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Величина поздовжніх напружень від згину:

$$\sigma_{np.M} = \frac{M}{W} = \frac{73.8 \cdot 10^3}{1687 \cdot 10^{-6}} = 43.74 \text{ МПа.}$$

Сумарні поздовжні напруження в трубопроводі $\sigma_{np} = \sigma_{np.N} + \sigma_{np.M} = 53 + 43.74 = 96.74 < \psi_4 R_2 = 1 \cdot 230 = 230$ МПа. Отже, міцність трубопроводу при дії розрахункових навантажень та впливів забезпечена. Коефіцієнт $\psi_4 = 1.0$, оскільки в стінках трубопроводу при цих впливах виникають осьові розтяжні напруження.

2) *Зигзагоподібне прокладання трубопроводів* (рис. 4.11). Такі схеми слід відносити до схем з компенсацією поздовжніх деформацій, оскільки переломи трубопроводу у вершинах змійки відіграють роль компенсаторів. Поздовжні напруження від внутрішнього тиску і перепаду температур, знехтувавши відпором компенсатора, як і в попередньому випадку, знаходимо за (4.107).

Крім того, внаслідок переломів осі трубопроводу, в ньому від дії внутрішнього тиску і температурного перепаду виникають додаткові поздовжнє зусилля $H_{p+\Delta t}$ і згинальний момент $M_{p+\Delta t}$, які визначаються з (4.75) і (4.76) відповідно.

Величина згинальних моментів у вертикальній і горизонтальній площинах від поперечного навантаження визначається, як у багатопрогеновій балці з однаковими прогонами:

$$M_{верт} = ql^2/12, M_{гор} = q_{вет}l^2/12,$$

де q – погонна вага трубопроводу з продуктом; $q_{вет}$ – вітрове навантаження

Рівнодійна згинального моменту обчислюється за (4.106), де $M_{гор} = M_{вет} + M_{p+\Delta t}$.

За розрахунковий переріз зигзагоподібного трубопроводу слід приймати точку перелому осі трубопроводу у вершині змійки. Величина поздовжніх напружень від дії осьових зусиль і згинальних моментів в цій точці становитиме відповідно:

$$\sigma_{np.N} = 0.5\sigma_{кч} - \frac{I3\cos\varphi}{f^2 \cdot A} [0.2\sigma_{кч} + \alpha E\Delta t], \quad (4.111)$$

$$\sigma_{np.M} = \frac{M}{W} + \frac{3I \cos\varphi}{f \cdot W} [0.2\sigma_{кч} + \alpha E\Delta t], \quad (4.112)$$

де A , I , W – відповідно площа поперечного перерізу стінки, момент інерції і момент опору труби; φ – кут відхилення осі трубопроводу від прямої, що з'єднує точки його виходу з ґрунту.

Перевірка міцності зигзагоподібного трубопроводу виконується залежно від можливості виникнення в ньому динамічних напружень від резонансних коливань за (4.104) або (4.101-4.103). Якщо міцність не забезпечується, місце перегину трубопроводу потрібно підсилити.

3) *Прямолінійне прокладання трубопроводів без компенсації поздовжніх деформацій* (рис. 4.12). Як вже зазначалося, балкові безкомпенсаторні переходи працюють в умовах поздовжньо-поперечного згину з різним ступенем защем-

лення кінців, який визначається механічними характеристиками ґрунтів, геометричними характеристиками перерізу трубопроводу, прогоном переходу. Для точного визначення параметрів напружено-деформованого стану такого переходу потрібно сумісно розглянути диференціальні рівняння деформованої осі трубопроводу на надземній і прилеглий підземній ділянках, врахувавши умови нерозривності деформацій в точці з'єднання ділянок та відповідні граничні умови. Розв'язання цієї задачі в описаній вище постановці досить складне і може бути виконано за методикою, описаною в [1].

Для з'ясування характеру роботи балкового безкомпенсаторного переходу розглянемо окремий випадок, коли в місці виходу трубопроводу з ґрунту встановлено спеціальні опори, які забезпечують жорстке защемлення кінців. В цьому разі зусилля і деформації, які виникають в перерізах надземної ділянки, можна визначити без врахування впливу прилеглих підземних ділянок. Розрахункову схему такого переходу зображено на рис. 4.24.

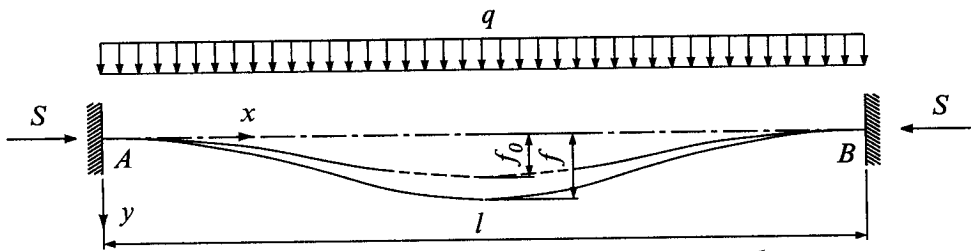


Рис. 4.24. Розрахункова схема балкового однопрогонового безкомпенсаторного переходу

У трубопроводі, завантаженому лише поперечним навантаженням q , згинальні моменти в защемленні і прогин в середині прогону визначають як для звичайної балки із зашкеленими кінцями:

$$M = \frac{ql^2}{12}, \quad f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}.$$

Створення в трубопроводі внутрішнього тиску p і збільшення температури на величину Δt викликає появу еквівалентного поздовжнього осьового стискального зусилля S в перерізі трубопроводу і поздовжнього зусилля N (додатного при розтягу) в стінках труби. Як було показано вище, ці величини зв'язані співвідношенням $S = 0.5\sigma_{\kappa A} - N$. На відміну від випадку, коли трубопровід строго прямолінійний і N та S , згідно з (4.68), залежать лише від p і Δt , у цьому випадку N та S залежатимуть і від його прогину. Щоб відшукати цю залежність, знайдемо співвідношення між поздовжніми деформаціями і переміщеннями трубопроводу. Для елементарної його ділянки можна записати:

$$\varepsilon_x \approx \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2. \quad (4.113)$$

Перший доданок правої частини рівності (4.113) – це деформації від переміщення кінців елементарної ділянки на величину du під дією N , p і Δt :

$$\frac{du}{dx} = \frac{N}{EA} + \alpha \Delta t - \mu \sigma_{кч}. \quad (4.114)$$

Другий доданок – деформації від поперечних переміщень внаслідок сумісної дії M і S – дорівнює різниці між довжиною зігнутої осі і довжиною хорди АВ (див. рис. 4.24). Для елементарного елемента:

$$ds - dx = dx \left(\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} - 1 \right) \approx \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (4.115)$$

Підставляючи (4.114) і (4.115) в (4.113) з врахуванням напрямків переміщень та інтегруючи по x , одержимо вираз для поздовжнього переміщення кінців відкритої ділянки трубопроводу:

$$u_0 \approx \int_0^l \left(\frac{N}{EA} + \alpha \Delta t - \frac{\mu \sigma_{кч}}{E} \right) dx - \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx. \quad (4.116)$$

Поздовжнє зусилля N в стінках труби у загальному випадку визначається з умов поздовжнього закріплення кінців надземної ділянки трубопроводу. В нашому випадку кінці нерухомі, тобто $u_0 = 0$.

Тепер, щоб визначити N , залишилося задатися формою зігнутої осі стержня. Для гнучкого стержня з жорстко защемленими кінцями з достатньою точністю можна записати: $y(x) = \frac{f}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right)$, де f – повний прогин стержня в середині прогону. Після підстановки виразу для $y(x)$ в (4.116) і врахувавши, що $u_0 = 0$, отримуюємо:

$$\left(\frac{N}{EA} + \alpha \Delta t - \frac{\mu \sigma_{кч}}{E} \right) l - \frac{\pi^2 f^2}{4l} = 0. \quad (4.117)$$

Як відомо з курсу опору матеріалів, повний прогин стержня в умовах поздовжньо-поперечного згину наближено можна подати у вигляді:

$$f = \frac{f_0}{1 - S/N_{cr}}, \quad (4.118)$$

де f_0 – прогин стержня лише від поперечного навантаження; $N_{cr} = 4\pi^2 EI/l^2$ – критична сила при втраті стійкості стержня із защемленими кінцями.

Враховуючи, що $N = 0.5 \sigma_{кч} A - S$, $\mu \approx 0.3$, після підстановки (4.118) в (4.117) одержимо:

$$(0.2 \sigma_{кч} + \alpha E \Delta t) A - S - \frac{\pi^2 f_0^2 EA}{4l^2} \cdot \frac{N_{cr}^2}{(N_{cr} - S)^2} = 0. \quad (4.119)$$

Ввівши позначення $\alpha_S = S/N_{cr}$, $\alpha_{pi} = (0.2\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t)A/N_{cr}$, $i = \sqrt{l/A}$ (радіус інерції труби), після виконання алгебраїчних перетворень остаточно одержимо рівняння

$$\alpha_S^3 - \alpha_S^2(2 + \alpha_{pi}) + \alpha_S(1 + 2\alpha_{pi}) - (\alpha_{pi} - f_0^2/16i^2) = 0, \quad (4.120)$$

розв'язавши яке відносно α_S , знайдемо еквівалентне осьове стискальне зусилля в перерізі трубопроводу: $S = \alpha_S N_{cr}$, повний прогин в середині прогону f з (4.118) і поздовжнє розтяжне зусилля в стінках труби:

$$N = 0.5\sigma_{кш}A - \alpha_S N_{cr}. \quad (4.121)$$

Згинальні моменти в защемленні становлять:

$$M = \frac{ql^2}{12} + \frac{S \cdot f}{2}. \quad (4.122)$$

Поздовжні напруження в стінках труби однопрогонового безкомпенсаторного переходу:

- від осьових розтяжних зусиль:

$$\sigma_{np.N} = N/A = 0.5\sigma_{кш} - \alpha_S N_{cr}/A; \quad (4.123)$$

- поздовжні напруження від згинальних моментів:

$$\sigma_{np.M} = \frac{M}{W} = \frac{1}{W} \left(\frac{ql^2}{12} + \frac{S \cdot f}{2} \right) \quad (4.124)$$

Перевірку міцності надземних безкомпенсаторних переходів виконують за формулами випадку 1 (4.101 – 4.103), умовно перевіряючи окремо значення поздовжніх напружень від осьових зусиль і згинальних моментів.

Розглянемо далі, чим зумовлені відмінності у розрахунках на міцність надземних трубопроводів різних систем. До першого чи другого випадку надземні трубопроводи відносять залежно від їх статичної схеми (статично невизначені або статично визначені).

У статично визначених системах (наприклад, однопрогонових балкових переходах з компенсаторами) граничний стан настає після досягнення межі текучості в крайніх фібрах найбільш напруженого перерізу. З поширенням напружень текучості в глибокий перерізу відбувається швидке наростання прогинів балкових конструкцій, що унеможливорює подальше збільшення навантажень. Тому перевірка міцності таких трубопроводів (випадок 2) виконується за умовою $|\sigma_{np}| \leq \psi_4 R_2$, в якій σ_{np} – значення максимальних поздовжніх напружень від осьових зусиль і згинальних моментів, викликаних внутрішнім тиском, перепадом температур та зовнішніми навантаженнями і впливами на трубопровід як на будівельну конструкцію.

По іншому поводять себе зі збільшенням навантаження статично невизначені системи (наприклад, однопрогонові безкомпенсаторні або багатпрогонові балкові переходи). N -разів статично невизначена система має n зайвих в'язів. Якщо елементи цієї системи виготовлені з достатньо пластичних матеріалів (трубну сталь можна віднести до таких), то із збільшенням навантаження на систему буде

відбуватися поступове виключення з роботи зайвих в'язів і перерозподіл внутрішніх зусиль в елементах і між елементами, аж поки з роботи не виключиться $n+1$ в'язь. Отже, досягнення лише в одному перерізі напружень текучості ще не означатиме вичерпання несучої здатності системи. Врахування описаного характеру роботи статично невизначеної системи під навантаженням дає змогу використати властиві їй резерви несучої здатності, тобто зменшити витрату матеріалів.

Після того, як від сумісної дії згинальних моментів і осьових зусиль в крайніх волокнах найбільш напруженого перерізу елемента статично невизначеної системи напруження досягають межі текучості, вони поширюються в глиб перерізу, аж поки не досягнуть нейтральної осі. Пластифікація перерізу одного з елементів статично невизначеної системи не супроводжується різким наростанням прогинів, тому навантаження на систему можна збільшувати і далі. Але переріз, в якому напруження текучості поширилися на всю його висоту, вже не в стані сприйняти більшого згинального моменту. З наступним збільшенням навантаження момент в цьому перерізі залишається сталим і дорівнює $M_{пл} = \sigma_T W_{пл}$, де $W_{пл}$ – пластичний момент опору перерізу. У такому випадку кажуть, що в цьому перерізі утворився шарнір пластичності. Формула (4.102) для перевірки міцності розрахункового перерізу статично невизначеного трубопроводу на дію згинальних моментів якраз і одержана в припущенні утворення повного шарніра пластичності.

Знайдемо співвідношення між внутрішніми силовими факторами – згинальним моментом і поздовжнім осьовим зусиллям, що відповідають утворенню пластичного шарніра. За розрахункову схему приймемо балку трубчастого перерізу, в якій виникають кільцеві напруження від внутрішнього тиску. Розрахунок такої балки при двовісному напруженому стані можна звести до розрахунку звичайної балки (при одновісному напруженому стані), матеріал якої має різні межі текучості на стиск і на розтяг, за допомогою коефіцієнтів ψ_3, ψ_4 (див. також перевірку міцності підземних трубопроводів).

Межі текучості в розтягнутій σ_T^+ і стиснутій σ_T^- зонах перерізу зв'язані з межею текучості σ_T при одновісному розтягу співвідношеннями: $\sigma_T^+ = \sigma_T$, $\sigma_T^- = \psi \sigma_T$. Коефіцієнт ψ є функцією внутрішнього тиску і визначається з умови $\psi = \sqrt{1 - 0.75 \bar{\sigma}_{кц}^2} - 0.5 \bar{\sigma}_{кц}$, де $\bar{\sigma}_{кц} = \sigma_{кц} / \sigma_T$ – безрозмірна величина кільцевих напружень. Епюра поздовжніх напружень, яка відповідає утворенню повного пластичного шарніра, зображена на рис. 4.25. Кут γ , що відрховується від крайньої фібри розтягнутої зони, характеризує положення нейтрального шару перерізу.

Умову рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил запишемо у вигляді:

$$N = 2\sigma_T r \delta \int_0^\gamma d\varphi - 2\psi \sigma_T r \delta \int_\gamma^\pi d\varphi, \quad (4.125)$$

$$M = 2\sigma_{\tau} r^2 \delta \int_0^{\gamma} \cos \varphi d\varphi + 2\psi \sigma_{\tau} r^2 \delta \int_{\gamma}^{\pi} \cos \varphi d\varphi, \quad (4.126)$$

де r – середній радіус труби.

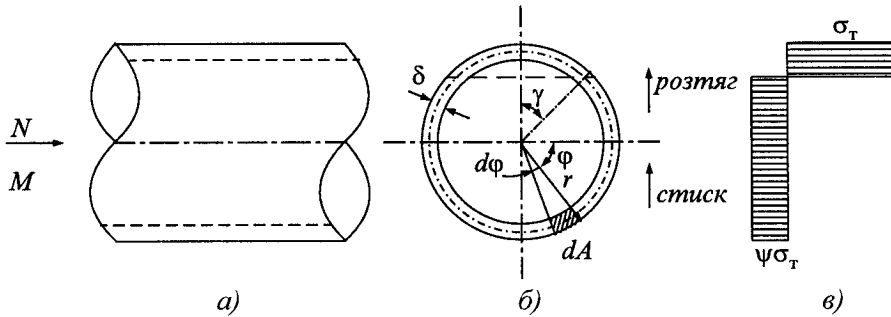


Рис. 4.25. До визначення співвідношення між згинальним моментом і поздовжнім зусиллям при утворенні пластичного шарніра в перерізі труби: а – схема прикладення зусиль; б – переріз; в – еюра напружень при утворенні повного пластичного шарніра

Проінтегрувавши вираз (4.125), визначимо з нього кут γ :

$$\gamma = \frac{N + 2\pi\psi\sigma_{\tau}r\delta}{2\sigma_{\tau}r\delta(1+\psi)}. \quad (4.127)$$

Враховуючи, що площа поперечного перерізу стінки $A = 2\pi r\delta$, запишемо одержаний вираз через напруження:

$$\gamma = \frac{\sigma_{np.N} + \psi\sigma_{\tau}}{(1+\psi)\sigma_{\tau}}\pi. \quad (4.127a)$$

Після інтегрування виразу (4.126) одержуємо:

$$M = 2\sigma_{\tau}r^2\delta(1+\psi)\sin\gamma. \quad (4.128)$$

Враховуючи, що для тонкостінного трубчастого перерізу $W \approx \pi r^2\delta$, з (4.128) одержуємо вираз для визначення поздовжніх напружень від згинального моменту:

$$\sigma_{np.M} = \frac{M}{W} = \frac{2}{\pi}\sigma_{\tau}(1+\psi)\sin\gamma \approx 0.637\sigma_{\tau}(1+\psi)\sin\gamma. \quad (4.129)$$

Використовуючи позначення, прийняті в СНиП 2.05.08–85, і підставляючи вираз для γ у формі (4.127a) у (4.129), з заміною σ_{τ} на R_2 , остаточно запишемо:

$$|\sigma_{np.M}| \leq 0.637R_2(1+\psi_4)\sin\frac{\sigma_{np.N} + \psi_4R_2}{(1+\psi_4)R_2}\pi. \quad (4.130)$$

Одержаний таким чином вираз різниться від наведеного в СНиП (порівняйте з (4.102)) лише числовим коефіцієнтом (замість 0.637 в нормах дається 0.635).

Для забезпечення міцності перерізу, в якому одночасно діють згинальні моменти і поздовжні зусилля, потрібно також, щоб виконувалася умова (4.101).

Незважаючи на те, що перевірка міцності умовно здійснюється окремо для поздовжніх напружень від осьових зусиль і згинальних моментів, ці величини пов'язані між собою, як бачимо з (4.130). Щоб з'ясувати характер цієї залежності, перейдемо до безрозмірних величин $\bar{N} = N/N_T$ і $\bar{M} = M/M_T$, де N_T і M_T – відповідно граничне осьове зусилля і згинальний момент, які цей переріз може сприйняти за умови, що в перерізі діє лише осьове зусилля або згинальний момент.

Граничне осьове зусилля визначається з умови $N_T = \sigma_T \cdot A = 2\pi r \delta \sigma_T$.

Граничний момент знайдемо з умови $M_T = \sigma_T W_{nl}$. З курсу опору матеріалів відомо, що величина W_{nl} для довільного перерізу визначається з виразу: $W_{nl} = \int_A y dA$, де y – відстань від нейтральної осі до елементарної площадки.

Використавши позначення на рис. 4.25, б, запишемо для пластичного моменту опору:

$$W_{nl} = \int_A y dA = \int_{\varphi} r \cos \varphi \cdot \delta \cdot r d\varphi = \delta \cdot r^2 \cdot 4 \int_0^{\pi/2} \cos \varphi d\varphi = 4r^2 \delta \sin \varphi \Big|_0^{\pi/2} = 4r^2 \delta.$$

Тоді згинальний момент, що відповідає утворенню шарніра пластичності тільки від дії згину $M_T = 4r^2 \delta \sigma_T = \frac{4}{\pi} W \sigma_T \approx 1.27 W \sigma_T$, де W – пружний момент опору перерізу.

Отже, вирази для безрозмірних координат набирають вигляду: $\bar{N} = N/2\pi r \delta \cdot \sigma_T$,

$\bar{M} = M/4r^2 \delta \cdot \sigma_T$. Безрозмірні координати зв'язані між собою залежностями: при розтягу $|\bar{M}| + \bar{N} = 1$, при стиску $|\bar{M}| - \bar{N} = \psi$, які графічно зображено на рис. 4.26.

Точки, що лежать на кривій при відповідному ψ , відповідають утворенню в перерізі шарніра пластичності (граничний стан). Площа під кривою – ділянка безпечної роботи перерізу (шарнір пластичності не утворюється).

Наприклад, при $|N| = N_T$ матеріал перерізу повністю пластифікується тільки від дії осьових напружень і не може сприймати згинального моменту: $|M| = 0$. Ті самі умови, записані через напруження, мають вигляд: $|\sigma_{npN}| = \sigma_T$, $|\sigma_{npM}| = 0$. При $N = 0$ – $|M| = M_T \approx 1.27 W \sigma_T$, або в напруженнях: $\sigma_{npN} = 0$, $|\sigma_{npM}| = 1.27 \sigma_T$, тобто переріз

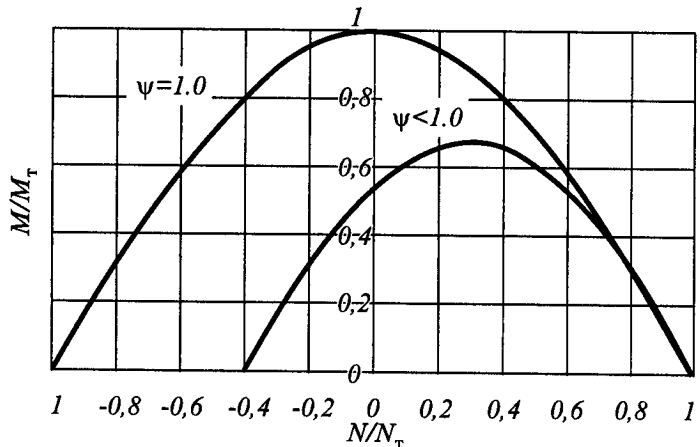


Рис. 4.26. Залежність між згинальним моментом і осьовим зусиллям в трубчастому перерізі.

здатний сприйняти момент, що відповідає утворенню шарніра пластичності тільки від згину.

Для обмеження розвитку недопустимих пластичних деформацій трубопроводів, розрахунок міцності яких ведеться з умови розвитку повного шарніра пластичності, повинна виконуватися умова (4.103).

Приклад 9. Виконати перевірку міцності надземного безкомпенсаторного переходу нафтопроводу прогоном 30 м з труб 530 x 8 мм через гірську річку. У місці виходу трубопроводу з ґрунту встановлені спеціальні опори, які забезпечують його жорстке заземлення. Труби електрозварні прямошовні зі сталі 17ГС. Нормативний робочий тиск в нафтопроводі – 3.0 МПа. Надземний перехід належить до I категорії. Повне вертикальне розрахункове навантаження $q = 2.94$ кН/м, розрахункове вітрове навантаження включно з пульсаційною складовою $q_{вст} = 0.19$ кН/м. Температурний перепад $\Delta t = +50^\circ\text{C}$. Геометричні характеристики перерізу труби: $A = 131$ см²; $W = 1687$ см³; $I = 44700$ см⁴.

Визначаємо еквівалентне осьове стискальне зусилля, яке діє в перерізі трубопроводу, використовуючи рівняння (4.120). Для цього обчислюємо:

$$N_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{l^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{30^2} = 4039 \text{ кН};$$

$$\alpha_{pt} = \frac{(0.2\sigma_{кш} + \alpha E \Delta t) A}{N_{cr}} = \frac{(0.2 \cdot 106 \cdot 10^6 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 50) \cdot 131 \cdot 10^{-4}}{4039 \cdot 10^3} =$$

$$= \frac{1896.88}{4039} = 0.4696;$$

де $\sigma_{кш} = 106$ МПа (див. *приклад б*);

$$f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI} = \frac{1}{384} \cdot \frac{2.94 \cdot 10^3 \cdot 30^4}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}} = 0.0673 \text{ м};$$

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{44700/131} \approx 18.47 \text{ см};$$

Підставивши числові значення, одержимо (4.120) у вигляді:

$$\alpha_S^3 - 2.4696 \cdot \alpha_S^2 + 1.9393 \cdot \alpha_S - 0.4613 = 0 \Rightarrow \alpha_S = 0.4427.$$

Тоді: $S = \alpha_S N_{cr} = 0.4427 \cdot 4039 = 1788$ кН.

Поздовжнє зусилля в стінках труби за (4.121):

$$N = 0.5\sigma_{кш} A - \alpha_S N_{cr} = 0.5 \cdot 106 \cdot 10^6 \cdot 131 \cdot 10^{-4} - 1788 \cdot 10^3 = -1094 \text{ кН (стиск)}.$$

Повний прогин надземної ділянки за (4.118):

$$f = \frac{f_0}{1 - \alpha_S} = \frac{0.0673}{1 - 0.4427} = 0.1208 \text{ м}.$$

Згинальний момент у заземленні у вертикальній площині за (4.122):

$$M_{верт} = \frac{ql^2}{12} + \frac{S \cdot f}{2} = \frac{2.94 \cdot 30^2}{12} + \frac{1788 \cdot 0.1208}{2} = 328.50 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в горизонтальній площині:

$$M_{гор} = \frac{q_{вст} l^2}{12} = \frac{0.19 \cdot 30^2}{12} = 14.25 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Рівнодійна згинальних моментів за (4.106):

$$M = \sqrt{M_{\text{верт}}^2 + M_{\text{гор}}^2} = \sqrt{328.5^2 + 14.25^2} \approx 328.81 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поздовжні напруження в стінках труби за (4.123) і (4.124):

$$\sigma_{\text{пр.}N} = \frac{N}{A} = \frac{-1094 \cdot 10^3}{131 \cdot 10^{-4}} = -83.51 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\text{пр.}M} = \frac{M}{W} = \frac{328.81 \cdot 10^3}{1687 \cdot 10^{-6}} = 194.91 \text{ МПа}.$$

Розрахунковий опір металу труб по межі текучості: $R_2 = 230$ МПа (див. *приклад б*).

Оскільки в стінках труби діють стискальні напруження від осевих зусиль, необхідно визначити коефіцієнт ψ_4 за (4.105):

$$\psi_4 = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{\sigma_{\text{кц}}}{R_2} \right)^2} - 0.5 \frac{\sigma_{\text{кц}}}{R_2} = \sqrt{1 - 0.75 \left(\frac{106}{230} \right)^2} - 0.5 \frac{106}{230} = 0.686.$$

Маючи значення поздовжніх напружень, перевіряємо міцність за (4.101) і (4.102):

$$|\sigma_{\text{пр.}N}| = 83.51 \leq \psi_4 R_2 = 0.686 \cdot 230 = 157.78 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} |\sigma_{\text{пр.}M}| &= 194.91 \leq 0.637 R_2 (1 + \psi_4) \sin \frac{\sigma_{\text{пр.}N} + \psi_4 R_2}{(1 + \psi_4) R_2} \pi = \\ &= 0.637 \cdot 230 \cdot (1 + 0.686) \sin \frac{(-83.51 + 0.686 \cdot 230) \pi}{(1 + 0.686) \cdot 230} = 139.82 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Остання умова не виконується, тобто міцність балкового безкомпенсаторного переходу з такими параметрами не забезпечується.

Для забезпечення потрібної несучої здатності трубопроводу у цьому випадку потрібно зменшити згинальні моменти, наприклад, за рахунок зменшення довжини прогону (постановкою проміжної опори). Якщо це не дає бажаного результату, потрібно зменшити також поздовжні напруження від осевих зусиль постановкою компенсаторів поздовжніх деформацій.

Перевірка стійкості надземних балкових трубопроводів. Надземні трубопроводи балкових, шпренгельних, аркових і висячих систем з розпором, який сприймається трубопроводом, відповідно до вимог СНиП 2.05.06–85 повинні перевірятися на поздовжню стійкість в площині найменшої жорсткості системи.

Трубопроводи згаданих вище систем у загальному випадку можуть втратити:

- 1) загальну стійкість (як стержневі елементи) під дією поздовжнього стискального зусилля;
- 2) місцеву стійкість стінки труби (як тонкостінні оболонки) під дією поздовжніх стискальних напружень.

Як і для підземних трубопроводів, при однаковій товщині стінки загальна стійкість надземних ділянок зростає зі збільшенням діаметра труби, а місцева стійкість стінки – зменшується.

Системи зі сприйнятим розпором проектують, як правило, з компенсаторами, оскільки розпір частково або повністю компенсується розтяжними зусиллями від

внутрішнього тиску в трубопроводі. З умов поздовжньої стійкості найбільш небезпечною буде дія на таку систему додатного температурного перепаду за відсутності внутрішнього тиску в трубопроводі, що викликає появу додаткового стискального зусилля від пружного відпору компенсатора. Тоді сумарне стискальне зусилля в перерізі трубопроводу дорівнює абсолютній величині зусилля в стінці труби:

$$|N| = H_k + H_{\text{sys}}, \quad (4.131)$$

де H_k – відпір компенсатора(ів), визначається за (4.91) або (4.92) залежно від типу компенсатора; H_{sys} – поздовжні зусилля в трубопроводі як в елементі будівельної системи, визначаються за загальними правилами будівельної механіки.

Внутрішній тиск в комбінацію навантажень і впливів під час перевірки загальної стійкості не входить, тому трубопровід в цьому випадку працює в умовах одновісного напруженого стану, і його робота не відрізняється від роботи стержневих будівельних конструкцій в умовах стиску зі згином.

Перевірка поздовжньої стійкості надземних трубопроводів зі сприйнятим розпором, розрахунковою схемою яких є стиснуто-зігнутий стержень, може бути виконана згідно з рекомендаціями СНиП II-23-81*.

Для труб в умовах стиску зі згином при умовній гнучкості

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} \geq 0.65 \quad (4.132)$$

повинна задовольняється умова

$$r / \delta \leq \pi \sqrt{E / R_2}, \quad (4.133)$$

де $\lambda = l_{ef} / i$ – гнучкість трубопроводу; l_{ef} – розрахункова довжина ділянки, стійкість якої перевіряють, залежить від умов закріплення трубопроводу; i – радіус інерції труби; $r = (D_n - \delta) / 2$ – середній радіус труби.

При виконанні умов (4.132) і (4.133) перевірку поздовжньої стійкості виконують:

- при дії моменту тільки у вертикальній площині – в площині дії моменту за формулою:

$$\frac{|N|}{\varphi_e A} \leq R_2, \quad (4.134)$$

де φ_e – коефіцієнт поздовжнього згину при позацентровому стиску суцільних стержнів в площині дії моменту (залежить від умовної гнучкості та ексцентриситету, визначається за відповідними формулами і таблицями СНиП II-23-81*);

- з площини дії моменту за формулою:

$$\frac{|N|}{c \varphi_y A} \leq R_2, \quad (4.135)$$

де $\varphi_y = \varphi$ – коефіцієнт поздовжнього згину при центральному стиску, визначений за гнучкістю трубопроводу в горизонтальній площині (залежить від гнучкості та розрахункового опору матеріалу труби); c – коефіцієнт, який обчислюється за значеннями відносного ексцентриситету в площині дії моменту і φ ;

- при одночасній дії моментів у вертикальній і горизонтальній площинах за формулою:

$$\frac{|N|}{\varphi_{exy} A} \leq R_2, \quad \varphi_{exy} = \varphi_{ey}(0.6\sqrt[3]{c} + 0.4\sqrt[4]{c}), \quad (4.136)$$

де $\varphi_{ey} = \varphi_y$ – коефіцієнт поздовжнього згину при стиску зі згином, визначений за умовною гнучкістю і приведеним відносним ексцентриситетом в горизонтальній площині; c – коефіцієнт, який обчислюється так само, як і в (4.135).

Крім перевірки поздовжньої стійкості, в загальному випадку потрібно також перевіряти місцеву стійкість стінки. Остання перевірка не вимагається, якщо

$$r/\delta \leq 0.5\pi\sqrt{E/R_2}, \quad \text{або} \quad \delta \geq \frac{D_n}{\pi\sqrt{E/R_2} + 0.5}. \quad (4.137)$$

В табл. 4.12 наведено мінімальні значення товщини стінки труби залежно від D_n і R_2 , для яких непотрібна перевірка стійкості стінки. Оскільки для магістральних трубопроводів на практиці найчастіше застосовують труби з товщиною стінки 8...14 мм, то в переважній більшості випадків така перевірка не вимагається.

Таблиця 4.12

Мінімальні товщини стінок труб, для яких не потрібна перевірка стійкості

D _n , мм	Межа текучості матеріалу труби, МПа			
	210	300	400	500
426	4.3	5.1	5.9	6.6
530	5.4	6.4	7.4	8.2
630	6.4	7.6	8.8	9.8
720	7.3	8.7	10.0	11.2
820	8.3	9.9	11.4	12.8
920	9.3	11.1	12.8	14.3
1020	10.3	12.3	14.2	15.9
1220	12.3	14.7	17.0	19.0
1420	14.4	17.1	19.8	22.1

Перевірка місцевої стійкості стінок труб великого діаметра (точніше, з великим співвідношенням діаметра і товщини стінки) виконується за розрахунковою схемою кругової циліндричної оболонки обертання. Перевірка стійкості такої оболонки при дії поздовжніх напружень від центрального або позацентрового стиску здійснюється за формулою:

$$|\sigma_{np.N}| \leq m\alpha\sigma_{cr1}, \quad (4.138)$$

де $\sigma_{np.N}$ – розрахункове поздовжнє осьове напруження (стиск) в стінці труби; m – коефіцієнт умов роботи відкритої ділянки трубопроводу; σ_{cr1} – критичне напруження, при якому відбувається втрата стійкості стінки при центральному стиску, визначається за (4.72); α – коефіцієнт, що враховує збільшення критичного напруження при позацентровому стиску; при центральному стиску $\alpha = 1.0$.

Коефіцієнт α визначають з виразу:

$$\alpha = 1.1 - 0.1(\sigma_j' / \sigma_{np.N}), \quad (4.139)$$

де σ_j' – найменше напруження в перерізі, що розглядається (розтяжні напруження приймають зі знаком „-“).

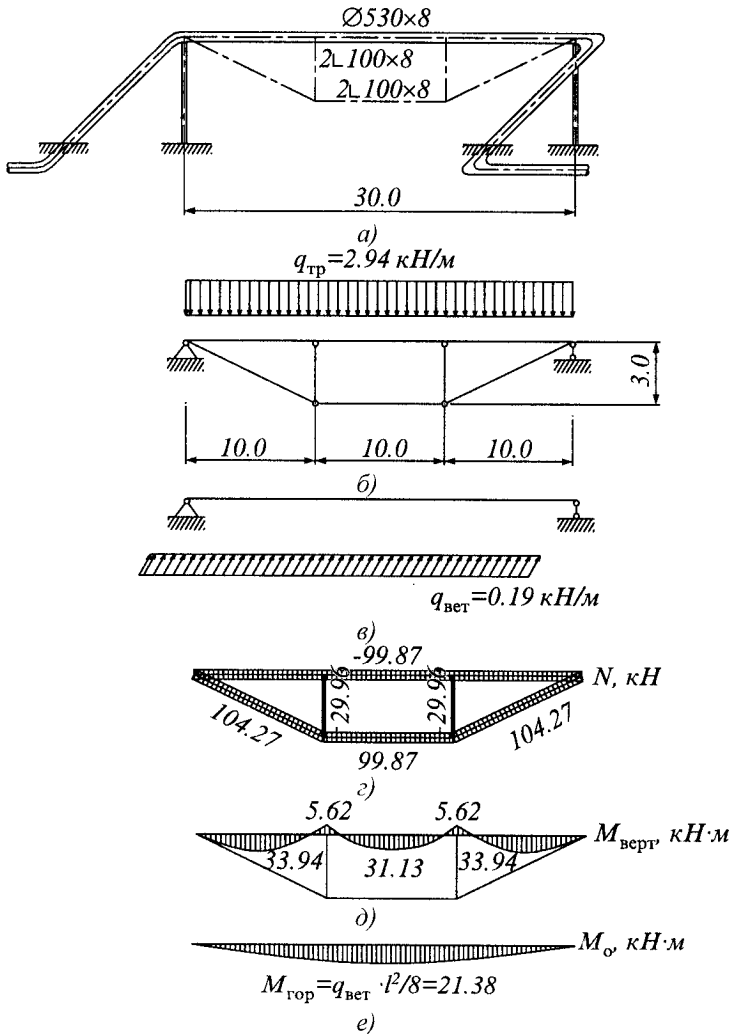


Рис. 4.27. Балковий перехід, підсилений шпренгелем: а) загальний вигляд; б) розрахункова схема у вертикальній площині; в) розрахункова схема в горизонтальній площині; г) епюра N ; д) епюра $M_{\text{верт}}$; е) епюра $M_{\text{гор}}$

рис. 4.27, г і д. На горизонтальні навантаження перехід працює як шарнірно оперта однопрогонова балка (рис. 4.27, в, е).

Абсолютна величина поздовжнього зусилля в стінах труби за відсутності внутрішнього тиску в трубопроводі – за (4.131): $|N| = 2H_k + H_{\text{sys}}$.

Приклад 10. Перевірити стійкість однопрогонового безконсольного балкового трубопроводу з компенсаторами, підсиленого шпренгелем (рис. 4.27, а). Матеріал і розміри труб, навантаження і впливи на перехід – як в прикладі 9. Виліт компенсатора – 5.0 м.

Спочатку визначимо поздовжні зусилля і згинальні моменти в шпренгельній системі, елементом якої є трубопровід. Зображена на рис. 4.27, б система є один раз статично невизначеною. Її розрахунок зручно виконати методом сил, прийнявши за основну систему однопрогонову шарнірно оперту балку, а за невідоме – зусилля в нижньому поясі шпренгеля. Епюри внутрішніх зусиль від вертикальних навантажень, одержані в результаті розрахунку, зображено на

Відпір одного Г-подібного компенсатора за (4.91):

$$H_k = W\sigma_{\text{комн}}/l_k = 1687 \cdot 10^{-6} \cdot 59 \cdot 10^6 / 5 \approx 19.90 \text{ кН},$$

де

$$\sigma_{\text{комн}} = 0.5 \frac{1.5 E_0 D_n \Delta_k}{l_k^2} = 0.5 \frac{1.5 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 0.53 \cdot 0.018}{5^2} \approx 59 \text{ МПа},$$

$\Delta_k = \alpha \Delta t l = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 50 \cdot 30 = 0.018 \text{ м}$ – видовження надземної ділянки між опорами від додатного температурного перепаду $+50^\circ\text{C}$ (для спрощення прикладу переміщення прилеглих підземних ділянок трубопроводу не враховуємо).

Тоді поздовжнє зусилля:

$$S = 2H_k + H_{\text{выс}} = 2 \cdot 19.90 + 99.87 = 139.67 \text{ кН},$$

де $H_{\text{выс}} = 99.87 \text{ кН}$ – стискальне зусилля в трубопроводі внаслідок його роботи в складі шпренгельної системи (рис. 4.27, з).

Визначаємо максимальну умовну гнучкість трубопроводу:

$$\bar{\lambda}_{\text{max}} = \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 5.41 \geq 0.65,$$

$\lambda_y = l_{\text{ef},y} / i = 3000 / 18.47 = 162$ – гнучкість в горизонтальній площині, $R_y = R_2 = 230 \text{ МПа}$.

Оскільки $\bar{\lambda}_{\text{max}} = 5.41 \geq 0.65$, перевіряємо виконання умови (4.133):

$$\frac{r}{\delta} = \frac{(D_n - \delta) / 2}{\delta} = \frac{(530 - 8) / 2}{8} \approx 33 \leq \pi \sqrt{E / R_2} = \pi \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} \approx 94.$$

Умова виконується, тому стійкість перевіряємо за методикою СНиП II-23-81*.

При дії моменту тільки у вертикальній площині перевірку стійкості здійснюємо в площині і з площини дії моменту.

- В площині дії моменту за (4.134):

$$\frac{|N|}{\varphi_e A} = \frac{139.67 \cdot 10^3}{0.377 \cdot 131 \cdot 10^{-4}} \approx 28 \leq R_2 = 230 \text{ МПа},$$

де $\varphi_e = 0.377$ – при $\bar{\lambda} = 1.80$ і $m_{\text{ef}} = 2.27$, $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_2 / E} = 54 \sqrt{230 / 2.06 \cdot 10^5} = 1.80$,

$\lambda_x = l_{\text{ef},x} / i = 1000 / 18.47 = 54$ – гнучкість у вертикальній площині, $m_{\text{ef}} = \eta m = 1.20 \cdot 1.89 = 2.27$ – приведений відносний ексцентриситет у вертикальній площині,

$m = \frac{eA}{W} = \frac{M_{\text{верт}}}{S} \cdot \frac{A}{W} = \frac{33.94}{139.67} \cdot \frac{131 \cdot 10^{-4}}{1687 \cdot 10^{-6}} = 1.89$ – відносний ексцентриситет у вертикальній площині,

$\eta = (1.35 - 0.05m) - 0.01(5 - m)\bar{\lambda} = (1.35 - 0.05 \cdot 1.89) - 0.01(5 - 1.89) \cdot 1.80 = 1.20$ – коефіцієнт впливу форми перерізу при $0 \leq \bar{\lambda} = 1.80 \leq 5$ і $0.1 \leq m = 1.89 \leq 5$.

Поздовжня стійкість в площині дії моменту забезпечена.

– З площини дії моменту за (4.135):

$$\frac{|N|}{c\varphi_y A} = \frac{139.67 \cdot 10^3}{0.701 \cdot 0.25 \cdot 131 \cdot 10^{-4}} \approx 61 \leq R_2 = 230 \text{ МПа,}$$

$\varphi_y = \varphi = 0.250$ – при $\lambda_y = \lambda_{max} = 162$ і $R_2 = 230$ МПа

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1.55}{1 + 0.64 \cdot 1.89} = 0.701 \text{ при } m_x = m = 1.89$$

$\alpha = 0.55 + 0.05 m_x = 0.55 + 0.05 \cdot 1.89 = 0.64$,

$$\beta = \sqrt{\varphi_c / \varphi_y} = \sqrt{0.598 / 0.250} = 1.55,$$

$\varphi_c = \varphi_y = 0.598$ при $\lambda_c = 3.14 \sqrt{E/R_2} = 3.14 \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 94$.

Поздовжня стійкість з площини дії моменту також забезпечена.

При дії моменту одночасно у вертикальній і горизонтальній площинах перевірку стійкості виконуємо за (4.136):

$$\frac{|N|}{\varphi_{exy} A} = \frac{139.67 \cdot 10^3}{0.339 \cdot 131 \cdot 10^{-4}} \approx 31 \leq R_2 = 230 \text{ МПа,}$$

де $\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0.6\sqrt[3]{c} + 0.4\sqrt[4]{c}) = 0.377 (0.6\sqrt[3]{0.701} + 0.4\sqrt[4]{0.701}) = 0.339$

$\varphi_{ey} = \varphi_e = 0.377$, $c = 0.701$.

Далі визначаємо приведенний відносний ексцентриситет в горизонтальній площині $m_{ef, y}$

$$m_{ef, y} = \eta m_y = 1.1 \cdot 1.19 = 1.31,$$

$$m_y = \frac{eA}{W} = \frac{M_{cop}}{N} \cdot \frac{A}{W} = \frac{21.39}{139.67} \cdot \frac{131 \cdot 10^{-4}}{1687 \cdot 10^{-6}} = 1.19 \text{ – відносний ексцентриситет}$$

в горизонтальній площині,

$\eta = 1.1$ – коефіцієнт впливу форми перерізу, визначений при $\bar{\lambda}_{max} = 5.41 > 5$.

Оскільки $m_{ef, y} = 1.31 < m_x = 1.89$, згідно з вимогами СНиП II-23-81*, потрібна додаткова перевірка поздовжньої стійкості в площині і з площини дії моменту тільки від вертикальних навантажень (при $M_{cop} = 0$). В нашому прикладі таку перевірку здійснено вище. Отже, поздовжня стійкість трубопроводу забезпечена.

Перевірка місцевої стійкості стінки не вимагається, оскільки виконується умова (4.137):

$$\frac{r}{\delta} \approx 32 \leq 0.5\pi \sqrt{E/R_2} = 0.5\pi \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} \approx 47.$$

Як видно з результатів наведеного числового прикладу, вирішальною під час перевірки стійкості надземного трубопроводу зі сприйнятим розпором є перевірка на поздовжню стійкість з площини дії моменту від вертикальних навантажень, тобто в площині найменшої жорсткості системи. Саме така перевірка і вимагається згідно з СНиП 2.05.06-85. За відсутності внутрішнього тиску в трубопроводі така перевірка може здійснювати за методикою СНиП II-23-81*.

Перевірку поздовжньої стійкості надземних трубопроводів, жорсткість яких однакова в усіх площинах, треба робити в площині дії рівнодійної моментів від вертикального і горизонтального навантажень.

Розрахунок на резонанс. Необхідність такого розрахунку зумовлена характером обтікання тіл круглоциліндричної форми вітровим потоком, що створює періодичні силові імпульси, спрямовані перпендикулярно до потоку (див. стор. 149-150). При співпадінні частоти цих імпульсів з власною частотою коливань трубопроводу і достатній швидкості вітру амплітуда коливань, а також резонансний згинальний момент, можуть зростати до значних величин. Перевірку на резонанс здійснюють за таким алгоритмом:

1. Визначити частоту власних коливань трубопроводу.
2. Визначити швидкість вітру, при якій частота зривів вихорів Бенара-Кармана збігається з частотою власних коливань трубопроводу за (4.17).
3. Обчислити значення аеропружної сили (4.18).
4. Визначити згинальний момент і величину прогинів від дії аеропружної сили, умовно прикладеної статично за (4.20) і (4.19).
5. Знайти сумарне значення згинальних моментів і прогинів від сумісної дії аеропружної сили та інших навантажень, зокрема вітрового. Вітрове навантаження в цьому випадку обчислюється для швидкості вітру, при якій настає резонанс.
6. Якщо внаслідок резонансних явищ виникають суттєві зміни напружень в перерізі труби, то необхідно також виконати її розрахунок на витривалість згідно зі СНиП II-23-81*.

Частота власних коливань трубопроводів балкового прокладання. Частота власних коливань і декремент коливань є основними динамічними характеристиками будь-якої інженерної споруди чи конструкції. Вони залежать від багатьох параметрів: маси, жорсткості, конструктивної схеми тощо. Частота власних коливань (вільних незгасаючих коливань) характеризує динамічну жорсткість споруди і впливає на поведінку системи під час дії динамічних навантажень. Декремент коливань визначає властивість споруди або конструкції поглинати енергію, що спричиняє згасання коливань.

Для визначення частоти власних коливань балкового трубопроводу розглянемо спочатку найпростіший випадок однопрогонового трубопроводу з компенсацією поздовжніх деформацій (поздовжні сили відсутні) на неподатливих опорах. Розрахунковою схемою такого трубопроводу буде шарнірно оперта однопрогонова пружна балка з безмежною кількістю ступенів свободи (рівномірно розподіленою масою). Коливання такої балки описується диференціальним рівнянням 4-го порядку в часткових похідних:

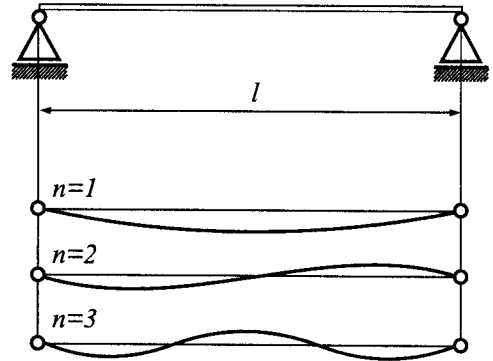


Рис. 4.28. *Форми власних коливань балки з розподіленою масою*

$$EIy^{IV} + m\ddot{y} = q,$$

де y^{IV} – 4-та похідна від y (вертикальні переміщення) по x ; \ddot{y} – 2-га похідна від y по часу (прискорення); m – погонна маса балки, $m = q/g$; q – поперечне навантаження.

За відсутності поперечного навантаження балка здійснює вільні коливання, які описуються однорідним диференціальним рівнянням:

$$EIy^{IV} + m\ddot{y} = 0.$$

З розв'язку цього рівняння для однопрогонової шарнірно опертої балки визначають частоту її власних коливань:

$$f_n = \frac{\pi n^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{\alpha_n^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad n = 1, 2, \dots \quad (4.140)$$

де n – номер форми коливань (рис. 4.28); $\alpha_n^2/2\pi$ – частотний коефіцієнт, який відповідає n -й формі коливань балки.

Частота першого тону власних коливань визначається з (4.140) при $n=1$:

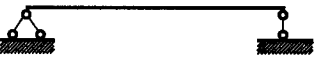


$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{\alpha_1^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad (4.141)$$

де $\alpha_1^2/2\pi = \pi/2$ – частотний коефіцієнт для 1-ї форми власних коливань шарнірно опертої однопрогонової пружної балки на неподатливих опорах.

Для інших умов закріплення кінців однопрогонових балок значення власних частот знаходять, відповідним чином змінивши граничні умови. Вирази для визначення частот мають таку саму структуру і відрізняються лише значеннями частотних коефіцієнтів, які наведено в табл. 4.13.

Таблиця 4.13

Частотні коефіцієнти для однопрогонових трубопроводів

Умови закріплення кінців	Значення частотного коефіцієнта для форми коливань		
	першої $\alpha_1^2/2\pi$	другої $\alpha_2^2/2\pi$	третьої $\alpha_3^2/2\pi$
	1.57	6.28	14.13
	2.46	7.96	16.63
	3.56	9.82	19.26

Для багатопрогонових балкових трубопроводів, на відміну від однопрогонових, потрібно визначати не частоти, що відповідають певним формам коливань, а зони згущення частот. У кожній зоні згущення міститься стільки власних частот, скільки прогонів має трубопровід (балка). Для динамічного розрахунку, як

правило, достатньо визначити чотири частоти, що обмежують 1-шу і 2-гу зони згущення. Значення частотних коефіцієнтів, що відповідають найнижчим і найвищим частотам з 1-ї і 2-ї зон згущення наведено в табл. 4.14 (для двопрогонових) і табл. 4.15 (для багатопрогонових балок з однаковими прогонами).

Таблиця 4.14

Частотні коефіцієнти для двопрогонових трубопроводів


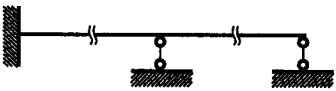
Умови закріплення кінців	Значення частотного коефіцієнта для зони згущення			
	першої		другої	
	$\alpha_{1n}^2/2\pi$	$\alpha_{1a}^2/2\pi$	$\alpha_{2n}^2/2\pi$	$\alpha_{2a}^2/2\pi$
	1.57	2.46	6.28	7.96
	1.88	3.24	6.81	9.17
	2.46	3.56	7.96	9.82

З табл. 4.15 видно, що для багатопрогонових трубопроводів при кількості прогонів більше 6 умови закріплення кінців крайніх прогонів не впливають на значення частотного коефіцієнта і, відповідно, на частоти зон згущення.


Для визначення частоти власних коливань багатопрогонових переходів без крайніх опор умовно приймають кількість прогонів на два більше, що зменшує частоту власних коливань переходу (табл. 4.15). Для багатопрогонових трубопроводів з пружно-податливими опорами частота власних коливань зменшується зі зменшенням відносної жорсткості опор. Точне врахування граничних умов для реальних схем надземних трубопровідних переходів достатньо складне.

Таблиця 4.15

Частотні коефіцієнти для багатопрогонових трубопроводів

Умови закріплення кінців	Кількість прогонів	Значення частотного коефіцієнта для зони згущення			
		першої		другої	
		$\alpha_{1n}^2/2\pi$	$\alpha_{1a}^2/2\pi$	$\alpha_{2n}^2/2\pi$	$\alpha_{2a}^2/2\pi$
1	2	3	4	5	6
	3	1.57	2.94	6.28	8.78
	4	1.57	3.17	6.28	9.17
	5	1.57	3.30	6.28	9.38
	6	1.57	3.37	6.28	9.50
	∞	1.57	3.56	6.28	9.82
	3	1.69	3.37	6.54	9.50
	4	1.64	3.45	6.43	9.63
	5	1.62	3.49	6.38	9.70
	6	1.60	3.51	6.35	9.73
	∞	1.57	3.57	6.28	9.82

Продовження табл. 4.15

1	2	3	4	5	6
	3	2.01	3.56	7.16	9.82
	4	1.83	3.56	6.82	9.82
	5	1.74	3.56	6.64	9.82
	6	1.69	3.56	6.54	9.82
	∞	1.57	3.56	6.28	9.82

Частота власних коливань однопрогонових безкомпенсаторних переходів дещо зменшується внаслідок податливості ґрунту в місці виходу трубопроводу з нього. В першому наближенні значення частотного коефіцієнта для 1-ї форми коливань можна приймати $\alpha_1^2/2\pi \cong 2.7$ (замість 3.56, див. табл. 4.13). Точніше вплив податливості заземлення можна врахувати множенням частотного коефіцієнта для балки зі заземленими кінцями на параметр λ :

$$\lambda = \sqrt{\frac{I + v}{6v^4 + 12v^3 + 10v^2 + 5v + 1}}, \quad (4.142)$$

де $v = \frac{2}{l} \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_{y0} D_n}}$, l – прогін переходу в світлі; c_{0y} – узагальнений коефіцієнт нормального опору ґрунту, визначається за (4.62).

Вирази (4.140) і (4.141) для визначення частот власних коливань одержані для випадку одно- і багатопрогонових балок за відсутності поздовжніх зусиль. З практики відомо, що поздовжні зусилля впливають на частоту власних коливань (порівняйте, наприклад, як звучать по-різному натягнуті струни). За наявності поздовжніх зусиль в перерізі трубопроводу, зумовлених внутрішнім тиском, перепадом температури та іншими факторами, власні частоти коливань балкових трубопроводів визначають за формулою:

$$f_n = \frac{\alpha_n^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m} \left(1 - \frac{S}{N_{cr}} \right)}, \quad (4.143)$$

де $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{l_{ef}^2}$ – критична сила Ейлера; l_{ef} – розрахункова довжина відкритої

ділянки трубопроводу; S – еквівалентне поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу (додатне при стиску), для трубопроводів з компенсаторами $S = 0$.

З наведеної формули видно, що стискальні зусилля знижують частоту власних коливань, тобто зменшують динамічну жорсткість системи.

Частоти власних горизонтальних і вертикальних коливань балкових трубопроводів визначають незалежно одні від одних, вважаючи їх незв'язними. Частоти власних горизонтальних коливань трубопроводів балкового прокладання знаходять за тими ж формулами, що і вертикальних, з врахуванням умов закріплення трубопроводу в горизонтальній площині.

Розрахунок на витривалість. Вітрове навантаження за наявності резонансу викликає додатковий, змінний в часі згинальний момент у вертикальній площині.

Внаслідок цього в перерізах трубопроводу виникають змінні в часі напруження, які можуть призвести до його втомного руйнування. Тому конструкції надземних трубопроводних переходів, в яких можуть виникати резонансні коливання, вимагають перевірки на витривалість. Згідно зі СНиП II-23-81* таку перевірку виконують за формулою:

$$\sigma_{max} \leq \alpha R_v \gamma_v, \quad (4.144)$$

де σ_{max} – максимальне за абсолютним значенням напруження в перерізі труби; α – коефіцієнт, залежить від кількості n циклів завантаження, при $n \geq 3.9 \cdot 10^6$ – $\alpha = 0.77$; R_v – розрахунковий втомний опір, визначається за R_v^m ; γ_v – коефіцієнт, визначається залежно від виду напруженого стану (стиск або розтяг) і коефіцієнта асиметрії циклу (співвідношення мінімального і максимального абсолютних значень напружень, які виникають в перерізі протягом одного циклу).

Приклад 11. Виконати перевірку на резонанс однопрогонового безкомпенсаторного переходу прогоном 30 м, описаного в *прикладі 9*.

1. Перша частота власних коливань трубопроводу:

$$f_1 = \frac{\alpha_j^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m} \left(1 - \frac{S}{N_{cr}}\right)} = 3.56 \cdot \frac{1}{30^2} \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{300} \left(1 - \frac{1788}{4039}\right)} = 1.64 \text{ с}^{-1},$$

де $m = \frac{q_{mp}}{g} = \frac{2.94 \cdot 10^3}{9.81} \approx 300$ кг; $\frac{\alpha_j^2}{2\pi} = 3.56$ – частотний коефіцієнт за табл. 4.13;

$S = 1788$ кН – еквівалентне стискальне поздовжнє зусилля (див. *приклад 9*); $N_{cr} = 4039$ кН – критична сила при втраті стійкості (див. *приклад 9*).

2. Швидкість вітру, при якій частота зривів вихорів Бенара–Кармана збігається з частотою власних коливань трубопроводу: $v_{крит} = 5D_{н.д}f_1 = 5 \cdot 0.53 \cdot 1.64 \approx 4.35$ м/с.

3. Максимальне амплітудне значення інтенсивності аеродинамічного навантаження:

$$F_0 = v_{крит}^2 g D_{н.д} / 64 = 4.35^2 \cdot 9.81 \cdot 0.53 / 64 \approx 1.54 \text{ Н/м.}$$

4. Згинальний момент від дії аеропружної сили, розподіленої за законом квадратної параболи, умовно прикладеної статично до балки із защемленими кінцями: $M_{cm} = \frac{1}{15} F_0 l^2 = \frac{1}{15} \cdot 1.54 \cdot 30^2 = 92.4$ Н·м. Згинальний момент у трубі при вітровому резонансі дорівнює:

$$M_0 = 4M_{cm}/\delta = 4 \cdot 92.4/0.05 = 7392 \text{ Н·м} \approx 7.39 \text{ кН·м.}$$

5. Знаходимо сумарне значення згинальних моментів від сумісної дії аеропружної сили та інших навантажень, в тому числі вітрового для швидкості вітру, при якій настає резонанс.

Статична складова нормативного вітрового навантаження:

$$w_m = w_0 k c = 11.54 \cdot 0.5 \cdot 1.09 = 6.29 \text{ Па,}$$

де $w_0 = 0.61v_0^2 = 0.61 \cdot 4.35^2 \approx 11.54$ Па – нормативний тиск вітру при критичній швидкості 4.35 м/с (швидкість вітру, при якій виникають резонансні коливання); $k=0.5$ – для типу місцевості В на висоті до 5 м над рівнем землі; $c = c_x = kc_x = 0.907 \cdot 1.2 \approx 1.09$; $k = 0.907$ при $L / D_{н.и} = 57$; $c_{x,r} = 1.2$ при $Re = 1.32 \cdot 10^5$;

$$Re = 0.88 D_{н.и} \sqrt{w_0 k(z) \gamma_f} \cdot 10^5 = 0.88 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{11.54 \cdot 0.5 \cdot 1.4} \cdot 10^5 = 1.32 \cdot 10^5;$$

Динамічна складова вітрового навантаження:

$$w_p = w_m \xi \zeta v = 6.29 \cdot 1.25 \cdot 1.06 \cdot 0.7 = 5.83 \text{ Па},$$

де $\xi \approx 1.25$ – коефіцієнт динамічності, визначається за графіком на рис. 4.4 при $\delta=0.05$ залежно від параметра

$$\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0 / 940 f_1} = \sqrt{1.4 \cdot 11.54 / (940 \cdot 1.64)} \approx 0.003.$$

Повна величина нормативного вітрового навантаження становить:

$$q_{вет}^n = (w_m + w_p) D_{н.и} = (6.29 + 5.83) \cdot 0.53 = 6.42 \text{ Н/м},$$

а розрахункового – $q_{вет} = 1.2 \cdot 6.42 = 7.70 \text{ Н/м} \approx 0.008 \text{ кН/м}$.

Горизонтальне вітрове навантаження при швидкості вітру, що відповідає вітровому резонансу, дуже мале і його впливом нехтуємо.

Максимальний момент у защемленні від власної ваги труби з продуктом і позacentрового прикладення осьового стискального зусилля: $M_{верт} = 328.5 \text{ кН}\cdot\text{м}$; з врахуванням моменту при вітровому резонансі:

$$M'_{верт} \approx 328.5 \pm 7.39 = 321.11 \dots 335.89 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки внаслідок вітрового резонансу згинальний момент змінюється незначно ($\pm 2\%$), перевірку на витривалість у цьому випадку виконувати не потрібно.

Визначення граничного прогону балкових трубопроводів з компенсаторами. Наведені вище в розділі 4.3 формули використовуються для перевірки несучої здатності балкових трубопровідних переходів з визначеним прогоном. Але під час проектування таких переходів для зменшення кількості опор стоїть обернене завдання – визначити граничний прогін, при якому несуча здатність трубопроводу забезпечується при повному використанні несучої здатності труби. Діаметр і товщина стінки труби незмінні, оскільки вони визначаються раніше з умови забезпечення необхідної пропускну здатності трубопроводу і сприйняття кільцевих напружень від внутрішнього тиску.

Для однопрогонових переходів з компенсаторами граничний стан настає при досягненні межі текучості в крайніх волокнах перерізу. Від дії внутрішнього тиску і перепаду температур поздовжні напруження в перерізі трубопроводу становлять $\sigma_{нр,Н} \approx 0.5\sigma_{кц}$ (відпором компенсатора в запас міцності нехтуємо). Тоді максимально допустимі поздовжні напруження від згину $\sigma_{нр,М}$ не повинні перевищувати $R_2 - 0.5\sigma_{кц}$. Звідси максимальний момент, який може сприйняти переріз, в якому діють осьові поздовжні напруження $\sigma_{нр,Н} \approx 0.5\sigma_{кц}$: $M_{max} = (R_2 - 0.5\sigma_{кц})W$.

Для компенсаторних переходів з консолями з кожного боку, довжина яких становить 0.354 прогону, максимальний момент становить $M_{max} = ql^2/16$.

Прирівнюючи величини моментів, знайдемо:

$$l_{max} = \sqrt{16 \frac{W(R_2 - 0.5\sigma_{кч})}{q}}. \quad (4.145)$$

Для багатопрогонних переходів з компенсаторами за відсутності резонансних коливань у вітровому потоці несуча здатність вичерпується лише при утворенні повного пластичного шарніра. Поздовжні напруження від згину при цьому не повинні перевищувати величини, обчисленої за (4.102):

$$|\sigma_{np.M}| = 0.635R_2(1 + \psi_4) \sin \frac{\sigma_{np.N} + \psi_4 R_2}{(1 + \psi_4)R_2} \pi.$$

Враховуючи, що в перерізах трубопроводу з компенсаторами в експлуатаційній стадії виникають розтяжні ($\psi_4 = 1.0$) поздовжні осьові напруження $\sigma_{np.N} \approx 0.5\sigma_{кч}$, наведену вище формулу переписемо у вигляді:

$$|\sigma_{np.M}| = 1.27R_2 \sin \frac{0.5\sigma_{кч} + R_2}{2R_2} \pi.$$

Максимальний момент, який може сприйняти такий трубчастий переріз, становить:

$$|M_{max}| = 1.27WR_2 \sin \frac{0.5\sigma_{кч} + R_2}{2R_2} \pi.$$

Для багатопрогонних трубопроводів з однаковим прогонами і консолями завдовжки 0.408 прогону максимальні надпорні моменти дорівнюють $M_{max} = ql^2/12$. Прирівнюючи значення моментів, знайдемо:

$$l_{max} = \sqrt{12 \frac{1.27WR_2}{q} \cdot \sin \frac{0.5\sigma_{кч} + R_2}{2R_2} \pi}. \quad (4.146)$$

Крім умов міцності, максимальний розмір прогону може обмежуватися з метою недопущення виникнення резонансних коливань у вітровому потоці. Справді, з виразу (4.141) для частоти власних коливань балкових трубопроводів видно, що частота (а з нею і динамічна жорсткість системи) обернено пропорційно залежить від квадрата довжини прогону. Далі, згідно з наведеним вище алгоритмом розрахунку на резонанс, потрібно визначити критичну швидкість вітру, при якій частота зриву вихорів Бенара–Кармана збігається з частотою власних коливань трубопроводу. Остання величина у цьому випадку невідома, бо залежить від шуканого максимального прогону. Згідно з експериментальними даними при швидкості вітру понад 25 м/с амплітуди перпендикулярних до вітрового потоку коливань тіл круглоциліндричної форми невеликі, а рухи нерегулярні. Тому в запас міцності прийемо, що резонанс настає при $v_{крит} = 25$ м/с.

Частота зриву вихорів визначається за (4.15). Прирівнявши (4.141) і (4.15), знайдемо максимальну довжину прогону надземного балкового трубопроводу, за якої не виникає явище вітрового резонансу:

$$l_{max} = \sqrt[4]{\left(\frac{\alpha_1^2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{D_n^2}{Sh^2 v_{крит}^2} \cdot \frac{EI}{m}} \quad (4.147)$$

Підставляючи значення критичної швидкості $v_{крит} = 25$ м/с і числа Струхалія $Sh \approx 0.2$, а також, враховуючи, що $m = q/g$, одержимо остаточно:

$$l_{max} \approx 0.8 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\alpha_n^2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{D_n^2 EI}{q}} \quad (4.147a)$$

Приклад 12. Визначити максимальну відстань між опорами в чотирипрогоновому компенсаторному переході з консолями завдовжки 0.408 прогону. Діаметр труб 530x8 мм, $R_2 = 230$ МПа, робочий тиск в трубопроводі 3.0 МПа; розрахункова вага трубопроводу з продуктом – $q = 2.94$ кН/м.

З умови міцності по (4.146):

$$l_{max} = \sqrt{12 \frac{1.27WR_2}{q} \cdot \sin \frac{0.5\sigma_{кш} + R_2}{2R_2} \pi} = \\ = \sqrt{12 \frac{1.27 \cdot 1687 \cdot 10^{-6} \cdot 230 \cdot 10^6}{2.94 \cdot 10^3} \sin \frac{0.5 \cdot 106 + 230}{2 \cdot 230} \pi} \approx 43 \text{ м,}$$

де $\sigma_{кш} = n p D_{ин} / 2\delta = 1.10 \cdot 3 \cdot (530 - 2 \cdot 8) / (2 \cdot 8) \approx 106$ МПа.

З умови недопущення резонансних коливань по (4.147a):

$$l_{max} \approx 0.8 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\alpha_n^2}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{D_n^2 EI}{q}} = 0.8 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \cdot \frac{0.53^2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{2.94 \cdot 10^3}} \approx 10 \text{ м.}$$

Дотримання умови (4.147a) в *прикладі 12* змушує зменшити прогін до таких розмірів, коли несуча здатність труби використовується менш ніж на половину, що економічно недоцільно. На практиці прогін приймають звичайно більшим і потім виконують перевірку на резонанс. Якщо в результаті виявиться, що внаслідок резонансних коливань в перерізі трубопроводу виникають значні згинальні моменти або прогини перевищують допустимі, вживають заходів для гасіння коливань, наприклад, встановлюють віброгасники в припорній зоні.

4.3.3. Аркові трубопровідні переходи

Аркові переходи споруджуються в основному там, де необхідно забезпечити визначений підперехідний габарит – на судноплавних каналах, ріках або залізничних виїмках.

За конструкцією прогонової будови аркові переходи бувають:

- 1) одотрубно без допоміжних конструкцій;
- 2) зі збільшеною за рахунок стійок і відтяжок поперечною жорсткістю;
- 3) з двох і більше зв'язаних між собою робочих трубопроводів;
- 4) з допоміжними конструкціями, які працюють разом з одним або кількома трубопроводами і збільшують або тільки поперечну жорсткість, або загальну несучу здатність;

- 5) переходи, в яких трубопроводи не включено в несучу конструкцію арок.

На опорах аркових конструкцій, крім вертикальних складових опорних реакцій, виникає горизонтальна складова – розпір. У зв'язку з цим за видом опор (способом передачі навантажень на ґрунт) аркові переходи поділяються на:

- 1) найпростіші переходи з передачею розпору на трубопровід і вертикального тиску безпосередньо на ґрунт;
- 2) переходи з упорами, що сприймають розпір;
- 3) переходи з масивними опорами.

Однотрубні аркові переходи без спеціальних опор. Найпростішим арковим переходам не потрібні опори. У місці переходу від лінійної частини до перешкоди трубопровід виходить з ґрунту під деяким кутом, піднімаючись над перешкодою, і потім знову під тим же кутом до горизонту іде в ґрунт (рис. 4.29). Лише при значних прогонах (20...25 м і більше) і при недостатньо щільних ґрунтах під трубопровід у місцях обпирання його на ґрунт підкладають розподільні залізобетонні плити.

Переходи споруджуються з труб, зігнутих по заданій кривій (по дузі кола, параболі або іншій кривій), з криволінійними вставками, вигнутими поблизу п'ят в протилежний бік.

На газопроводах при діаметрі труб 529...1020 мм максимальний прогін коливається від 16 до 30 м. Його можна збільшити до 25...45 м і більше за рахунок підвищення жорсткості переходів.

Поперечну жорсткість можна підвищити, якщо в одному–трьох місцях по боках трубопроводу забити палі, між якими трубопровід буде вільно переміщатися у вертикальній площині (рис. 4.29, б), або поставити відтяжки (рис. 4.29, в). Відтяжки встановлюють посередині погону або в межах $1/4...1/3$ прогону.

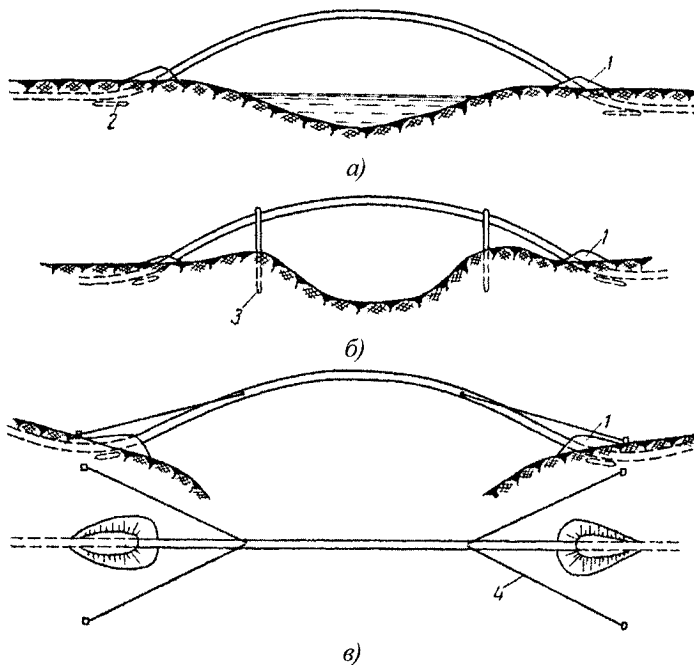


Рис. 4.29. Найпростіші однотрубні аркові переходи: а – з труб, зігнутих по заданій кривій; б – з палями для жорсткості; в – з відтяжками; 1 – напір; 2 – залізобетонна опорна плита; 3 – палі для збільшення поперечної жорсткості; 4 – тросова відтяжка

Зауважимо, що цей тип аркових переходів найповніше використовує несучу здатність самого трубопроводу, не вимагає влаштування додаткових опор, простий у монтажу. Завдяки цим перевагам він набув широкого розповсюдження під час будівництва магістральних трубопроводів.

Переходи, що складаються з двох і більше зв'язаних між собою робочих трубопроводів. За необхідності перекрити аркою значний прогін на переході доцільно змонтувати два трубопроводи, один з яких може бути меншого діаметра. Для збільшення поперечної стійкості переходу трубопроводи зв'язують між собою. Відстань між трубопроводами залежить від багатьох факторів. Вона може бути однаковою по всій довжині арки або трохи збільшуватися до п'ят (рис. 4.30).

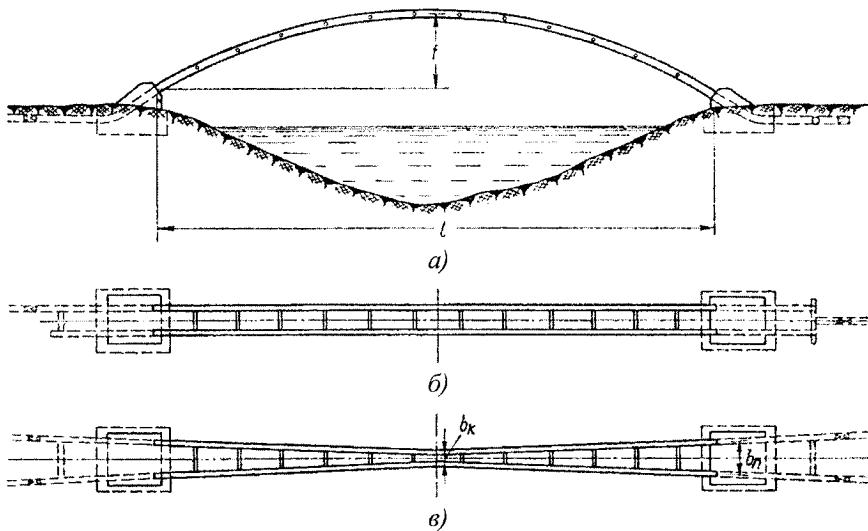


Рис. 4.30. Аркові переходи з двох зв'язаних між собою робочих трубопроводів: а – профіль переходу; б – план при паралельних трубопроводах; в – план трубопроводів, що розходяться до п'ят

Труби при жорсткому зв'язку між собою повинні працювати в однакових умовах, інакше з'являться деформації в прогоновій будові, а у розпірках і розкосах, що з'єднують арки, виникнуть значні напруження. Тому продукт треба подавати відразу в обидва трубопроводи, а для переходів, що складаються з більшої кількості труб, влаштовувати спеціальні опори.

Відстань між двома арками залежить від величини прогону, діаметра труб, вітрового навантаження, стріли підйому, системи зв'язків та інших факторів. Вона коливається від 1 до 3...4 м і більше в світлі, причому може мінятися по довжині арок.

На трубопроводах діаметром 529...1020 мм відстань між арками в світлі приймається такою, яка дорівнює $1/20 \dots 1/40$ прогону. Вітрові зв'язки (розпірки і розкоси) приварюються безпосередньо до трубопроводів, до накладок, прикріплених до труб в місцях примикання зв'язків або до встановлених на трубах хомутів.

Під час транспортування різних продуктів по двох нитках зв'язок між арками здійснюється за допомогою розпірок з шарнірним приєднанням до трубопроводів. Це дає змогу уникнути виникнення додаткових напружень у зв'язках і в самих трубах від різних температур і тисків у нитках.

Переходи з допоміжними конструкціями, що працюють разом з трубопроводом. Поперечну і вертикальну жорсткість, а також загальну несучу здатність аркової прогонової будови можна збільшити за допомогою додаткових допоміжних конструкцій. Поперечну жорсткість однопіткового аркового переходу підвищують установкою по обидва боки допоміжних арок (рис. 4.31) значно меншого перетину.

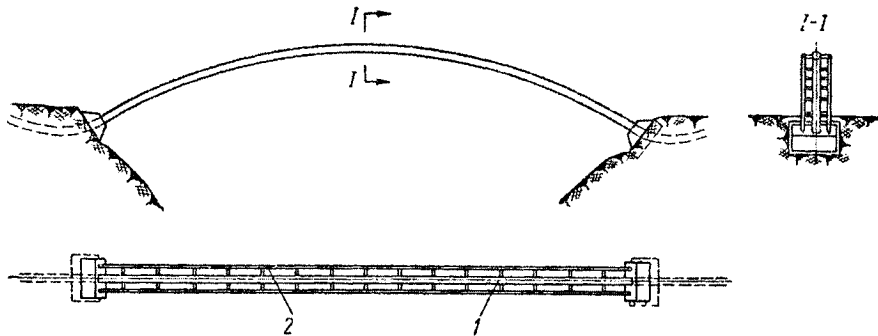


Рис. 4.31. Однопітковий арковий перехід з двома допоміжними арками: 1 – робочий трубопровід; 2 – допоміжні арки

При цьому основний робочий трубопровід майже цілком розвантажується від вітрових навантажень. Звичайно допоміжні арки проектується з труб діаметром у 3...5 разів меншим за діаметр робочого трубопроводу. Відстань між осями допоміжних арок дорівнює $1/15...1/25$ прогону.

Допоміжні арки можуть на всій довжині переходу знаходитися на однаковій відстані від робочого трубопроводу або трохи віддалятися від нього поблизу п'ят.

На однопітковому переході поперечну і вертикальну жорсткість можна значно підвищити, якщо поставити допоміжні арки трохи вище або нижче основного робочого трубопроводу. У цьому випадку прогін, що перекривається, може сягати 100 м і більше. З'єднавши арки решіткою, одержують досить жорстку просторову аркову систему. На двопіткових переходах підвищують вертикальну жорсткість, а отже, збільшують прогін, що перекривається, за допомогою однієї допоміжної арки (розташованої вище або нижче робочих труб) і системи зв'язків. Решітки допоміжних арок кріпляться зварюванням безпосередньо до трубопроводів або ж до хомутив, встановлених на них.

Переходи, в яких трубопроводи не включено в несучу конструкцію арок. За наявності декількох ниток трубопроводу, кожна з яких має свій режим роботи, а також при великих перепадах температури продукту, що транспортується, включення трубопроводів у конструкцію аркового переходу як робочих поясів арок може викликати додаткові напруження в елементах переходу. Тому трубопровід виключається з роботи прогонової будови.

У таких випадках застосовується трипоясна ферма з розташуванням трубопроводів на поперечних розпірках усередині трикутника (рис. 4.32, а). Якщо всередині трикутника не виявляється досить місця для розташування всіх трубопроводів, то схему їх розташування може бути змінено (рис. 4.32, б). При великій кількості трубопроводів зручніше мати дві вертикально розташовані аркові ферми. Трубопроводи при цьому можна розташовувати на розпірках верхніх і нижніх горизонтальних зв'язків (рис. 4.32, в).

Опори аркових переходів трубопроводів. При невеликих прогонах для найпростіших аркових переходів не влаштовують спеціальних опор. Вертикальний тиск у таких переходах передається на ґрунт, а розпір сприймається прилеглими підземними ділянками трубопроводу. Зі збільшенням прогонів опорні реакції зростають, і при недостатньо щільних ґрунтах поблизу виходу трубопроводу з ґрунту необхідно укласти розподільні залізобетонні плити.

Трубопровід у ґрунті знаходиться в пружно-зашемленому стані, тому в місцях виходу його з землі при зміні температури і внутрішнього тиску спостерігаються поздовжні переміщення труб.

У зв'язку з тим для зменшення поздовжніх зсувів п'ят арок, а також для передачі частини розпору на ґрунт поблизу виходу трубопроводу з ґрунту влаштовуються упори. Порівняно невеликі упори влаштовуються на трубопроводі у вигляді жорсткого сталевого щита (рис. 4.33, а). Щит приварюється не до трубопроводу, а до встановленої в цьому місці муфти 4. Збільшення площі упора досягається розвитком розміру щита в горизонтальному напрямку (рис. 4.33, б). Такий упор виконується звичайно із залізобетону у вигляді ребристої плити з закладними деталями для передачі на неї тиску від трубопроводу і є досить жорстким. До трубопроводу приварюється муфта 4 з упорними ребрами.

Після укладання трубопроводу в траншею і влаштування упора ґрунт з обох боків від упора ретельно ущільнюють.

У місці виходу трубопроводу з ґрунту відсипають невеликий насип 3, що закриває нижню криволінійну ділянку трубопроводу. Особливо надійно потрібно

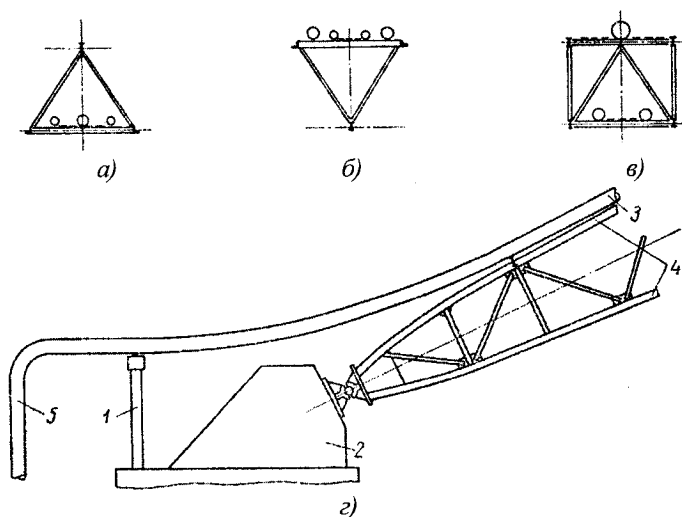


Рис. 4.32. Схема, за якою трубопровід не бере участі в роботі аркового переходу: а – трубопроводи розташовані всередині трикутника; б – трубопроводи лежать зверху ферми; в – трубопроводи лежать всередині і ззовні ферми; г – загальна схема арки переходу; 1 – опора компенсатора, 2 – опора аркового переходу, 3 – робочий трубопровід, 4 – несучі аркові ферми, 5 – компенсатор

захистити від корозії ділянку трубопроводу, що межує з повітрям і знаходиться в умовах змінної вологості. Ізоляція цієї ділянки, крім високих протикорозійних властивостей, повинна мати також достатню механічну міцність. Підземну частину трубопроводу ізолюють звичайним способом, відкриту надземну частину покривають спеціальними лаками. Поблизу виходу трубопроводу з ґрунту звичайну ізоляцію накладають поверх фарбування.

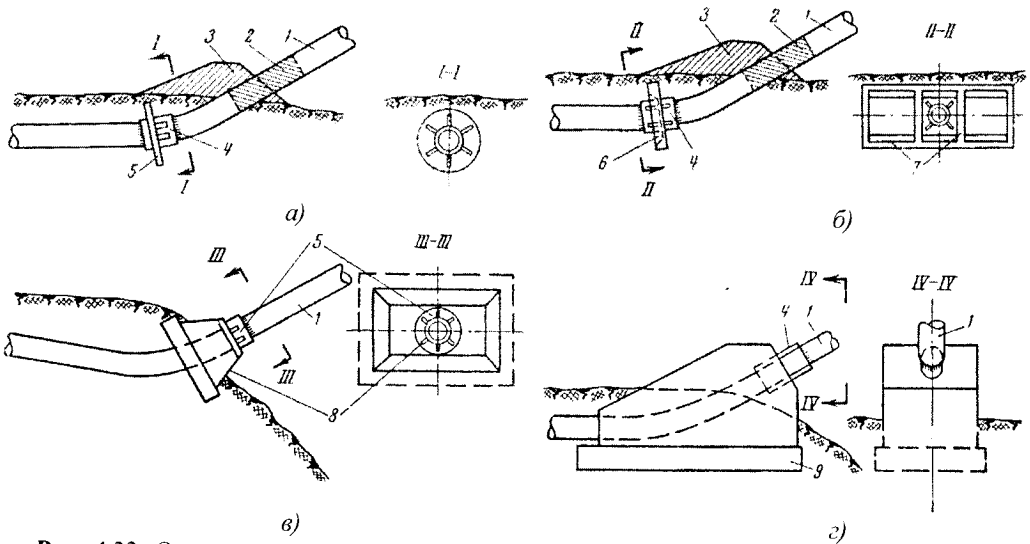


Рис. 4.33. Опори аркових переходів: а – сталевий упор; б – упор – залізобетонна ребриста плита; в – залізобетонний башмак зі сталевим упором; 1 – робочий трубопровід; 2 – ізоляція з підвищеними механічними властивостями; 3 – насип; 4 – муфта; 5 – сталевий упор; 6 – залізобетонний упор; 7 – ребра плити; 8 – залізобетонний башмак; 9 – масивна опора

У скельних та інших щільних ґрунтах опори роблять у вигляді порівняно невеликих башмаків (рис. 4.33, в). На переходах, що перекривають великі прогони, а також в ґрунтах з середньою несучою здатністю, влаштовують масивні опори (рис. 4.33, з). Тиск від трубопроводу на опори передається через приварені до труб упори (рис. 4.33, в) або безпосередньо через замонолічування труби в масивних опорах (рис. 4.33, з). Для зняття додаткових напружень, що виникають у місцях замонолічування, трубопровід посилюють муфтами 4. Для зменшення напружень від згину в арках можна штучно створювати попередні напруження потрібного знака, застосовують регульовані опорні елементи.

Монтаж аркових переходів може здійснюватися методом укрупнювального монтажу (перехід над залізницею прогоном 42 м у Донбасі), навісним монтажем (перехід через ущелину ріки Колорадо у США), збиранням в горизонтальному положенні з наступним підняттям готової конструкції в проектне положення (перехід через ріку нафтопроводу «Дружба»).

Розрахунок аркових переходів здійснюють залежно від того, включаються чи не включаються трубопроводи в роботу арок, а також від статичної схеми арки.

Несучі арки переходів, в яких трубопроводи не включено в роботу арок (рис. 4.32), розраховують як звичайні аркові конструкції на дію лише зовнішніх навантажень. За статичною схемою роботи такі арки можуть бути три-, дво- або безшарнірними. Власне трубопровід, як і у випадку естакадного прокладання, розраховують на дію лише внутрішнього тиску, а температурний перепад сприймається компенсаторами.

Аркові переходи, в яких трубопроводи є самостійними несучими елементами (рис. 4.29 і 4.30) або працюють сумісно з допоміжними арками (рис. 4.31), розраховують з умови, що труба одночасно є елементом будівельної конструкції (тобто на неї діють вертикальні і горизонтальні навантаження від власної ваги, ваги продукту, снігу, вітру, зміни температури тощо) і технологічним елементом, що зазнає дії тиску. Конструктивно такі переходи виконуються у вигляді безшарнірних арок. Під час визначення зусиль в елементах таких переходів потрібно враховувати додатковий розпір внаслідок поздовжніх деформацій трубопроводу від дії внутрішнього тиску і температури, неповне защемлення арок у ґрунті, а також переміщення трубопроводу на прилеглих підземних ділянках. На переходах такого типу компенсаторів поздовжніх деформацій не влаштовують.

Розглянемо детальніше розрахунок найпростіших аркових переходів, несуча здатність яких забезпечується самою трубою без додаткових елементів, вертикальна реакція сприймається ґрунтом, а розпір передається на прилеглі підземні ділянки. Завдяки тому, що опори таких арок не забезпечують жорсткого защемлення арки в ґрунті, при розрахунку їх вважають пружно-податливими, а всі цифрові коефіцієнти знаходять як середнє арифметичне між коефіцієнтами для двошарнірних і безшарнірних арок. Зміною значення поздовжньої сили по довжині арки звичайно нехтують.

Розпір арок обох статичних схем H_q від вертикального рівномірно розподіленого по довжині прогону навантаження інтенсивністю q знаходять за формулою:

$$H_q = \frac{ql^2}{8f} k, \quad (4.148)$$

де l, f – відповідно прогін і стріла підйому арки; k – безрозмірний коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили (обтиск арки).

Коефіцієнт k знаходять з виразу $k = 1/(1+\nu)$, де ν – відносна зміна довжини арки від дії одиничного розпору.

Для параболічних арок: пологої двошарнірної без зтяжки $\nu_2 \approx \frac{15}{8} \cdot \frac{I}{f^2 A}$; безшарнірної $\nu_0 \approx \frac{45}{4} \cdot \frac{I}{f^2 A}$. Для аркового трубопровідного переходу, відповідно до зробленого припущення $\nu = \frac{1}{2}(\nu_2 + \nu_0) = \frac{105}{16} \cdot \frac{I}{f^2 A}$. Підставивши ν у вираз для k і враховуючи, що для тонкостінної труби $I/A = D_{сер}^2/8$, одержимо:

$$k = \frac{1}{1+\nu} = \frac{1}{1 + \frac{105}{16} \cdot \frac{D_{\text{сер}}^2}{8f^2}} \approx \frac{1}{1 + 0.82 \left(\frac{D_{\text{сер}}}{f} \right)^2}, \quad (4.149)$$

де $D_{\text{сер}} = D_n - \delta$ – середній діаметр труби.

Зміна температури на величину Δt спричиняє в статично невизначених арках додаткові напруження. Користуючись табличними даними, запишемо для аркового переходу з врахуванням обтиску:

$$H_{\Delta t} = \frac{105}{16} \cdot \frac{EI}{f^2} \cdot \alpha \Delta t \cdot k = \frac{105}{16} \cdot \frac{EI}{f^2 s} \cdot \left(\frac{1}{1 + 105 \cdot 1 / (16 f^2 A)} \right) s \alpha \Delta t, \quad (4.150)$$

де s – довжина осі арки; для параболічної арки $s = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$.

З розгляду (4.150) випливає, що при $f \rightarrow 0$ вираз для розпору набуває вигляду невизначеності виду $(0/0)$, а величина $H_{\Delta t} / s \alpha \Delta t$ чисельно дорівнює розпору від одиничної зміни довжини арки. Наближено прийнявши, що для пологих арок $s \approx l$ і виконавши необхідні алгебраїчні перетворення, розпір β від одиничної зміни довжини можна записати у вигляді:

$$\beta \approx \frac{EA}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{16 f^2 A}{105 l}}. \quad (4.151)$$

Одержана формула справедлива для аркових переходів з довільним співвідношенням f/l , а в граничному випадку при $f \rightarrow 0$ $\beta = EA/l$, що відповідає зусиллю, яке викликає одиничне переміщення в прямолінійному елементі. Використавши наведені міркування, вираз для визначення розпору від температурного перепаду остаточно запишемо у вигляді:

$$H_{\Delta t} = \beta s \alpha \Delta t. \quad (4.152)$$

Дію внутрішнього тиску на арковий перехід можна замінити рівномірно розподіленим по довжині навантаженням. Інтенсивність цього навантаження q_p повинна бути такою, щоб воно створювало по кінцях арки зусилля величиною $pA_{\text{вн}} = p \cdot \pi D_{\text{вн}}^2 / 4$ (рис. 4.34).

Для визначення величини q_p розглянемо елементарну частинку дуги арки зав-

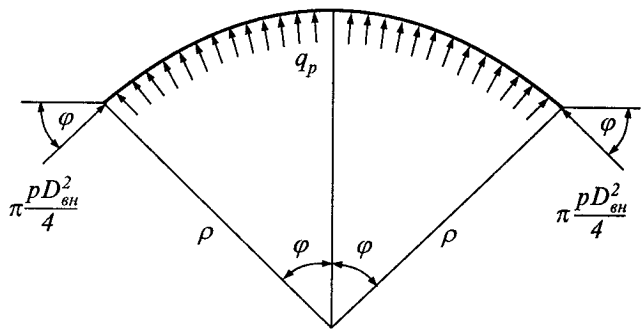


Рис. 4.34. Розрахункова схема для визначення розпору від дії внутрішнього тиску

довжки $\rho d\varphi$. Проекція навантаження, що діє на елементарну частинку, на верти-

кальну вісь, становить $q_p \cos \varphi \rho d \varphi$. Проінтегрувавши одержаний вираз по φ , одержимо $\int_0^\varphi q_p \cos \varphi \rho d \varphi = q_p \rho \sin \varphi$. Проекція зусилля на кінці арки на вертикальну вісь становить $\sin \varphi \cdot p \cdot \pi D_{\text{вн}}^2 / 4$. Прирівнявши одержані вирази, знайдемо

$$q_p = \frac{\pi D_{\text{вн}}^2}{4} \cdot \frac{p}{\rho} = \frac{p A_{\text{вн}}}{\rho},$$

де p – внутрішній тиск газу в трубопроводі; ρ – радіус кривизни арки.

Для параболічної арки, прийнявши наближено $1/\rho \approx d^2 y / dx^2$, знаходимо $\rho = l^2 / 8f$. Тоді величина розпору без врахування обтиску арки:

$$H_{p,\rho} = -\frac{q_p l^2}{8f} = -p A_{\text{вн}} = -0.5 \sigma_{\text{кц}} A. \quad (4.153)$$

Величина розпору від'ємна, це свідчить про те, що внутрішній тиск розвантажує арку, створюючи в ній розтяжні напруження. Для визначення впливу обтиску запишемо вираз для деформацій криволінійної труби під впливом внутрішнього тиску з врахуванням двовісного напруженого стану:

$$\Delta l \approx \Delta s = (0.5 - \mu) \frac{\sigma_{\text{кц}}}{E} s \approx 0.2 \frac{\sigma_{\text{кц}}}{E} s.$$

Отже, внутрішній тиск створює в арці розпір

$$H_p = -0.5 \sigma_{\text{кц}} A + 0.2 \beta \frac{\sigma_{\text{кц}}}{E} s. \quad (4.154)$$

Аналізуючи одержану формулу бачимо, що у підйомистих арках внутрішній тиск створює поздовжні розтяжні напруження, які приблизно дорівнюють $0.5 \sigma_{\text{кц}}$ (як в компенсаторних переходах); при зменшенні f/l вони зменшуються і для прямолінійних переходів ($f = 0$) без компенсації поздовжніх деформацій поздовжні напруження дорівнюють $0.3 \sigma_{\text{кц}}$ (при $\mu = 0.3$).

Додатковий розпір арки внаслідок переміщення її п'ят визначають залежно від напруженого стану ґрунту на прилеглих ділянках, а саме від наявності чи відсутності ділянки граничної рівноваги. Критерій виникнення ділянки граничної рівноваги одержимо з (4.94), врахувавши, що до арки прилягають дві півбезмежні підземні ділянки трубопроводу:

$$\frac{N_{\text{розр}} \gamma}{t_{\text{zp}} \left(1 + \frac{2\eta}{EA\gamma} \right)} > 1, \quad (4.155)$$

де $N_{\text{розр}} = S - (H_q + H_p + H_{\Delta})$; $S = (0.2 \sigma_{\text{кц}} + \alpha E \Delta t) A$ – поздовжнє зусилля, що діє на торець арки; γ – параметр, який характеризує співвідношення опору ґрунту поздовжнім переміщенням труби до її поздовжньої жорсткості, обчислюється за (4.95); η – жорсткість конструкції, прилеглої до підземної ділянки; для аркового трубопровідного переходу $\eta = \frac{105}{16} \cdot \frac{EI}{f^2 l}$; t_{zp} – граничний опір ґрунту зсуву, обчислюється за (4.96).

Якщо доводиться визначати додатковий розпір арки від зміщення п'ят для кількох комбінацій навантажень, зручно визначити граничне значення поздовжнього зусилля в перерізі трубопроводу в місці виходу його з ґрунту:

$$N_{cp} = \frac{t_{cp}}{\gamma} \cdot \left(1 + \frac{2\eta}{EA\gamma} \right) \quad (4.155a)$$

При $|N_{розр}| \leq N_{cp}$ ґрунт навколо трубопроводу ще працює в пружній стадії, ділянка граничної рівноваги відсутня, а додатковий розпір визначається за формулою:

$$H_{\Delta} = \frac{N_{розр}}{1 + \frac{EA\gamma}{2\eta}} \quad (4.156)$$

За наявності ділянки граничної рівноваги ($|N_{розр}| > N_{cp}$) додатковий розпір:

$$H_{\Delta} = A - \sqrt{A^2 - B^2}, \quad (4.157)$$

де

$$A = N_{розр} + \frac{EA t_{cp}}{2\eta};$$

$$B^2 = N_{розр}^2 + \left(\frac{t_{cp}}{\gamma} \right)^2.$$

Під час визначення сумарного розпору арки від різних навантажень його складові потрібно брати зі своїми знаками, прийнявши за позитивний розпір, спрямований назовні. Тоді розпори від вертикального навантаження H_q , від додатного температурного перепаду відкритої частини трубопроводу $H_{\Delta(+)}$, від зміщення п'ят до середини арки $H_{\Delta(N_{розр}>0)}$ будуть позитивними, а розпори від внутрішнього тиску H_p , від від'ємного температурного перепаду $H_{\Delta(-)}$ і від зміщення п'ят назовні $H_{\Delta(N_{розр}<0)}$ – негативними.

У розрахунковій схемі арки опори прийняті пружно-защемленими, тому згинальні моменти в ключі визначають за такими формулами:

- від вертикального навантаження $M_q = \frac{ql^2}{12} (1 - k); \quad (4.158)$

- від температурного перепаду і зміщення п'ят $M_{\Delta,\Delta} = -\frac{2}{3} f (H_{\Delta} + H_{\Delta}); \quad (4.159)$

- від деформації внаслідок внутрішнього тиску $M_p = -\frac{2}{3} f \cdot 0.2\beta \frac{\sigma_{кш}}{E} s. \quad (4.160)$

Згинальні моменти в п'яті арки $M_n = 0.5M_{кш}$.

Небезпечним з погляду виникнення додаткових згинальних моментів може бути випадок, коли рівномірно розподілене навантаження прикладене до поло-

вини прогону арки Таке може трапитися, наприклад, при заповненні або випорожненні нафтопродуктопроводів.

Крім вертикального навантаження на арковий перехід, як і на балкові трубопроводи, діятиме горизонтальне вітрове навантаження. При співвідношенні f/l менше $1/5 \dots 1/6$, як найчастіше і приймають на практиці, розрахунок на горизонтальне навантаження можна виконувати як для балки із защемленими кінцями завдовжки s . У такому випадку момент у защемленні $M_n^{cop} = q_{вет} s^2 / 12$, в ключі $M_{кл}^{cop} = q_{вет} s^2 / 24$. Рівнодійну згинальних моментів знаходять за формулою $M = \sqrt{M_{верт}^2 + M_{гор}^2}$. За розрахунковою схемою балки із защемленими кінцями можна наближено визначити частоту власних коливань арки в горизонтальній площині, необхідну для обчислення пульсаційної складової вітрового навантаження.

Напруження в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу визначають як алгебраїчну суму осьових і згинних напружень за формулою:

$$\sigma_{np} = \sigma_{np.N} + \sigma_{np.M} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{W}, \quad (4.161)$$

де $\sum N = H \cos \alpha + V \sin \alpha$, H – сумарний розпір арки від розрахункових навантажень і впливів, що входять у розрахункову комбінацію; $V = \frac{ql}{2}$ – вертикальна опорна реакція арки, q – рівномірно розподілене вертикальне навантаження; α – кут нахилу перерізу до горизонту.

Максимальні напруження виникають, як правило, в ключі арки. Їх визначають, враховуючи, що в ключі $\sum N = \sum H$:

$$\sigma_{np} = \frac{\sum H}{A} \pm \frac{\sum M}{W}. \quad (4.161a)$$

Перевірка міцності аркових трубопроводів виконується з умови досягнення межі текучості в крайніх волокнах перерізу за (4.104).

Крім перевірки на міцність, аркові трубопровідні переходи у разі виникнення поздовжніх стискальних зусиль вимагають перевірки на стійкість.

Критична сила втрати поздовжньої стійкості за (2.28):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.5\mu s)^2},$$

де s – довжина дуги арки; μ – коефіцієнт приведення довжини, наведений в табл. 4.16.

Оскільки, як вже згадувалося вище, аркові трубопровідні переходи за статичною схемою роботи займають проміжне місце між двошарнірними і безшарнірними арками, коефіцієнт приведення довжини можна визначити як середнє арифметичне між коефіцієнтами для дво- і безшарнірної арки.

Поздовжню стійкість аркового переходу у вертикальній площині буде забезпечено, якщо:

$$N \leq mN_{cr} \quad (4.162)$$

де m – коефіцієнт умов роботи переходу, N – поздовжнє стискальне зусилля в перерізі арки. Слід зазначити, що така перевірка дає дещо завищений запас стійкості, оскільки до уваги не беруться згинальні моменти в перерізі арки. З іншого боку, оскільки вісь арки окреслена по параболі, тобто близька до раціональної осі при дії вертикального рівномірно розподіленого навантаження, величина згинальних моментів незначна.

В поперечному напрямку стійкість параболічної арки, не розкріпленої відтяжками або вертикальними палями по обидва боки від трубопроводу, забезпечується у разі виконання умови

$$q \leq mq_{cr} \quad (4.163)$$

де $q_{cr} = K \frac{EI}{l^3}$ – значення вертикального рівномірно розподіленого навантаження, при якому відбувається втрата стійкості арки з площини згину; K – коефіцієнт, що залежить від статичної схеми арки і співвідношення f/l , визначається за табл. 4.17.

Таблиця 4.16

Коефіцієнт μ для аркових трубопровідних переходів

Статична схема арки	f/l			
	1/20	1/5	1/3	1/2.5
Двошарнірна	1.0	1.1	1.2	1.3
Безшарнірна	0.7	0.75	0.8	0.85

Таблиця 4.17

Коефіцієнт K для аркових трубопровідних переходів

Статична схема арки	f/l					
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
Двошарнірна	28.5	45.4	46.5	43.9	38.4	30.5
Безшарнірна	60.7	101	115	111	97.4	83.8

Як і в попередньому випадку, коефіцієнт K для аркового трубопровідного переходу розраховується як середнє арифметичне між коефіцієнтами для дво- і безшарнірної арки.

Приклад 13. Виконати перевірку міцності і стійкості найпростішого аркового переходу, зображеного на рис. 4.29, а, з такими геометричними характеристиками: прогін переходу $l = 30$ м, стріла підйому $f = 5$ м, арка окреслена по параболі. Діаметр труб 530×8 мм, $R_2 = 230$ МПа, $A = 131$ см²; $W = 1687$ см³; $I = 44700$ см⁴; продукт – нафта, робочий тиск в трубопроводі 3.0 МПа; розрахункова вага трубопроводу з продуктом – $q = 2.94$ кН/м, розрахунковий температурний перепад: для відкритої ділянки $\pm 50^\circ\text{C}$; для підземної ділянки $\pm 20^\circ\text{C}$. Трубопровід знаходиться у Львівській області, тип місцевості В. Прилегли підземні ділянки трубопроводу заглиблені на 1 м (до верху труби) у супісок середньої щільності з узагальненим коефіцієнтом дотичного опору ґрунту $c_{x0} = 0.03$ МПа/см і щільністю 18 кН/м³. Зчеплення ґрунту засипки $c = 17$ кПа, кут внутрішнього тертя $\varphi = 29^\circ$. Коефіцієнт умов роботи переходу $m = 0.75$.

Визначаємо внутрішні зусилля в перерізі арки від діючих на неї навантажень і впливів. Для цього спочатку потрібно обчислити коефіцієнт обтиску арки k за (4.149) і розпір від одиничної зміни довжини β за (4.151):

$$k \approx \frac{1}{1 + 0.82 \left(\frac{D_{\text{сеп}}}{f} \right)^2} = \frac{1}{1 + 0.82 \left(\frac{0.53 - 0.008}{5} \right)^2} \approx 0.991;$$

$$\beta \approx \frac{EA}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{16f^2 A}{105 \cdot l}} = \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4}}{30} \cdot \frac{1}{1 + \frac{16 \cdot 5^2 \cdot 131 \cdot 10^{-4}}{105 \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}} \approx 799 \text{ кН.}$$

Розпір арки від вертикального рівномірно розподіленого навантаження за (4.148):

$$H_q = \frac{ql^2}{8f} k = \frac{2.94 \cdot 30^2}{8 \cdot 5} \cdot 0.991 = 65.55 \text{ кН.}$$

Розпір від внутрішнього тиску за (4.154):

$$H_p = -0.5 \sigma_{\text{кц}} A + 0.2 \beta \frac{\sigma_{\text{кц}}}{E} s =$$

$$= -0.5 \cdot 106 \cdot 10^6 \cdot 131 \cdot 10^{-4} + 0.2 \cdot 799 \cdot 10^3 \cdot \frac{106}{2.06 \cdot 10^5} \cdot 32.22 \approx -691.65 \text{ кН,}$$

$$\text{де } \sigma_{\text{кц}} = \frac{npD_{\text{вн}}}{2\delta} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 514}{2 \cdot 8} = 106 \text{ МПа,}$$

$$\text{де } s = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] = 30 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{5}{30} \right)^2 \right] \approx 32.22 \text{ м} - \text{довжина осі арки.}$$

Розпір від температурного перепаду за (4.152):

$$H_{\Delta t(+)} = \beta s \alpha \Delta t = 799 \cdot 32.22 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 50 = 15.45 \text{ кН.}$$

Визначаємо додатковий розпір від переміщень трубопроводу на прилеглих підземних ділянках. Для цього потрібно перевірити, чи виникає поблизу виходу трубопроводу на поверхню ділянка граничної рівноваги ґрунту. З цією метою визначаємо розрахункове поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу в місці виходу його з ґрунту при додатному температурному перепаді:

$$N_{\text{розр}} = S - (H_q + H_p + H_{\Delta t}) = 925.38 - (65.55 - 691.65 + 15.45) = 1536.03 \text{ кН,}$$

де

$$S = [0.2 \sigma_{\text{кц}} + \alpha E \Delta t] A = [0.2 \cdot 106 \cdot 10^6 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 20] \cdot 131 \cdot 10^{-4} \approx 925.38 \text{ кН.}$$

Граничне значення поздовжнього зусилля за (4.155а):

$$N_{\text{сп}} = \frac{t_{\text{сп}}}{\gamma} \cdot \left(1 + \frac{2\eta}{EA\gamma} \right) = \frac{36.19 \cdot 10^3}{0.043} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 806 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.043} \right) = 853 \text{ кН.}$$

$$\text{де } \gamma = \sqrt{\frac{\pi D_n c_{x0}}{EA}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot 53 \cdot 0.03 \cdot 10^6}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4}}} = 0.0430 \text{ м}^{-1};$$

$$t_{zp} = (q + 2\gamma c_h \pi D_n^2) \tan \varphi + 0.6 \pi D_n c = (2.94 + 2 \cdot 18 \cdot 0.589 \cdot \pi \cdot 0.53^2) \tan 29^\circ + 0.6 \pi \cdot 0.53 \cdot 17 = 36.19 \text{ кН/м};$$

$q = 2.94$ кН/м – розрахункова вага труби з продуктом;

$$c_h = -0.046(h/D_n)^2 + 0.367(h/D_n) + 0.06 = -0.046(1/0.53)^2 + 0.367(1/0.53) + 0.06 = 0.589 \text{ – за графіком на рис. 4.21}$$

$$\eta = \frac{105}{16} \cdot \frac{EI}{f^2 l} = \frac{105}{16} \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{5^2 \cdot 30} = 806 \text{ кН/м.}$$

Оскільки $|N_{розр}| = 1536.06 \text{ кН} > N_{zp} = 853 \text{ кН}$, поблизу виходу трубопроводу на поверхню виникає ділянка граничної рівноваги. Для визначення додаткового розпору від зміщення п'ят арки обчислюємо коефіцієнти A і B^2 :

$$A = N_{розр} + \frac{EA t_{zp}}{2\eta} = 1536.03 \cdot 10^3 + \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 36.19 \cdot 10^3}{2 \cdot 806 \cdot 10^3} = 62.12 \cdot 10^6;$$

$$B^2 = N_{розр}^2 + \left(\frac{t_{zp}}{\gamma}\right)^2 = (1536.03 \cdot 10^3)^2 + \left(\frac{36.19 \cdot 10^3}{0.043}\right)^2 = 3.08 \cdot 10^{12}.$$

За наявності ділянки граничної рівноваги додатковий розпір визначається за (4.157):

$$H_\Delta = A - \sqrt{A^2 - B^2} = 62.12 \cdot 10^6 - \sqrt{(62.12 \cdot 10^6)^2 - 3.08 \cdot 10^{12}} \approx 24.80 \text{ кН.}$$

Отже, сумарний розпір в арці переходу від одночасної дії вертикального навантаження, внутрішнього тиску, додатного температурного перепаду і зміщення п'ят арки до середини становить:

$$\sum H = H_q + H_p + H_{\Delta(+)} + H_{\Delta(N_{розр} > 0)} = 66.55 - 691.65 + 15.45 + 24.80 \approx -584.85 \text{ кН.}$$

Поздовжнє осьове зусилля в ключі арки $N_{кл} = \sum H = -584.85 \text{ кН}$.

Визначаємо значення згинальних моментів у вертикальній площині:

- від вертикального навантаження за (4.158):

$$M_q = \frac{ql^2}{12}(1-k) = \frac{2.94 \cdot 30^2}{12}(1-0.991) \approx 1.98 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- від додатного температурного перепаду і зміщення п'ят до середини арки (4.159):

$$M_{\Delta, \Delta} = -\frac{2}{3} f(H_{\Delta(+)} + H_\Delta) = -\frac{2}{3} \cdot 5(15.45 + 24.80) = -134.17 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

- від деформації внаслідок внутрішнього тиску (4.160):

$$M_p = -\frac{2}{3} f \cdot 0.2 \beta \frac{\sigma_{кц}}{E} s = -\frac{2}{3} \cdot 5 \cdot 0.2 \cdot 799 \cdot \frac{106}{2.06 \cdot 10^5} \cdot 32.22 = -8.83 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Тоді сумарні згинальні моменти у вертикальній площині в ключі арки

$$\sum M_{кц}^{верт} = 1.98 - 134.17 - 8.83 = -141.02 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Визначаємо згинальні моменти у горизонтальній площині від вітрового навантаження. Для цього спочатку необхідно визначити значення цього навантаження.

Статична складова вітрового навантаження, $\text{H}/\text{м}^2$:

$$w_n^c = w_m = w_0 k c = 380 \cdot 0.5 \cdot 0.45 = 85.5 \text{ H}/\text{м}^2,$$

$w_0 = 0.38$ кПа – для III вітрового району; $k=0.5$ – для типу місцевості В на висоті до 5 м над рівнем землі; $c = c_x = k c_{x_x} = 0.907 \cdot 0.5 \approx 0.45$; $k = 0.907$ при $L/D_{н.у} = 57$; $c_{x_x} \approx 0.5$ при $Re = 7.61 \cdot 10^5$ і $\Delta = 0.001$ м;

$$Re = 0.88 D_{н.у} \sqrt{w_0 k(z) \gamma_f} \cdot 10^5 = 0.88 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{380 \cdot 0.5 \cdot 1.4} \cdot 10^5 = 7.61 \cdot 10^5;$$

$\Delta = 0.001$ м для сталевих конструкцій.

Для визначення динамічної складової вітрового навантаження потрібно спочатку визначити частоту власних коливань арки в горизонтальній площині. Для цього її розрахункову схему приймаємо у вигляді защемленої по кінцях балки завдовжки s . Тоді:

$$f_1 = \frac{\alpha_1^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{s^2} \sqrt{\frac{EI}{m} \left(1 - \frac{\sum H}{N_{cr}} \right)} =$$

$$= 2.7 \cdot \frac{1}{32.22^2} \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{300} \left(1 - \frac{-584.85}{6309} \right)} = 1.51 c^{-1},$$

де $\alpha_1^2/2\pi \approx 2.7$ – частотний коефіцієнт (наближений) для однопрогонової балки із защемленими кінцями з врахуванням неповного защемлення трубопроводу ґрунтом;

$$m = q_{mp}/g = 294/9.81 \approx 300 \text{ кг};$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.5 \mu s)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{(0.5 \cdot 0.745 \cdot 32.22)^2} = 6309 \text{ кН}$$

$\mu = 0.745$ – коефіцієнт приведення довжини, прийнятий за інтерполяцією за табл. 4.16.

Динамічну складову вітрового навантаження, $\text{H}/\text{м}^2$ визначаємо за формулою $w_p = w_m \xi \zeta$ при декременті коливань для сталевих конструкцій $\delta = 0.15$.

$$w_p = w_m \xi \zeta v = 85.5 \cdot 1.55 \cdot 1.22 \cdot 0.7 = 113.2 \text{ H}/\text{м}^2,$$

$\zeta = 1.22$ – коефіцієнт пульсацій вітру для типу місцевості В на висоті до 5 м над рівнем землі; $v = 0.7$ – коефіцієнт просторової кореляції тиску вітру; $\xi = 1.55$ –

коефіцієнт динамічності, визначається за графіком на рис. 4.4 залежно від параметра ε ;

$$\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0} / 940 f_1 = \sqrt{1.4 \cdot 380} / (940 \cdot 1.51) = 0.016.$$

Повна величина розрахункового вітрового навантаження становить:

$$q_{вет} = 1.2 \cdot (85.5 + 113.2) \cdot 0.53 \approx 126 \text{ Н/м} \approx 0.13 \text{ кН/м}$$

Згинальні моменти від вітрового навантаження в ключі арки:

$$M_{кл}^{зоп} = q_{вет} s^2 / 24 = 0.13 \cdot 32.22^2 / 24 = 5.62 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Рівнодійна згинальних моментів в ключі арки:

$$M_{кл} = \sqrt{141.02^2 + 5.62^2} = 141.13 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальні поздовжні напруження в ключі арки за (4.161a):

$$\sigma_{np} = \sigma_{np.N} + \sigma_{np.M} = \frac{\sum H}{A} \pm \frac{\sum M_{кл}}{W} = \frac{584.85 \cdot 10^3}{131 \cdot 10^{-4}} + \frac{141.13 \cdot 10^3}{1687 \cdot 10^{-6}} \approx 128.0 \text{ МПа}.$$

Виконуємо перевірку міцності за формулою:

$$|\sigma_{np}| = 128.30 \leq \psi_4 R_2 = 1.0 \cdot 230 = 230 \text{ МПа}.$$

Оскільки умова виконується, міцність арки на дію повного експлуатаційного навантаження при додатному температурному перепаді забезпечена. Варто звернути увагу, що внутрішній тиск викликає в перерізах арки розтяжні зусилля і від'ємний (спрямований назовні) розпір. У такому випадку перевірка стійкості арки не потрібна.

У загальному випадку необхідно виконувати перевірку міцності при дії інших комбінацій навантажень, зокрема при дії від'ємного температурного перепаду, а також перерізів в п'яті арки.

Тепер виконаємо розрахунок тієї самої арки за відсутності внутрішнього тиску в трубі.

Поздовжнє осьове зусилля в перерізі трубопроводу в місці виходу його з ґрунту:

$$N_{розр} = S - (H_q + H_{\Delta(+)}) = 647.66 - (65.55 + 15.45) = 566.66 \text{ кН},$$

де $S = \alpha E \Delta t A = 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 20 \cdot 131 \cdot 10^{-4} \approx 647.66 \text{ кН}$.

Оскільки $|N_{розр}| = 566.66 \leq N_{сп} = 853 \text{ кН}$, поблизу виходу трубопроводу на поверхню не виникає ділянка граничної рівноваги. Додатковий розпір від зміщення п'ят арки за (4.156):

$$H_{\Delta} = \frac{N_{розр}}{1 + \frac{EA\gamma}{2\eta}} = \frac{566.66 \cdot 10^3}{1 + \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.043}{2 \cdot 806 \cdot 10^3}} = 7.76 \text{ кН}.$$

Сумарний розпір в арці переходу від одночасної дії вертикального навантаження, додатного температурного перепаду і зміщення п'ят арки до середини становить:

$$\sum H = H_q + H_{\Delta t} + H_{\Delta} = 66.55 + 15.45 + 7.76 = 89.76 \text{ кН}.$$

Поздовжнє осьове зусилля в ключі арки $N_{кл} = \sum H = 89.76$ кН.

Згинальні моменти у вертикальній площині від температурного перепаду і зміщення п'ят:

$$M_{\Delta, \Delta} = -\frac{2}{3} f(H_{\Delta(+)} + H_{\Delta}) = -\frac{2}{3} \cdot 5(15.45 + 7.76) = -77.37 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сумарні згинальні моменти у вертикальній площині в ключі арки:

$$\sum M_{кл}^{верт} = 1.98 - 77.37 = -75.39 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Рівнодійна згинальних моментів в ключі арки:

$$M_{кл} = \sqrt{75.39^2 + 5.62^2} \approx 75.60 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальні поздовжні напруження в ключі арки:

$$\sigma_{np} = \sigma_{np.N} + \sigma_{np.M} = \frac{\sum H}{A} \pm \frac{\sum M_{кл}}{W} = \frac{89.76 \cdot 10^3}{131 \cdot 10^{-4}} + \frac{75.60 \cdot 10^3}{1687 \cdot 10^{-6}} = 51.67 \text{ МПа.}$$

Виконуємо перевірку міцності за умовою:

$$|\sigma_{np}| = 51.71 \leq \psi_4 R_2 = 230 \text{ Мпа.}$$

Умова виконується, міцність арки забезпечена. Коефіцієнт $\psi_4 = 1.0$, тому що при відсутності внутрішнього тиску в перерізах арки діє одновісний напружений стан.

Оскільки в перерізах арки виникають поздовжні стискальні зусилля, її потрібно перевірити на стійкість:

– у вертикальній площині: $N = 89.76 \leq mN_{cr} = 0.75 \cdot 6309 = 4731$ кН – умова виконується, поздовжня стійкість у вертикальній площині забезпечується;

– в горизонтальній площині: $q = 2.94 \leq mq_{cr} = 0.75 \cdot 268 = 201$ кН/м умова виконується, поперечна стійкість забезпечується;

$$q_{cr} = K \frac{EI}{l^3} = 78.5 \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{30^3} = 268 \text{ кН} \text{ – критичне навантаження,}$$

що відповідає втраті стійкості параболічної арки в горизонтальній площині; $K = 78.5$ – коефіцієнт, обчислений за табл. 4.17 як середнє для дво- і безшарнірної арки, при $f/l = 1/6$.

Отже, стійкість арки при виникненні в її перерізах поздовжніх стискальних зусиль також забезпечується.

З результатів наведеного числового прикладу видно, що умови міцності і стійкості для найпростішого аркового переходу прогоном 30 м з труб 530×8 мм задовольняються з великим запасом. Зауважимо, що міцність балкового безкомпенсаторного переходу з таким самим прогоном і навантаженням не забезпечується (див. *приклад 9*).

Отже, використання для трубопровідних переходів конструктивної схеми арки дуже доцільне. В експлуатаційній стадії робочий тиск викликає в її перерізах розтяжні напруження, завдяки чому двовісний напружений стан можна не враховувати ($\psi_4 = 1.0$); виключається можливість втрати поздовжньої стійкості

відкритого трубопроводу; збільшується частота власних коливань, тобто підвищується динамічна жорсткість конструкції. Крім цього, для параболічних арок форма осі відповідає раціональній осі арки при дії вертикального рівномірно розподіленого навантаження, що суттєво зменшує згинальні моменти.

4.3.4. Висячі трубопровідні переходи

Переходи цього типу дозволяють перекривати найбільші прогони (табл. 4.11) завдяки роботі несучих елементів переходу на розтяг, що сприяє найбільш раціональному використанню міцнісних властивостей сталі, в тому числі високоміцної.

Короткий огляд конструкцій висячих мостів. Основними несучим елементами висячих мостів є

розтягнуті елементи (нитки, що провисають). Вони сприймають корисне поперечне навантаження і приймають форму, що відповідає формі мотузкової кривої від

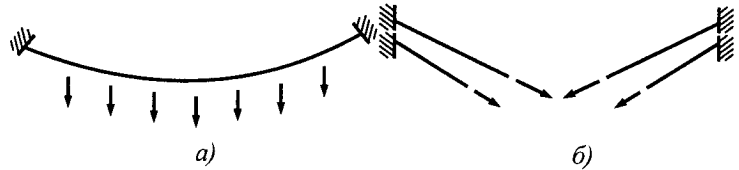


Рис. 4.35. Провисаюча нитка (а) і ванти (б) як основні елементи висячих і вантових конструкцій

цього навантаження (рис. 4.35, а). Провисаючу нитку в сучасних висячих мостах виконують звичайно у вигляді канату. У трубопровідних висячих переходах саму трубу іноді використовують як жорстку провисаючу нитку.

Вантовими називають мости, основу конструкції яких становлять ванти, тобто гнучкі розтягнуті стержні (рис. 4.35, б), які не сприймають корисного поперечного навантаження і є майже прямолінійними (провисають тільки від власної ваги).

Для виготовлення розтягнутих несучих елементів сучасних висячих і вантових мостів (канатів, вантів і підвісок) використовують високоміцний оцинкований дріт (з розрахунковим опором від 1200 до 1800 МПа). Його застосовують в таких виробках: виті сталеві канати; канати (в'язки) з паралельних дротів; дріт у бухтах, що використовується для обплетення в прогоні кабелю з паралельних дротів.

Виті сталеві канати для мостів найчастіше виготовляють спіральними закритими, рідше – спіральними з круглих дротів і подвійного звивання семипасмовими. Вони вимагають обов'язкової попередньої витяжки перед установкою в конструкцію, але і після витяжки їх модуль пружності значно нижчий, ніж канатів з паралельних дротів. Однак застосування для кабелів, вант і підвісок вихідних елементів високої заводської готовності значно зменшує трудомісткість і терміни будівництва висячих і вантових мостів. Канати з паралельних високоміцних дротів мають модуль деформацій $2 \cdot 10^5$ МПа і при організації виготовлення їх на індустріальній основі вони мають перспективу широкого застосування у висячих і вантових мостах.

Отже, для канатів і вант, крім в'язок паралельних дротів, міцність матеріалу в кілька разів вища (і площа поперечного перерізу відповідно менша), а модуль пружності нижчий, ніж для елементів зі звичайної (низьколегованої або маловуглецевої) сталі. Отже, жорсткість висячих і вантових мостів виявляється значно нижчою від

жорсткості інших мостових конструкцій. Жорсткість додатково зменшується для висячих схем, для яких властиві кінематичні переміщеннями S -подібного згину.

Жорсткість висячого або вантового моста потрібно аналізувати не тільки з позицій забезпечення нормальної експлуатації (допустимості прогинів, кутів перелому, амплітуди коливань для повноцінного виконання мостом транспортних функцій), але і з позицій надійності – виключення небезпеки резонансу під рухомими і вітровими навантаженнями і забезпечення аеродинамічної стійкості.

Поштовхом до розвитку теорії опору висячих і вантових мостів вітровим впливам була аварія Такомського моста (США) прогоном 854 м у 1940 р. Відповідно до цієї теорії ширина висячого або вантового моста в більшості випадків не повинна бути менше $1/50 - 1/40$ більшого прогону. За необхідності мати меншу ширину (наприклад, у трубопровідних мостах) потрібно передбачати відтяжки на береги або попередньо напружену вітрову систему з двох кабелів, заанкерених на берегах. Щоб зменшити тиск вітру, балку жорсткості виконують обтічної форми або скрізною з добре обтічних трубчастих елементів. Доцільно також передбачати наскрізний настил або зазори між балками жорсткості і проїзною частиною.

Для поперечних перерізів висячих і вантових мостів характерні три схеми компоновання: дві вертикальні головні (висячі або вантові) ферми біля країв проїзної частини (рис. 4.36, а); дві похилі головні ферми, що розходяться до країв проїзної частини (рис. 4.36, б); одна (одиначна або спарена) вертикальна головна ферма над розділовою смугою проїзної частини (рис. 4.36, в) при балці жорсткості, що добре опирається крученню).

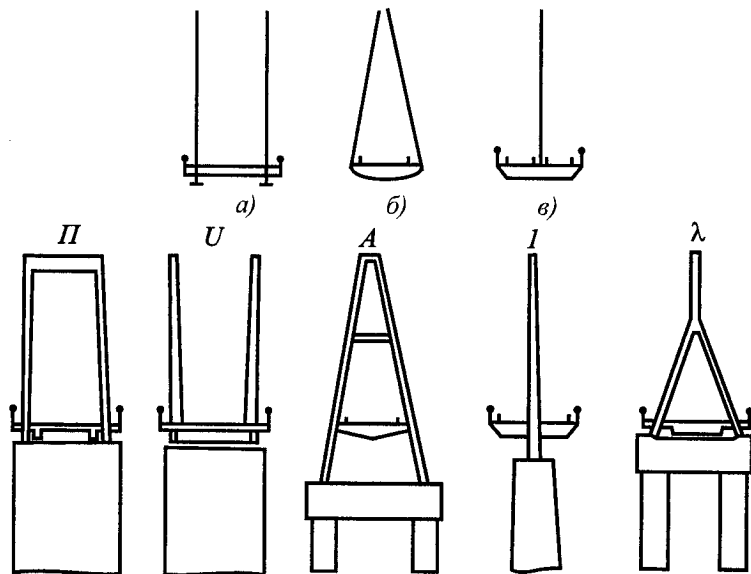


Рис. 4.36. Схеми поперечних перерізів і пілонів висячих та вантових мостів

Пілони металевих висячих й вантових мостів можуть бути і сталевими, і залізобетонними. Характерні принципіві схеми пілонів наведено на рис. 4.36. П- і U-подібні пілони відповідають влаштуванню двох вертикальних ферм, А-подібний пілон – двох похилих або однієї вертикальної ферми, одностійковий і λ-подібний пілони – однієї вертикальної ферми.

Переважання розтягнутих елементів у головних фермах і застосування високоміцної сталі для кабелів і вант зумовлює зменшення витрати сталі у вися-

чих і вантових мостах порівняно з іншими конструкціями металевих мостів і можливість економічного перекриття найбільших прогонів – 1500 м і більше для висячих мостів і приблизно до 700 м для вантових мостів. Одна з особливостей висячих і вантових мостів полягає в тому, що витрата металу на 1 м або 1 м² збільшується із зростанням прогону значно повільніше, ніж для інших видів металевих мостів. Відповідно раціональність спорудження висячих і вантових мостів збільшується із зростанням прогону.

Однак застосування висячих і вантових мостів доцільне не тільки для найбільших прогонів. Висячі мости в гірських та інших важкодоступних районах в багатьох випадках виявляються незамінними завдяки легкості передачі кабелю з одного берега на протилежний і можливості використовувати навішений на пілони кабель для монтажу інших конструкцій моста. Висячі і вантові мости застосовні для перекриття середніх за величиною прогонів без застосування зварних балок значної висоти з використанням лише прокатних балок. У трубопровідних мостах висячі і вантові конструкції переважають для всіх прогонів, починаючи з 40...60 м.

Нарешті, висячі і вантові мости досить часто застосовують, керуючись архітектурними вимогами. Діапазони прогонів, що визначають доцільність застосування висячих і вантових мостів різного призначення, наведено в табл. 4.18.

Але найдоцільніше застосування висячих і вантових мостів все-таки для перекриття великих прогонів (понад 140–180 м), економічні і конструктивні переваги яких над балковими суцільними і скрізними конструкціями стають очевидними. Потреба у великопрогонових висячих і вантових мостових конструкціях виникає у зв'язку з особливими умовами судноплавства, при перетині морських проток, глибоких ущелин, водоймищ і гирл великих рік, при нестійких донних ґрунтах і великій глибині залягання материкових порід.

Таблиця 4.18

Діапазони прогонів висячих і вантових мостів

Конструкція	Діапазони прогонів, м, для мостів		
	автодорожного і міського	пішохідного	трубопровідного
Висяча	50–2000	40–500	40–1200
Вантова	50–700	40–200	40–200

Класифікація висячих трубопровідних переходів і особливості їх конструкції. Системи висячих трубопровідних переходів можна розділити на чотири основні групи: переходи з одноланцюговими висячими фермами (рис. 4.37, а, б), з вантовими фермами радіальної системи (рис. 4.37, в, г), з вантовими фермами з трикутною решіткою (рис. 4.37, д, е) і переходи у вигляді провисаючої нитки (рис. 4.37, є–з). Названі системи переходів можуть бути як одно-, так і багатопрогоновими.

У переходах з *одноланцюговими висячими фермами* трубопровід за допомогою підвісок кріпиться до одного або кількох тросів, перекинутих через пілони. Натяг тросів, як правило, сприймається анкерними пристроями, а трубопровід відіграє роль балки жорсткості.

У переходах з *вантовими фермами* трубопровід підтримується за допомогою похилих тросів або жорстких вантових ферм. У вантових системах всі елементи,

як правило, розтягнуті й утворюють у вертикальній площині геометрично незмінну систему. При використанні великопрогонових вантових ферм з трикутною решіткою сам трубопровід може не виступати несучим елементом ферми.

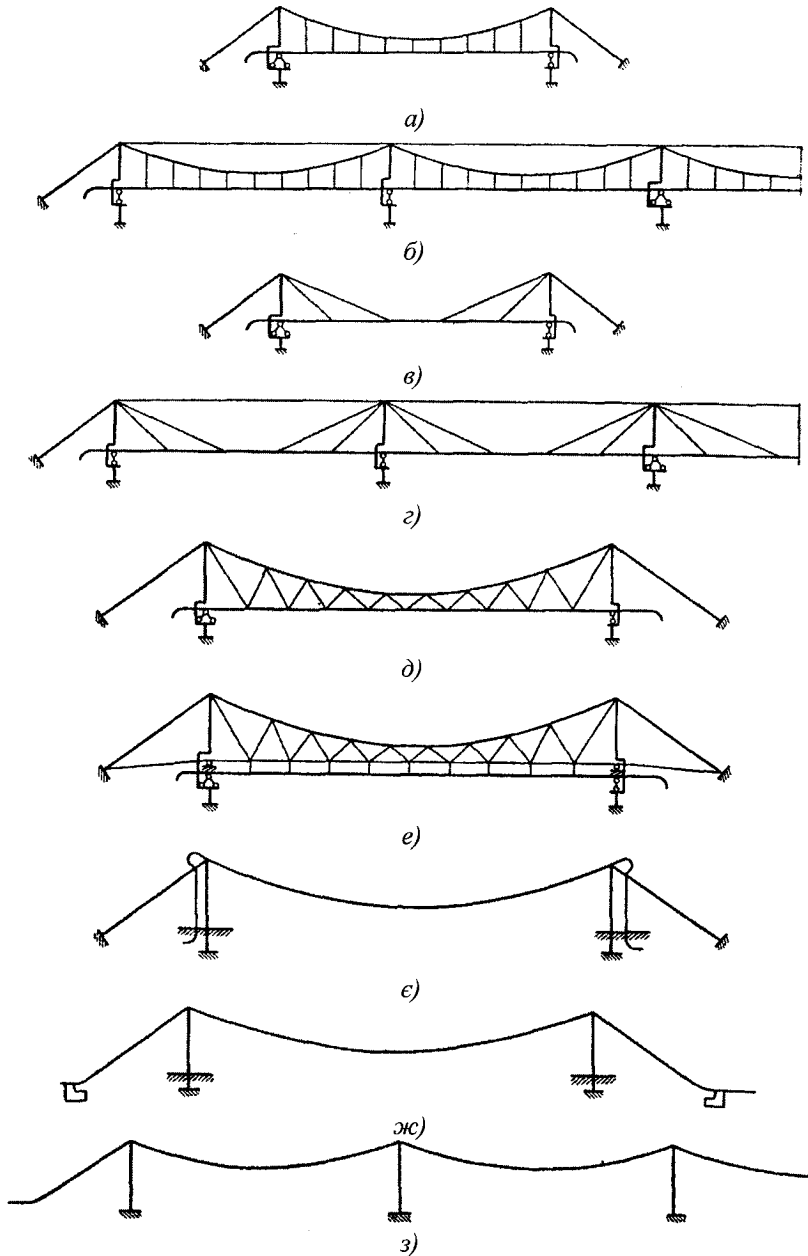


Рис. 4.37. Схеми висячих трубопровідних переходів: а, б – з одноланцюговими фермами; в, г – з радіально-вантовими фермами; д, е – з вантовими фермами з трикутною решіткою; є–з – у вигляді нитки, що провисає

У багатопрогонових системах для вирівнювання натягів при несиметричних завантаженнях переходу верхівки пілонів з'єднують за допомогою спеціальних горизонтальних канатів.

У переходах *у вигляді провисаючої нитки* трубопровід, перекинутий через пілони, вільно провисає під дією власної ваги і ваги продукту. Ця система дуже економічна, але менш зручна з експлуатаційного погляду. Крім того, у металі провисаючої труби виникають значно більші поздовжні напруження, ніж у інших типах переходів.

При розрахунку труб, що працюють під високим тиском, необхідно враховувати власні кільцеві і поздовжні розтяжні напруження та напруження від реактивного відпору компенсаторів. Крім того, під час транспортування рідин потрібно додатково враховувати динамічні (гідравлічні) удари, які виникають у момент увімкнення трубопроводу в мережу або вимикання його з мережі. У разі наповнення труби тільки на частині прогону відбувається також S-подібний вигин конструкції. Деформативність несучих конструкцій висячих переходів обмежується вимогами нормальної експлуатації трубопроводів (запобігання роз'єднанню стиків, виведення конденсату тощо).

Мала бічна жорсткість труб у висячих великопрогонових переходах вимагає використання спеціальних пристроїв для сприйняття вітрових зусиль і для обмеження та запобігання аеродинамічним коливанням. Можна не вживати спеціальних заходів для збільшення поперечної жорсткості переходів лише при прогонах 60...100 м (на трубах діаметром 530...1420 мм). Поперечну жорсткість можна збільшити шляхом влаштування горизонтальної ферми, якщо на переході є експлуатаційний місток. Однак вже при порівняно невеликих прогонах (120...150 м) конструкція горизонтальних ферм стає надто важкою. Крім того, влаштування експлуатаційного містка збільшує навантаження на перехід за рахунок ваги снігового покриву, що знаходиться на містку. Тому при прогонах понад 100 м, як правило, застосовують вітрові ферми або відтяжки, які кріпляться до пілона або до окремих берегових анкерів. За відсутності містка для огляду трубопроводу користуються люлькою, яка переміщується по закріпленій під трубопроводом монорейці. По кінцях переходів звичайно влаштовують Г- або Z-подібні компенсатори.

Одноланцюгові переходи. Одноланцюгові переходи складаються з ланцюга (сталевий канат або в'язка канатів), який за допомогою вертикальних підвісок підтримує трубу. Трубопровід відіграє роль балки жорсткості, яка працює на згин від рівномірно розподіленого по довжині прогону постійного навантаження і ваги продукту, що транспортується. Крім того, труба інтенсивно працює при несиметричному завантаженні, забезпечуючи незмінність висячої системи. Канати ланцюга спіраються на пілони і закріплюються у спеціальних анкерних опорах, що сприймають розпір.

Межі раціонального застосування одноланцюгових переходів обмежуються прогонами 80...300 м. У закордонній практиці існують газопровідні переходи такої схеми з прогонами 550–800 м. Максимальні прогони одноланцюгових переходів для продуктопроводів менші. У таких переходах при збільшенні прогонів, крім значно більшого (порівняно з газопроводами) навантаження, необ-

хідно враховувати можливість роботи труби на загальний згин при несиметричному завантаженні і деформації, які при цьому виникають.

Влаштування переходів великих прогонів економічно виправдане при складних геологічних, гідрогеологічних або інших спеціальних умовах, що утруднюють влаштування проміжних опор. В інших випадках більш доцільними виявляються багатопрогонні переходи.

Оптимальні величини стріли провисання ланцюга між осями пілонів – $1/8 \dots 1/12$ прогону. Відстань між підвісками визначається можливістю використання труби при роботі її на місцевий згин, а також конструктивними міркуваннями: вибором перерізу підвісок, призначенням типу обтискачів канатів у вузлах кріплення підвісок, вибором типу натяжних пристроїв.

Пілони доцільно приймати металевими зварними з прокатних профілів з найменшою можливою жорсткістю в напрямку вздовж прогону (рис. 4.38). Таке рішення дозволяє відмовитися від шарнірного обпирання пілонів на масивні опори, тому що при гнучких стійках температурні деформації ланцюга не викликають істотних напружень у пілонах. Жорстке закріплення пілонів на опорах спрощує й здешевлює їх конструкцію, зручніше для монтажу.

Рекомендується застосовувати суцільні на весь перехід канати, що дає змогу уникнути їх стикування. Канати закріплюють на опорній частині пілона накладками на болтах. Звичайно сил тертя між канатом і опорною частиною пілона достатньо для опору можливим горизонтальним зусиллям, а закріплення болтами необхідне тільки для сприйняття монтажних навантажень.

Опорні частини для канатів (рис. 4.39) виконують зварними з товстостілової сталі. Вони значно простіші у виготовленні і дешевші від литих. Розміри опорних частин залежать від радіуса вигину опорної поверхні і відповідної довжини обпирання канатів. Вибір величини цих параметрів істотно впливає на умови роботи сталевих канатів. На ділянках перегинів канати працюють в менш сприятливих умовах, ніж на вільних ділянках, тому що піддаються впливу додаткових силових факторів – згину і поперечному обтиску. Напруження від згину окремих дротів можуть досягати 200–300 МПа. Однак кожен дріт відповідно до кроку звивання займає то нижнє, то верхнє положення, напруження в ньому змінюють знак і до деякої міри врівноважуються. Внаслідок тертя, що виникає від попе-

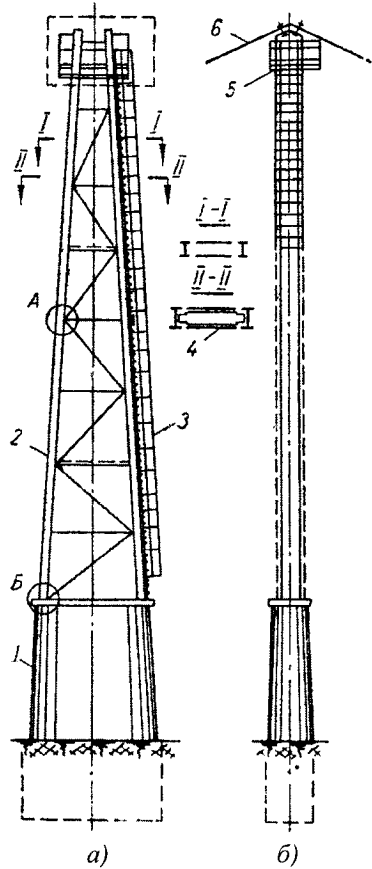


Рис. 4.38. Конструкція пілона: а – поперечний переріз; б – фасад, 1 – масивна опора; 2 – сталевий пілон; 3 – оглядова драбина, 4 – розпірка зв'язків; 5 – оглядовий майданчик; 6 – несучі канати

речного обтиску, відбувається перерозподіл напружень між окремими дротами. Тому згин канатів при звичайних для опорних частин радіусах заокруглення може не враховуватися.

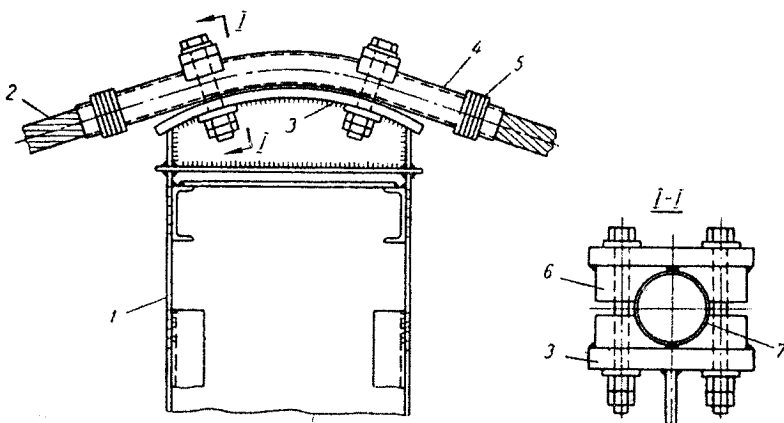


Рис. 4.39. Обпирання несучих канатів на пілони: 1 – пілон; 2 – несучий канат; 3 – опорна поверхня; 4, 7 – обмотка алюмінієвим дротом; 5 – скрутки з алюмінієвого дроту; 6 – накладка з болтами

Важливішим є вплив поперечного обтиску канатів, оскільки він знижує витривалість канатів при пульсуючому навантаженні. Встановлено, що при перепаді напружень в межах 150 МПа для канатів діаметром 55...75 мм можна допустити поперечний обтиск 250 МПа (при обпиранні канатів через прокладки з м'якого матеріалу). У випадку обпирання канатів безпосередньо на сталь гранична інтенсивність поперечного обтиску необхідно знизити до 150 МПа. Враховуючи ці значення, призначають радіус поверхні обпирання канатів на опорних частинах пілона.

Велике значення для поліпшення умов роботи каната має конструктивне рішення обпирання. Експериментальні дослідження показують, що грані опорних поверхонь повинні мати плавні заокруглення для забезпечення поступового переходу від стану поперечного обтиску до вільного провисання. Рекомендується також призначати верхню накладку опорних частин коротшою за нижню опорну поверхню для того, щоб уникнути концентрації перерізуючих зусиль на ділянці переходу від обтиснутої ділянки до необтисненої і ушкодження дротів каната при взаємному терті під час переформування його перерізу. Обов'язковими є також прокладки з м'якого матеріалу (наприклад, з м'якого алюмінієвого сплаву АД1М) або шліфування жолобів у сталевих опорних поверхнях.

Труби кріплять до вертикальних підвісок за допомогою зварених з листа шпангоутів (рис. 4.40). Для виключення концентрації напружень шпангоут кріпиться до труби через муфту, що приварюється кільцевими швами з відстанню між ними 250 мм. Оскільки труби виготовляються з допусками по зовнішньому діаметру, шпангоути доцільно виготовляти з окремих пелюсток. Форма їх призначається такою, щоб зменшити відходи листа під час розкроювання і уникнути зайвого різання. Відстань у плані між осями несучих канатів дорівнює діаметру труби зі шпангоутами, а при двох трубах – відстані між осями труб.

Вертикальні підвіски приймають із круглої сталі з листовими фасонками на кінцях. Кожна підвіска повинна мати гвинтову стяжку (талреп), що дає змогу регулювати довжину під час монтажу. Хід талрепів має бути не менше 200...300 мм. Підвіски кріплять до каната болтовими накладками. Сили тертя, які виникають внаслідок обтиску каната, перешкоджають сповзанню підвісок на похилих ділянках. У накладках необхідно влаштувати жолоби і ставити прокладки з алюмінієвого листа. Для зручності виготовлення і транспортування підвіски великої довжини збирають у монтажні елементи тільки на будівельному майданчику.

На опорах пілонів труби вільно спираються на рухомі опорні частини стандартного типу.

Для закріплення кінців канатів доцільно застосувати зварні анкерні стакани. Їх виготовляють з відрізків круглої або квадратної сталі великого перерізу з розточеною внутрішньою порожниною. До заготовок приварюють листові фасонки з отворами для шарнірного кріплення до конструкції на болтах. Зварні стакани менш трудомісткі у виготовленні і дешевші за литі конструкції, які також часто застосовують на практиці. Кінці канатів, що закріплюються, розпушують і після заведення в анкерні стакани заливають сплавом ЦАМ-9-1.5 або чистим цинком.

В деяких випадках канати доводиться стикувати. Приклад конструкції стику канатів показано на рис. 4.41.

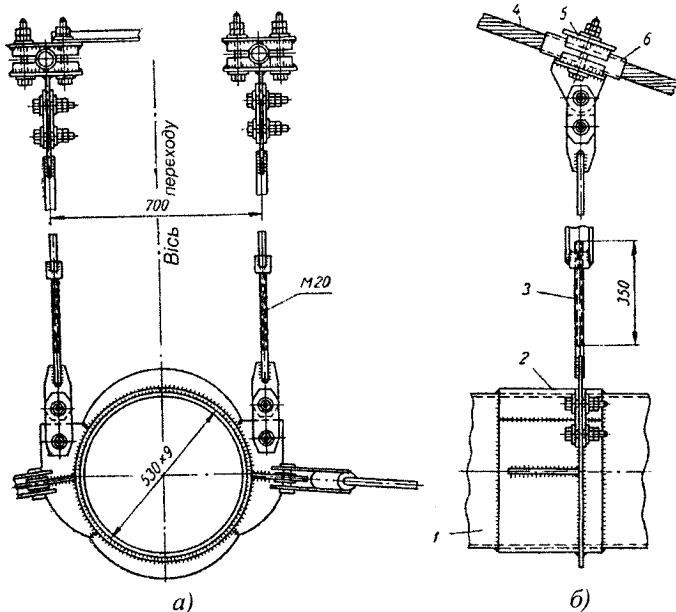


Рис. 4.40. Підвіска труби до канатів: а – поперечний переріз; б – фасад; 1 – труба; 2 – муфта зі шпангоутами; 3 – підвіски з талрепами; 4 – канат; 5 – обтискачі; 6 – алюмінієві прокладки

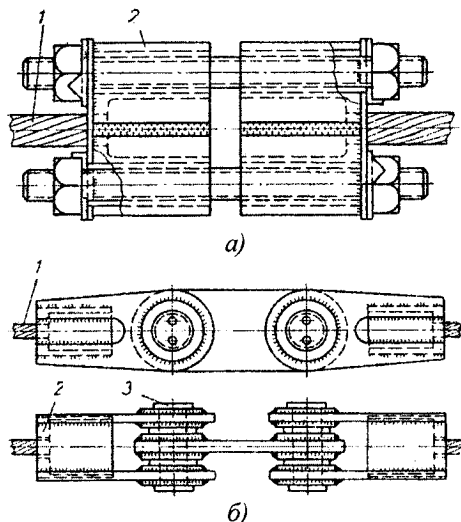


Рис. 4.41. Стик канатів за допомогою втулок: а – литих; б – зварних; 1 – канат; 2 – втулка; 3 – палець

Переходи з вантовими фермами багато в чому подібні до переходів з одноланцюговими висячими фермами: за конструкцією пілонів, обпиранням на них канатів і труб, за деталями кріплення канатів, натяжними пристроями тощо. Тому далі розглянуті лише окремі вузли, характерні для вантових ферм.

У радіально-вантових фермах невеликих прогонів (до 60...80 м) доцільно застосовувати ванти з круглої сталі, зварені з окремих стержнів у монтажні елементи зручної для транспортування довжини. Заводські з'єднання здійснюються контактним зварюванням, а монтажні – звичайно зварюванням з накладками. До кінців вантів приварюють фасонки з листової сталі для кріплення до пілонів і до труби (рис. 4.42).

При великих прогонах доцільніші ванти зі сталевих канатів, що переводяться через пілон і обтискаються на опорній частині накладками з болтами – як і в одноланцюгових фермах.

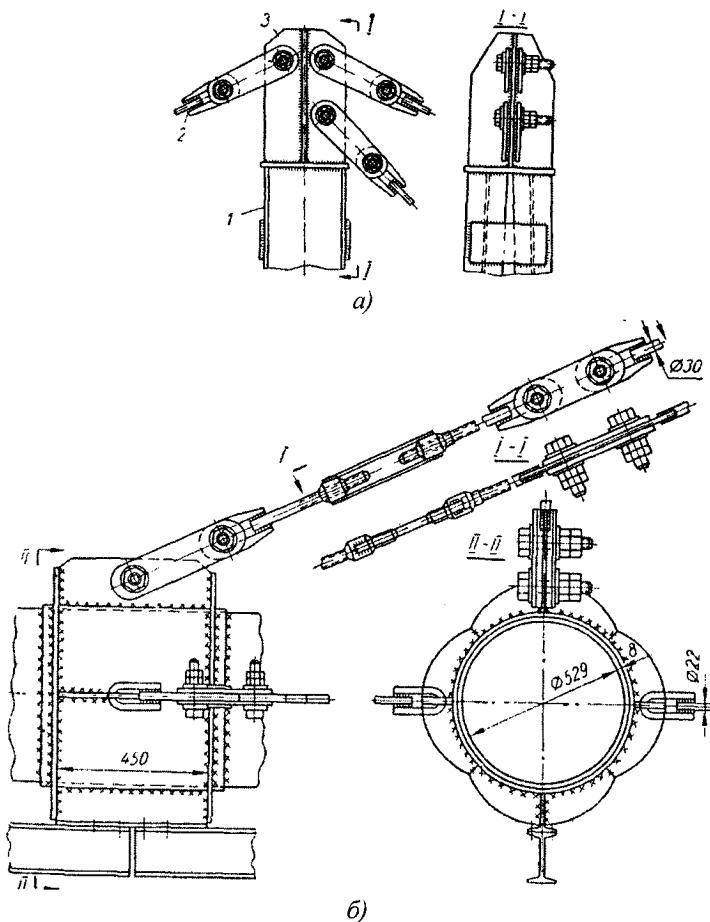


Рис. 4.42. Кріплення вантів з круглої сталі: а – до пілона; б – до труби; 1 – пілон; 2 – ванти; 3 – оголовок з листової сталі

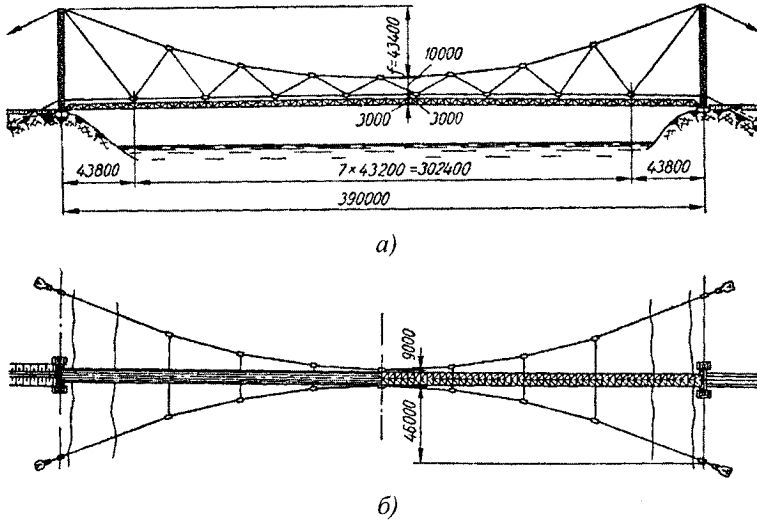


Рис. 4.43. Перехід газопроводу через р. Амудар'ю на магістралі Бухара – Урал з вантовими фермами: а – фасад; б – план

Гнучкі верхні пояси вантових ґратчастих ферм складаються з окремих канатів, зібраних у в'язку або розташованих в один ряд паралельними нитками. Прикладом решітчастої вантової ферми може бути прогонова будова переходу через р. Амудар'ю. Прогін ферми 390 м, стріла провисання верхнього пояса 43.4 м, висота ферми посередині прогону 10 м (рис. 4.43). Ферма несе дві нитки магістрального газопроводу діаметром 1020 мм. Між трубами передбачено смугу автопроїзду завширшки 3.5 м для потреб місцевого транспорту вагою до 17 т. Пілони заввишки 62 м зварені у вигляді скрізних рам (рис. 4.44). Балку жорсткості прийнято у вигляді сталеві ферми заввишки 3.0 м. Канати верхнього гнучкого пояса ферми спираються на пілон через жолоби, утворені в сталевій плиті простругуванням на поздовжньо-стругальному верстаті. Канати покладено без алюмінієвих прокладок. Сполучення розкосів і підвісок здійснено за допомогою листових фасонки, закріплені до канатів поясів болтовими накладками. Вертикальні підвіски обладнано талрепами, за допомогою яких регулюється висотне положення вузлів балки жорсткості. Канати поясів закріплені до берегових анкерних опор.

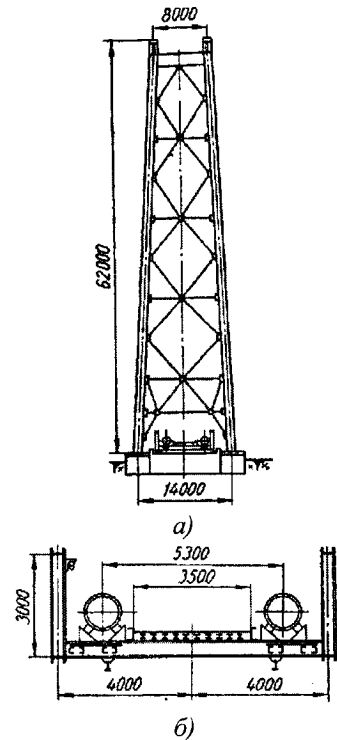


Рис. 4.44. Елементи переходу через р. Амудар'ю: а – пілон; б – поперечний переріз

Для забезпечення необхідної жорсткості з площини ферми при дії вітрового навантаження передбачені вітрові ферми в горизонтальній площині, заанкерені в берегах.

У 1978 р. на переході через Дніпро трубопроводу для транспортування аміаку зведено трубопровідний висячий міст з рекордним для цього типу мостів прогоном 720 м (рис. 4.45, а). Конструкція складається з двох вертикальних висячих ферм з похилими підвісками, скрізної балки жорсткості (висота 1/300 прогону, див. рис. 4.45, б) і попередньо напруженої горизонтальної вітрової системи у вигляді двох вітрових кабелів, зв'язаних по довжині з верхніми поясами вертикальних ферм і балкою жорсткості похилими та горизонтальними відтяжками і заанкерених на берегах. Просторове об'єднання вертикальної і горизонтальної систем у 1.5 раза збільшує вертикальну жорсткість і зменшує частоти власних вертикальних і горизонтальних коливань, що значно підвищує аеродинамічну стійкість переходу.

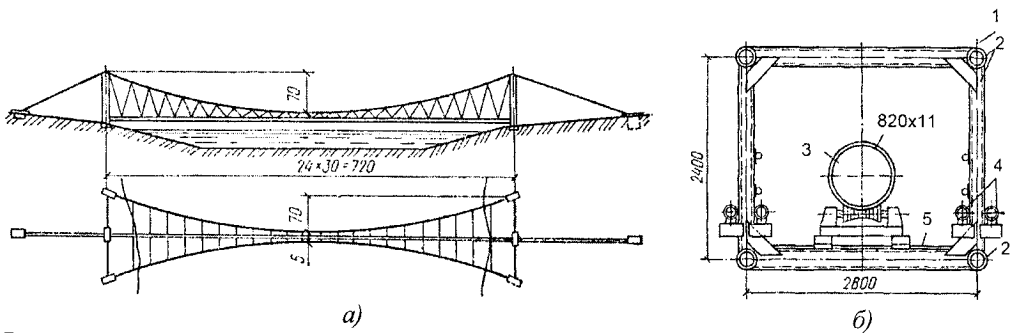


Рис. 4.45. Трубопровідний висячий міст через р. Дніпро: а – загальний вигляд, б – балка жорсткості; 1 – вісь вантової головної ферми; 2 – трубчасті елементи балки жорсткості; 3 – основний трубопровід; 4 – супутні трубопроводи; 5 – скрізний настил службового проходу

На мосту через Дніпро кожен несучий кабель (роздільної конструкції) складається з шести закритих сталевих канатів діаметром 71.5 мм, розташованих в один горизонтальний ряд. Кожен вітровий кабель складається з трьох таких самих канатів, похилі підвіски – з одного каната подвійного звивання діаметром 39.5 мм. Відтяжки мають діаметр 25.5 мм. Пілони – сталеві А-подібної схеми, скрізні в площині поперечного перерізу моста, складаються з двох зварних двотаврів, з'єднаних між собою решіткою і діафрагмами жорсткості.

Після підйому пілонів (поворотом) і несучих кабелів верхні вузли ферм навішували на кабелі поблизу пілона, з'єднували дистанційними канатами і насували по кабелю в прогін. Блоки балки жорсткості подавали на баржах, піднімали поліспастами і з'єднували фланцевими стиками на високоміцних болтах. Тривалість монтажу 11 місяців. Витрата сталі, включаючи пілони й анкерні пристрої, становила 1750 т, в тому числі 655 т канатних елементів.

Переходи у вигляді нитки, що провисає. За способом передачі натягу переходи у вигляді нитки, що провисає, бувають двох типів: з анкерними опорами (рис. 4.46 а, б, г) і без них (рис. 4.46, в), коли натяг передається на підземну частину трубопроводу. Переходи з анкерними опорами звичайно влаштовують з

відтяжками. Лише при невеликих прогонах і малих діаметрах трубопроводів застосовують рішення без відтяжок – з передачею натягу на жорсткі пілони. Як відтяжки використовують троси, стержні, прокатні профілі або труби самого газо- або нафтопроводу. Переходи з анкерними опорами влаштовують при великих прогонах, коли натяг сягає 500 кН і більше. При величині натягу 200...500 кН і відповідному профілі траси доцільні рішення без анкерних опор.

У багатопрогонових переходах (рис. 4.46, з) анкерні опори краще влаштувати у найбільш низькій точці (у середині прогону) через 3 – 4 прогони – з розрахунку, щоб довжина ділянки між анкерними опорами не перевищувала 800...900 м. Для зменшення переміщень проміжних пілонів від несиметричного навантаження під час пуску продукту їх верхівки з'єднують затяжками.

Найбільш відповідальними вузлами у переходах у вигляді нитки, що провисає є вузли підвіски трубопроводу до опор. Їх конструкція залежить від відношення стріли провисання до прогону, величини тимчасового навантаження, діапазону зміни температур та інших параметрів. Застосовують шарнірне (з підвісками або без них) і жорстке кріплення. Трубопроводи суміжних прогонів з'єднують за допомогою криволінійних вставок або температурних компенсаторів.

На рис. 4.47 показано приклад вирішення шарнірного вузла підвіски газопроводу до опори переходу. Він складається з привареного до трубопроводу упорного кільця з опуклою сферичною поверхнею і одягнутої на нього муфти з відповідною увігнутою поверхнею. Муфта за допомогою цапф кріпиться до оголовка опори. Недоліком цієї конструкції є з'єднання упорного кільця з трубопроводом лише одним кільцевим швом. Надійніше здійснювати кріплення за допомогою косинок, розташованих по периметру труби. При великих зусиллях на кінцях трубопроводу доцільно влаштовувати спеціальні гільзи з труб більшого діаметра (рис. 4.47, б).

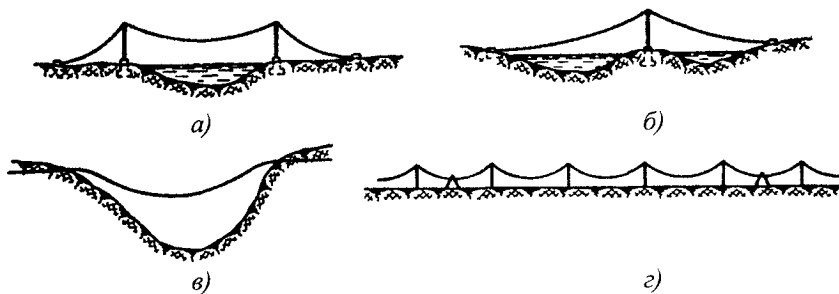


Рис. 4.46. Схеми переходів у вигляді нитки, що провисає: а, б, з – з передачею розпору на анкерні опори; в – з передачею розпору на підземну частину трубопроводу

На рис. 4.48 зображено приклад шарнірного кріплення труб до оголовка пілона на підвісках. Відстань між точками підвісу визначається конструкцією оголовка пілона або компенсатора. У багатопрогонових рішеннях бажано застосовувати підвіски, що дають змогу регулювати стрілу провисання. Конструктивно вони виконуються у вигляді талрепа.

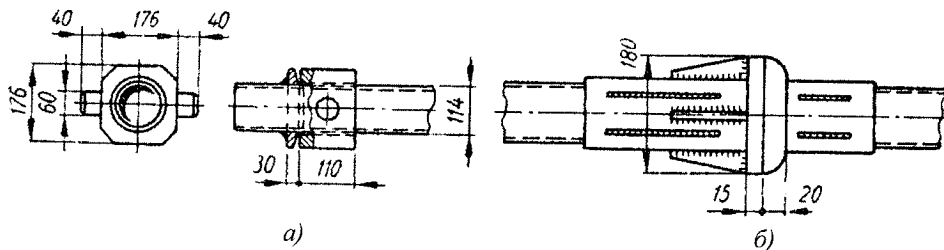


Рис. 4.47. Варіанти кріплення труб: а, б – з приварюванням опорного кільця відповідно до трубопроводу і до гільзи підсилення

Кріплення труби до анкерних опор виконується аналогічно до кріплення на пілонах. У випадку, коли необхідно регулювати геометрію провисаючого трубопроводу, можна застосувати кріплення, показане на рис. 4.49. Воно складається з рухомої і нерухомої муфт, з'єднаних між собою кутниками. Наявність отворів в одній з полицок по довжині кутників дозволяє змінювати відстань між муфтами, а з ним і геометрію трубопроводу.

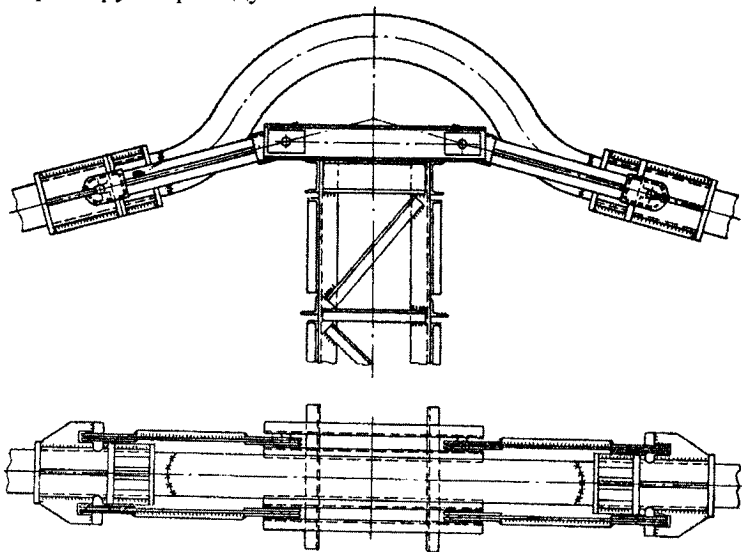


Рис. 4.48. Схема підвіски труб

Залежно від діаметра трубопроводу, величини прогону, рельєфу місцевості та інших параметрів застосовують різні конструкції опор: від плоских А-подібних до складних просторових решітчастих систем. Ширина опор поверху визначається конструкцією підвіски трубопроводів, понизу – розрахунком на вітрове навантаження, спрямоване поперек лінії трубопроводу. Опори проєктують з прокатних профілів або з труб. Щоб уникнути появи великих згинальних моментів внаслідок зміни температури або прикладення несиметричного навантаження (при пуску продукту), кріплення пілонів до фундаментів влаштовують шарнірним. Більш доцільні рішення з гнучкими вздовж прогону пілонами. Відтяжки і вузли кріплення

їх до анкерних опор виконують так само, як і в інших типах переходів. Нічим не відрізняються також анкери і фундаменти.

При великій довжині прокладання на лінійних ділянках траси доцільно влаштувати анкери з гвинтових паль. Конструкція таких паль складається з залізобетонної труби діаметром 250...350 мм і сталевго башмака з гвинтовою лопаттю діаметром 700...900 мм. Палі загвинчують в ґрунт за допомогою спеціального обладнання. Довжина паль 5...7 м. Такі палі можна влаштувати як вертикальними, так і похилими. Розрахункове осьове навантаження на палі по міцності на центральний розтяг становить 500...1200 кН. Гвинтові палі успішно застосовують також під час будівництва ліній електропередач.

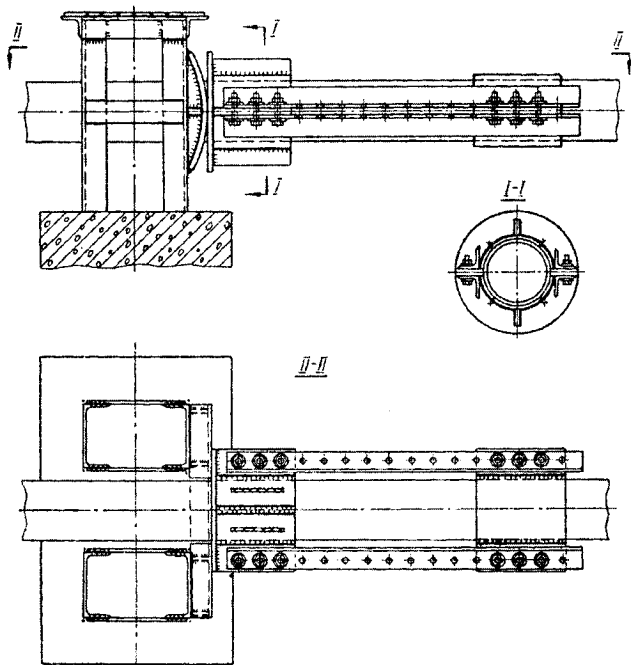


Рис. 4.49. Шарнірний вузол кріплення труб до анкерної опори

В Росії було побудовано переходи у вигляді нитки, що провисає, з максимальним прогоном 400 м і найбільшим діаметром труб – 720 мм. Одним з перших був побудований перехід через р. Ухту. Прогін трубопроводу 400 м, діаметр труби 114 мм, стріла провисання 18 м, опори А-подібного типу заввишки 20 і 10 м.

Через ріку Кубань і В. Зеленчук побудовано двонитковий перехід прогоном 350 м (рис. 4.50), діаметр труби 273 мм, стріла провисання 10.5 м. Опори скрізної конструкції шарнірно прикріплені до фундаментів. Відтяжки з прокатних двотаврів і швелерів. Труби прокладено паралельно на відстані 1.2 м одна від одної. Через 40 м по довжині труби шарнірно з'єднані між собою поперечними зв'язками. Труби можна розташовувати й у вертикальній площині. Дослідження

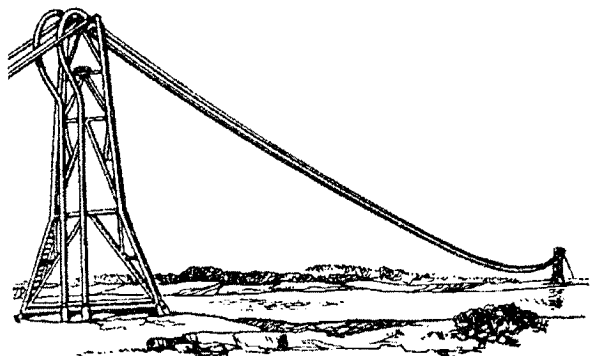


Рис. 4.50. Двонитковий висячий перехід через р. Кубань

роботи ліній електропередач на динамічні навантаження показали, що таке розташування більш ефективно для гасіння вібрацій. Підвіска труб до пілонів допускає їх поворот у вертикальній площині. За оголовками пілонів влаштовані компенсатори. Від них труби спускаються вертикально вниз. Для огляду і фарбування труб під час експлуатації запроєктовано спеціальний візок, що може переміщатися по трубах.

Якщо один берег ріки високий, то можливе влаштування переходу тільки з одним пілоном. Так виконано двопрогоновий перехід нафтопроводу через р. Ію діаметром 720 мм з прогонами 88.4 і 340 м. Конструкція пілона прийнята з двох трапецієподібних скрізних рам, розташованих на відстані 11.6 м одна від одної вздовж траси. По верху рами з'єднані між собою жорсткими тягами.

Конструкції для сприйняття вітрового навантаження. Великопрогонові висячі і вантові переходи обладнують спеціальними пристроями для підвищення горизонтальної жорсткості трубопроводу і сприйняття зусиль від вітрового напору.

Найпоширенішими є горизонтальні вітрові ферми (рис. 4.51, а). Їх основним несучим елементом є сталеві троси, натягнуті в горизонтальній площині спеціальними траверсами на опорах пілонів і стяжками до балки жорсткості. Траверси і троси у вузлах кріплення стяжок підтримуються підвісками, закріпленими до верхнього пояса вертикальної висячої ферми. Кінці тросів закріплюють звичайно на анкерних опорах вертикальних ферм.

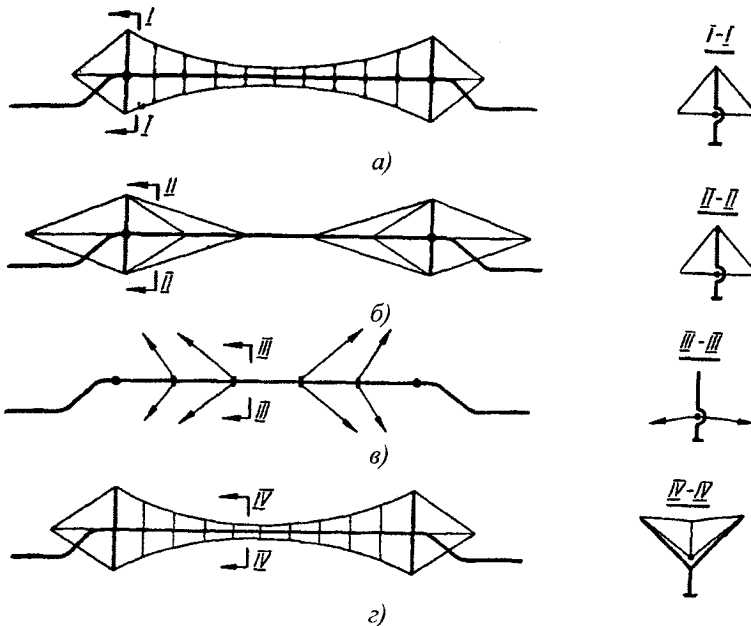


Рис. 4.51. Схеми вітрових ферм і пристроїв для сприйняття вітрового навантаження: а – горизонтальні вітрові ферми; б – горизонтальні радіально-вантові ферми; в – бічні відтяжки; г – висячий перехід з похилими фермами і V-подібними пілонами

Недоліками таких горизонтальних вітрових ферм є значна трудомісткість виготовлення елементів вітрової ферми і їх монтажу, пов'язана з наявністю численних деталей, що вимагають механічного оброблення, великою кількістю розтяжок і підвісок, недоступністю для огляду і фарбування під час експлуатації.

Горизонтальне розкріплення може бути здійснене у вигляді радіально-вантових систем (рис. 4.51, б) або у вигляді тросових відтяжок (рис. 4.51, в). Кількість відтяжок визначається несучою здатністю труби, оскільки в межах панелі між вузлами кріплення відтяжок труба працює на місцевий згин в горизонтальній площині. Відтяжки закріплюються до легких анкерних опор, які розташовують приблизно на рівні опор пілонів у будь-якому зручному в плані місці. Відтяжки можуть бути похилими з кріпленням до анкерних опор на рівні ґрунту і горизонтальними з підйомом анкерних вузлів використанням спеціальних перехідних пілонів, якщо це необхідно для забезпечення заданих габаритів. Відтяжки прикріплюють до труб у вузлах примикання вертикальних підвісок або через один вузол за допомогою листових фасонки, приварених до шпангоутів. Конструкція закріплення тросів до пілона повинна забезпечувати регулювання натягу.

При заміні вертикальної несучої ферми двома похилими з влаштуванням V-подібних пілонів прогонова будова перетворюється на просторову конструкцію, яка не вимагає яких-небудь додаткових пристроїв для сприйняття вітрових навантажень (рис. 4.51, г).

Прикладом такого рішення може бути перехід газопроводу через р. Дунай в Австрії прогоном 320 м (рис. 4.52, а). Вітки пілона звичайно нахиляють під кутом 40...45°. Перерізи несучих канатів і підвісок розраховують на спільну дію вертикального і горизонтального навантажень. Для включення у роботу обидвох похилих ферм несучі канати попередньо напружують. Конструкції висячих переходів з похилими фермами і V-подібними пілонами складні у монтажу і малоекономні. Тому їх застосовують тільки за наявності спеціальних вимог.

Інше цікаве рішення застосоване у переході газопроводу через р. Влтаву в Чехії (рис. 4.52, б). У цій прогоновій будові також створено просторову систему, але тригранну з одною в'язкою канатів у верхньому поясі і двома нитками канатів у нижньому. Пояси об'єднані системою тяг із жорсткими трикутниками. Всередині трикутників пропущено труби й оглядовий місток. Пілони А-подібні. Канати верхнього пояса спираються на їх вершину, а нижні пояси закріплюються до основ ніг пілонів. Прогін висячої ферми 160 м, стріла провисання канатів верхнього пояса 14 м, ширина тригранної ферми від 15 до 4.5 м. Ця конструкція досить трудомістка у виготовленні і вимагає підвищеної витрати металу на жорсткі металеві трикутники і механічні деталі у вузлах кріплення тяг. Крім того, погано використовується несуча здатність самих труб переходу, що працюють тільки на місцевий згин від вертикального навантаження. Бічні канати мають малий рознос і тому працюють на горизонтальні навантаження менш вигідно, ніж при звичайних горизонтальних фермах.

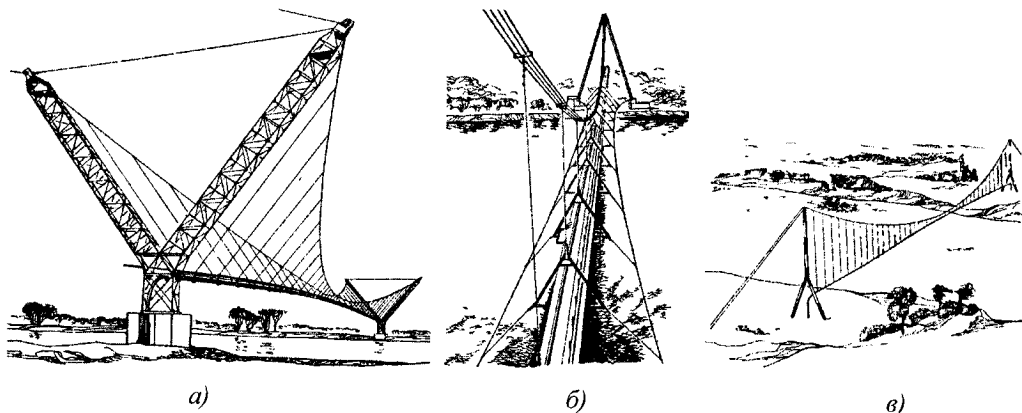


Рис. 4.52. Приклади конструктивних рішень трубопровідних переходів: а – висячий перехід газопроводу через р. Дунай з V-подібними пілонами; б – висячий перехід газопроводу через р. Влтаву з тригранною висячою фермою; в – висячий перехід газопроводу через р. Огайо (США) без конструкцій для сприйняття вітрового напору

Отже, якщо тільки дозволяють місцеві умови, доцільно розкріплювати трубопровід бічними відтяжками, тому що зазначена конструкція найменш трудомістка і найбільш економічна. Використання інших систем може виявитися доцільним тільки у складних геологічних або інших умовах, що утруднюють влаштування анкерних опор відтяжок.

Можливе і цілком альтернативне рішення, яке полягає у відмові від будь-яких конструкцій для горизонтального розкріплення труби. При цьому трубу звільняють також і від закріплень на опорах пілонів, щоб вона могла вільно відхилятися без виникнення додаткових згинних напружень. Кут відхилення можна визначити розрахунком з умови рівноваги вітрового напору і горизонтальної складової ваги труби та постійного навантаження при її відхиленні від вертикалі.

Однак деяке защемлення труб на опорах неминуче при будь-якому конструктивному рішенні, тому що рвучкий і сильний вітер, розгойдуючи трубу, відхиляє її від вертикалі разом з несучою системою канатів і викликає кручення в опорних перерізах. Кут відхилення труби порівняно невеликий, тому крутні напруження не можуть бути вирішальними. У США побудовано висячий перехід газопроводу діаметром 762 мм через р. Огайо (рис. 4.52, в) прогоном близько 700 м без будь-яких додаткових пристроїв для обмеження дії вітрових навантажень.

Досвід експлуатації переходів у вигляді нитки, що провисає, показує, що в них спостерігаються горизонтальні коливання всього прогону при дії рвучкого сильного вітру і коливання у вертикальній площині з утворенням хвиль невеликої довжини в полі стаціонарного вітрового потоку невеликої сили. З першими коливаннями доводиться миритися, другі – успішно обмежуються постановкою різного роду демпферів. Висячі переходи без пристроїв для обмеження дії вітрового напору досить перспективні, але вимагають спеціального експериментального і теоретичного вивчення.

Опори переходів. Опори пілонів, по можливості, розташовують на зручному для виконання робіт місці за межами дзеркала ріки або водойми. Деяке збільшення прогону виправдовується здешевленням вартості будівельних робіт. Для випадку багатопрогонних переходів проміжні опори можуть потрапляти на залиті водою ділянки.

Конструкції опор пілонів повинні бути, по можливості, полегшеними, тому що діючі на них зусилля переважно незначні. Як опори можна застосовувати забивні палі або забурювати металеві труби. У найпростіших випадках опори виконують у вигляді бетонних або залізобетонних стійок на природній основі.

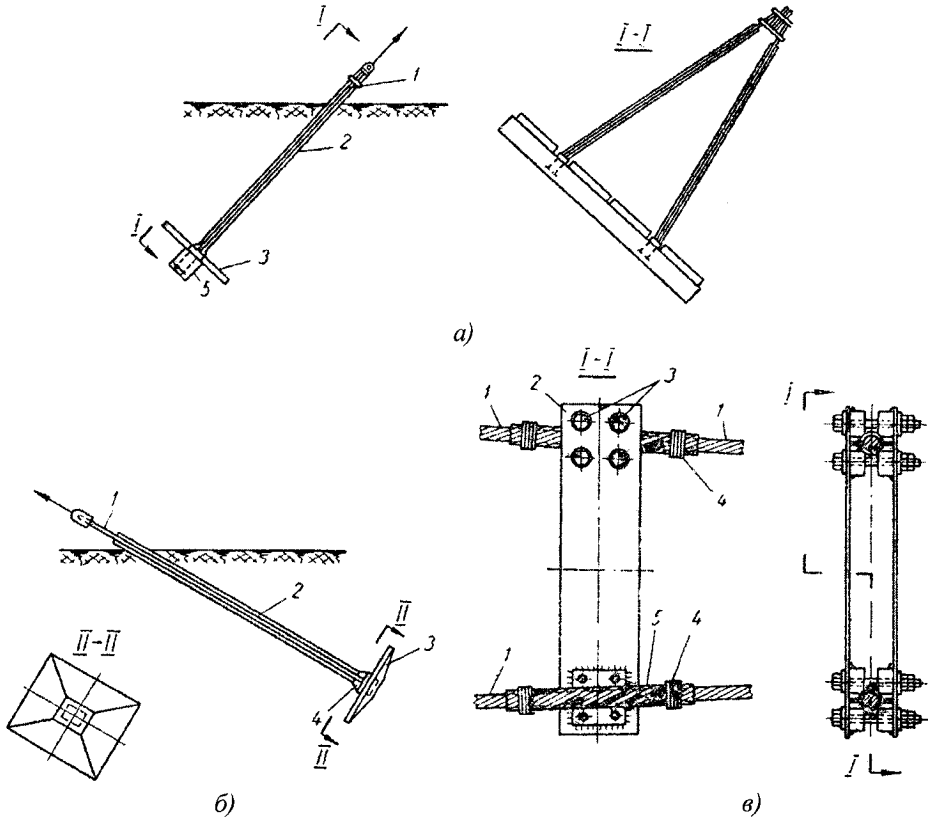


Рис. 4.53. Закладні анкерні опори: а – з кількома щитами; б – з одним щитом: 1 – тяга від анкерного щита до канатів, 2 – ізоляція тяги, 3 – анкерний щит, 4 – закладна частина щита для закріплення тяги, 5 – залізобетонна балка; в – траверса для розведення канатів поблизу анкерних опор: 1 – канат, 2 – траверса із сталевих листів, 3 – болтові обтискачі, 4 – скрутка з алюмінієвого дроту, 5 – обгортка алюмінієвими листами

При можливості розмиву основа опори повинна бути опущена на 0.5...1.0 м нижче максимально можливої глибини розмиву або захищена огороженням з дерев'яних шпунтів відповідної глибини. Опори повинні бути розраховані на вплив ударів крижин в умовах льодоходу.

Анкерні опори канатів працюють у менш вигідних умовах, тому що вони навантажені значними горизонтальними висмикуючими зусиллями. Точку прикладення діючого на опору зусилля бажано розташовувати якомога нижче для зменшення перекидаючого моменту, що діє на фундамент, і згинального моменту для конструктивних елементів самої опори. При перетині водотоків канат до опори прикріплюють вище горизонту високих вод для виключення можливого ушкодження канатів крижинами або іншими предметами.

Анкерні опори доцільно вирішувати у вигляді щитів, занурених на кілька метрів у ґрунт для використання його пасивного відпору (рис. 4.53, а, б). Прикріплені до щитів жорсткі металеві тяги виводять на поверхню ґрунту. Тяги повинні бути захищені від корозії. Близько розташовані щитові опори треба розвести так, щоб задовольнялися прийняті в розрахунку розміри призми зсуву ґрунту. Тому несучі канати доводиться розводити за допомогою траверс (рис. 4.53, в). При згині і поперечному обтиску канатів болтами траверс потрібно враховувати рекомендації з обмеження інтенсивності поперечного обтиску і створення відповідної опорної поверхні канатів.

Якщо існує небезпека глибоких зосереджених розмивів під час паводків, від таких простих анкерних опор доводиться відмовлятися, тому що роботи для захисту від розмиву рідко бувають економічно доцільними.

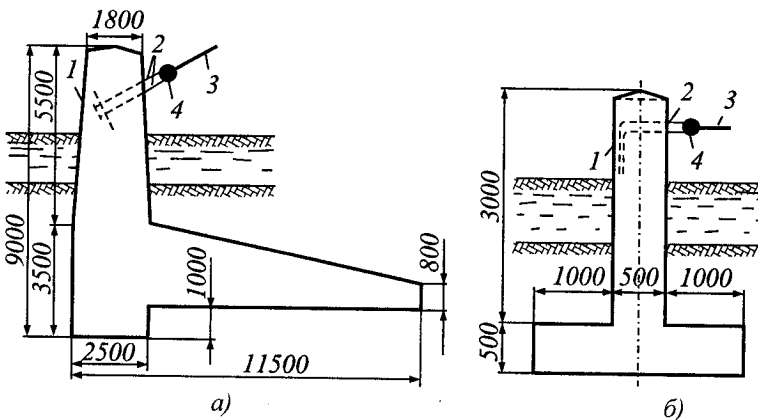


Рис. 4.54. Масивна анкерна опора канатів, яка працює з використанням пасивного відпору ґрунту: а – несиметрична, б – симетрична; 1 – опора, 2 – анкерні болти, 3 – канат, 4 – траверса анкерних болтів

Можливе спорудження опор досить великої власної ваги, що перешкоджає зсуву або з частковим використанням пасивного відпору ґрунту (рис. 4.54). При можливому розмиві основи такі опори необхідно закладати на велику глибину, відмовляючись від врахування привантаження ґрунтом.

Анкерні опори повинні мати натяжні пристрої для регулювання натягу канатів – гайки анкерних болтів або потужні талрепи.

4.3.5. Монтаж висячих переходів

Переходи з одноланцюговими фермами. Сталеві конструкції висячих одноланцюгових переходів монтують звичайно навісним способом. Пілони встановлюють кранами з подовженими стрілами або допоміжними щоглами. Канати разом із закріпленими до них підвісками протягають вздовж переходу, закріплюють до анкерних опор і тими ж кранами або щоглами укладають на опорні

частини пілонів. При підйомі канати захоплюють спеціальними траверсами, симетрично до міток, що відповідають осям обпирання їх на пілони. Цим досягається зрівноважування розпору праворуч і ліворуч від осі захоплення і виключаються горизонтальні навантаження на крани.

Після закріплення канатів в опорних частинах пілони відтягають натяжним пристроєм до заданого початкового відхилення (так звана «розвалка» пілонів). Цим досягається будівельний підйом канатів у середині прогону.

При багатопрогоновому переході технологія монтажу відрізняється тим, що підйом канатів і укладання їх на опорні частини виконують синхронно кількома кранами або щоглами.

Переходи з радіально-вантовими фермами. Особливістю переходів з радіально-вантовими фермами є те, що прогонову конструкцію (саму трубу або окрему балку жорсткості) потрібно виставити у проектне положення до монтажу вант, щоб мати можливість передати на неї розпір системи. Ця прогонова конструкція може бути змонтована ланками на проміжних опорах або встановлена у проектне положення насунанням.

Ванти заводять і натягають талрепами або спеціальними натяжними пристроями попарно, симетрично до середини прогонової будови для зрівноважування розпору, який виникає при натягу. Натяг вант контролюється нівелюванням поздовжнього профілю або за зусиллями у вантах (безпосереднім вимірюванням динамометрами або за частотою їх власних коливань). Під час складання балки жорсткості на проміжних опорах зручно контролювати натяг вант з умови незмінності висотного положення вузлів, ніби підважуючи балку і передаючи зусилля з проміжних опор на ванти.

Якщо ванти складено з в'язок канатів, то найефективніше натягувати їх одночасно. Якщо канати, з яких складається в'язка, будуть натягуватися по черзі, то натяг одного з канатів викличе відповідне зменшення зусиль в інших нитках, що будуть опиратися підйому балки, працюючи як пружні стержні. Запас натягу в цих нитках дає змогу їм сприймати зусилля зворотного знака, залишаючись розтягнутими.

Монтаж пілонів і закріплення вант на опорних частинах такі самі, як і для одноланцюгових переходів.

Переходи зі скрізними вантовими фермами. Вантові ферми з трикутною решіткою можна монтувати навісним способом без яких-небудь проміжних опор. Але якщо при переході через перешкоду влаштування тимчасових опор нескладне, можливий також монтаж з використанням проміжних опор під вузлами ферми. Переходи зі скрізними вантовими фермами дозволяють перекивати великі прогони (понад 200...250 м) і влаштовуються при перетині великих рік або глибоких каньйонів, тому в переважній більшості випадків доцільно застосовувати навісний монтаж.

Пілони монтують так само, як і в інших системах: поворотом навколо монтажного шарніра методом «падаючої стріли» або із застосуванням допоміжних щогл. Високі пілони доцільно монтувати повзучими кранами, що переміщуються по зібраній частині і виставляють чергову монтажну секцію перед собою. Такі крани вантажопідйомністю до 8 т застосовують під час монтажу щогл ліній електропередач і радіощогл.

Вантова система і балка жорсткості можуть бути змонтовані трьома способами.

За першим способом несучі канати верхнього пояса перетягаються від пілона до пілона разом із закріпленими до них розкосами і підвісками. Після натягу канатів до нижніх вузлів решітки підтягують поліспастами монтажні блоки нижнього пояса. Канати монтують з будівельним підйомом, а пілонам задають початкове відхилення для врахування деформації системи при навішуванні труб і балки жорсткості.

За другим способом вантова система збирається по вузлах поблизу право- і лівобережного пілонів з поступовим двостороннім зсуванням у прогін за допомогою спеціального тягового пристрою, що складається з допоміжних канатів і монтажних містків. Після зсування в проектне положення вантова система замикається тяговими поліспастами. Труби і балки жорсткості монтують так само, як і під час першого способу.

Третя схема монтажу передбачає, що після натягу несучих канатів верхнього пояса разом з розкосами і підвісками трубопровід і балка жорсткості насуваються з берегів у прогін симетрично з двох сторін по спеціальних траверсах, підвішених до вузлів решітки. У міру насування вертикальне положення вузлів трубопроводу і балки жорсткості регулюється підтяжкою поліспастами для компенсації деформації висячої системи.

При перших двох способах з'єднання монтажних блоків балки жорсткості повинно бути шарнірним із замиканням шарнірів тільки після остаточного рихтування вантової системи. При третьому способі балка жорсткості може бути насунута в прогін без монтажних шарнірів із замиканням у висячому положенні тільки середнього замикаючого стику. Якщо балкою жорсткості служать труби магістральної лінії з особливо ретельно звареними стиками (спеціальними зварювальними агрегатами), то монтаж за третьою схемою має певні переваги. Коли труби переходу не використовують як несучі елементи і можуть бути насунуті на зібрану балку жорсткості, більш доцільними є перші два способи монтажу.

Переходи у вигляді нитки, що провисає. Способи монтажу переходів у вигляді нитки, що провисає залежать від конструкції опор, типу відтяжок, кількості і величини прогонів, характеру перешкоди тощо.

Спочатку розглянемо зведення висячих трубопроводів на лінійних ділянках без будь-яких перешкод. Найскладнішою частиною монтажу є підвіска і закріплення трубопроводу до опор. Їй повинні передувати зварювання трубопроводу по довжині, укладання звареної ділянки труб вздовж траси, установка і розкріплення пілонів, а також оснащення їх такелажними пристосуваннями. У певних випадках деякі з цих операцій можуть бути пропущені або об'єднані. Особлива увага повинна приділятися зварюванню стиків труб, які є основними несучими конструкціями. Щоб уникнути виникнення додаткових напружень від згину, необхідно забезпечувати прямолінійність труб. Недотримання співвісності може призвести до аварії.

При прокладанні трубопроводів на лінійних ділянках траси висота опор, як правило, не перевищує 6–7 м. При цьому труби можна піднімати автомобільними

або гусеничними кранами. Для цього кінці ділянок труб кожного прогону з'єднують між собою за допомогою спеціальних пристосувань, які потім використовують для підйому. Після монтажу і закріплення труб у зазори, що утворилися між ними, вварюють стикувальні частини. Підйом трубопроводу починається з анкерної опори.

Досить простий монтаж лінії, в якій проміжні опори складаються з двох П-подібних рам, які шарнірно спираються на фундамент. У цьому випадку кінці ділянок труб кожного прогону укладають краном на ригелі рам, встановлених під деяким кутом до вертикалі (рис. 4.55). Після закріплення кінців трубопроводу рами домкратами або поліспастами стягують одну до іншої доти, поки трубопровід не набуде проектного положення. Потім зварюють рами між собою і стикують труби.

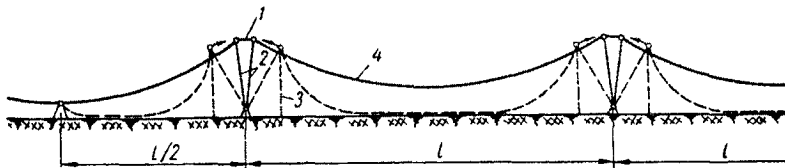


Рис. 4.55. Монтаж трубопроводу з П-подібними опорами на лінійних ділянках: 1 – затяжка; 2 – рама; 3 – тимчасова опора; 4 – трубопровід

При спорудженні переходів через ріки, ущелини та інші перешкоди при прогонах 200 м і більше під час підйому необхідно створювати в ділянці труб значні розтяжні напруження. Найпростіше піднімати трубопровід одночасно з підйомом пілонів. Для прикладу розглянемо монтаж систем з гнучкими тросовими відтяжками. На рис. 4.56 пунктиром показано положення трубопроводу перед його підйомом. Пілони шарнірно з'єднані з фундаментом і обперті на шпальні клітки. Ділянку труби укладено на підкладки і козли (при великій глибині води козли встановлюють на бони). Лівий кінець ділянки труб кріпиться до пілона, правий – з'єднується з натяжним тросом, за допомогою якого створюється натяг у початковий період підйому.

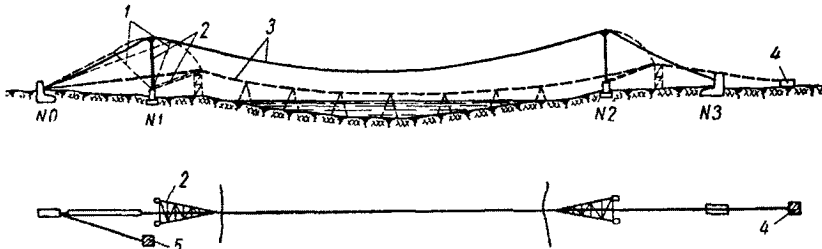


Рис. 4.56. Монтаж переходів через перешкоди: 1 – падаюча стріла; 2 – пілон; 3 – трубопровід; 4 – натяжна лебідка; 5 – підйомна лебідка

Пілон опори № 1 піднімається методом «падаючої стріли» за допомогою лебідки або трактора. Під час підйому пілон тягне за собою всю ділянку труби. Натяжний трос при цьому повинен послаблюватися так, щоб у трубі зберігався заданий натяг. Підйом припиняється, коли другий кінець трубопроводу підходить до місця з'єднання його з пілоном опори № 2. Після прикріплення труби цей пілон виводиться з «мертвого положення», і підйом відновляється. Триває він доти, поки пілон опори № 1 не займе проектного положення. Відпусканням натяжного троса виводиться в проектне положення пілон № 2. Якщо при цьому стріла провисання трубопроводу буде відрізняться від розрахункової, то виконують відхилення на кілька сантиметрів верхівок одного або обох пілонів. При шарнірному обпиранні пілонів таке відхилення ніяк не позначається на їх роботі.

Монтаж переходів, в яких функції відтяжок виконує сам трубопровід, дещо складніший.

При монтажі багатониткових переходів доцільно для кожного трубопроводу проектувати окремі пілони і піднімати їх по черзі, тому що внаслідок недотримання співвісності труб під час зварювання, допусків при вимірюванні довжин труб тощо, можливі ускладнення під час підйому трубопроводів. Поперечні зв'язки між вітками пілонів і нитками трубопроводів (якщо вони потрібні) встановлюють тільки після підйому всіх труб.

Порівняння різних конструктивних рішень висячих переходів. На основі аналізу побудованих трубопровідних висячих переходів можна зробити такі висновки:

- при прогонах 60...120 м найдоцільніше застосовувати найпростіші радіально-вантові системи. При прогонах 80...300 м ефективні одноланцюгові висячі системи з вертикальними підвісками, при більших прогонах – системи у вигляді вантових ферм із трикутною решіткою. Майже для всього діапазону прогонів можна використовувати системи у вигляді провисаючої нитки. При правильному вирішенні основних вузлів вони часто виявляються найбільш економічними для газопровідних переходів діаметром до 1 м. Однак ці переходи менш жорсткі і незручні в експлуатації. При великих прогонах і підвищених вимогах до вертикальної жорсткості потрібно застосовувати комбіновані рішення;

- для обмеження горизонтальних деформацій більшість переходів виконують з вітровими фермами або відтяжками. Горизонтальні тросові ферми влаштовують аналогічно до вертикальних. Біля пілонів вітрові троси спирають на траверси. Для скорочення довжини траверс горизонтальні ферми влаштовують з малими стрілами прогину, внаслідок чого збільшуються перерізи вітрових тросів. Простіше і економічніше поперечну жорсткість забезпечити за допомогою відтяжок. Розташування відтяжок з нахилом до горизонту збільшує також вертикальну жорсткість системи;

- висота пілона, його конструкція і вага залежать від стріли провисання несучого елемента. Найкращі показники мають гнучкі А-подібні пілони, зацмелені в опорах. Шарнірно обперті, а також жорсткі пілони більш складні у виконанні. У випадку труднощів з розміщенням горизонтальних тросових ферм

або відтяжок можна застосовувати V-подібні пілони з двома похилими висячими фермами. У багатопрогонових схемах для передачі однобічних невірноважених зусиль на крайні відтяжки вершини пілонів необхідно з'єднувати затяжками;

- анкерні опори у випадках, коли виключена можливість розмивів ґрунту, доцільно споруджувати у вигляді щитів з використанням пасивного відпору ґрунту. Опори під пілони сприймають в основному вертикальні навантаження, тому їх конструкція повинна бути найпростішою – у вигляді зв'язаних між собою паль, стовпів або бетонного масиву.

4.3.6. Статичний розрахунок висячих переходів

Одноланцюгові переходи (рис. 4.37, а і б). Розрахунок на міцність звичайно передбачає розрахунок несучого каната, трубопроводу, підвісок, пілонів, опор, вітрових ферм або відтяжок.

Розрахунок несучих канатів виконують окремо в кожному прогоні. При однакових прогонах розрахунок зводиться до однопрогової системи. Відстань від пілона до анкерної опори вибирають таким чином, щоб максимальні зусилля в канаті у прогоні і за його межами (у відтяжках) були приблизно однаковими. Зусилля в канаті T визначається за формулою: $T = \sqrt{H^2 + V^2}$, де V і H – вертикальна балкова реакція і розпір, відповідно.

Вертикальна балкова реакція визначається як $V = ql/2$, де q – рівномірно розподілене по довжині прогону навантаження від власної ваги конструкції, в тому числі каната, і від експлуатаційних навантажень. При визначенні погонного навантаження від ваги каната в проектному положенні потрібно вагу 1 п.м каната в горизонтальному положенні помножити на коефіцієнт $m = \frac{s}{l} = 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2$, де s – довжина каната, l – прогін (відстань між пілонами).

Величина розпору в припущенні, що канат не розтягується під навантаженням, наближено може бути визначена з формули $H = ql^2/8f$.

Якщо пружними деформаціями каната знехтувати не можна, як звичайно і буває на практиці, величину розпору за умови, що опори нерухомі, знаходяться на одному рівні і сталій температурі визначають з кубічного рівняння (3.30):

$$H^3 + \left[\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right] H^2 - \frac{EAD}{2l} = 0,$$

де H_0 , H – відповідно розпір від початкового і кінцевого навантаження; D_0 , D – визначаються з табл. 3.4. Величина розпору від початкового навантаження $H_0 = q_0 l^2 / 8f_0$, де f_0 – задана початкова стріла провисання каната.

Під час заповнення або випорожнення трубопроводу перехід завантажений рівномірно розподіленим навантаженням q на всьому прогоні (наприклад, від власної ваги конструкцій переходу) і рівномірно розподіленим навантаженням p на половині прогону (вага нафти в трубі). У цьому випадку параметр навантаження D знаходять за формулою:

$$D = \int_0^l Q^2(x) dx = \frac{l^3}{192} (16q^2 + 16qp + 5p^2) =$$

$$= \frac{q^2 l^3}{12} \left(1 + \frac{p}{q} + \frac{5}{16} \left(\frac{p}{q} \right)^2 \right). \quad (4.164)$$

Для того, щоб зменшити кінцевий прогин трубопроводу, пілонам під час монтажу надають будівельне відхилення назовні прогону (розводять) на деяку величину, яку визначають розрахунком (звичайно кілька сантиметрів).

Внаслідок збільшення навантаження проти початкового збільшується довжина каната і стріла його провисання, $\Delta f = f - f_0$. Стріла провисання каната в середині прогону під дією кінцевого навантаження визначається з умови $H = ql^2/8f \rightarrow f = ql^2/8H$.

Стріла провисання каната збільшується також за рахунок пружного видовження відтяжок і зближення внаслідок цього верхівок пілонів. Горизонтальне переміщення верху кожного пілона, якщо відтяжки симетричні, знаходять за формулою:

$$\frac{\Delta l}{2} = \frac{(H - H_0) l_{\text{від}}}{EA \cos^3 \alpha_{\text{від}}}, \quad (4.165)$$

де $l_{\text{від}}$ і $\alpha_{\text{від}}$ – відповідно горизонтальна проекція і кут нахилу відтяжок до горизонту; EA – жорсткість відтяжок на розтяг.

Верхівки пілона зближуються (віддаляються) також внаслідок температурного перепаду на величину:

$$\frac{\Delta l}{2} = \frac{\Delta s_{\text{від}}}{\cos \alpha_{\text{від}}} = \frac{\alpha \Delta t s_{\text{від}}}{\cos \alpha_{\text{від}}}, \quad (4.166)$$

де $s_{\text{від}}$ – довжина відтяжки.

Додатковий прогин в середині прогону Δf_i внаслідок зближення на величину Δl опорних точок каната на верхівках пілонів становить:

$$\Delta f_i = \frac{15 - 40 \left(\frac{f}{l} \right)^2 + 288 \left(\frac{f}{l} \right)^4}{16 \frac{f}{l} \left[5 - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]} \Delta l, \quad (4.167)$$

де Δl – сумарне зближення (віддалення) верхівок пілонів від пружного видовження відтяжок і зміни їх температури, знайдене з (4.165) і (4.166).

Стріла провисання каната змінюватиметься також в результаті зміни температури і зміни внаслідок цього довжини каната. Зміна довжини каната Δs від зміни температури на Δt становить $\Delta s = \alpha \Delta t s$. Додатковий прогин в середині прогону внаслідок температурного видовження каната становить:

$$\Delta f_i = \frac{15\Delta s}{16 \frac{f}{l} \left[5 - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]}. \quad (4.168)$$

Отже, максимально можливий приріст прогинів посередині прогону становить: $\Delta f_{max} = \Delta f + \Delta f_l + \Delta f_i$. Гранично допустима величина приросту прогинів визначається з експлуатаційних міркувань. Зокрема повинен забезпечуватися потрібний ухил для відведення конденсату з газопроводу тощо.

Наведений вище порядок розрахунку дозволяє отримати лише наближені значення прогинів і, відповідно, розпору. Чим гнучкіші пілони з відтяжками і більша зміна температури, тим більшою буде похибка у розрахунках. Справді, стрілу провисання знаходять від дії кінцевого навантаження, а потім враховують її зміну внаслідок зближення верхівок пілонів і зміни температури. Далі потрібно було б за новим значенням стріли провисання уточнити розпір і т. д., що призводить до необхідності виконання певної кількості ітерацій.

Щоб уникнути цього, можна застосувати інше кубічне рівняння (В.К. Качуріна), яке дає змогу одразу враховувати зміну температури, зміщення опор, а також можливість їх розташування на різних рівнях (рис. 4.57):

$$H^3 + AH^2 - B = 0, \quad (4.169)$$

$$A = \frac{EAD_0 \cos^5 \beta}{2lH_0^2} - H_0 + \frac{v \sin \beta \cos^2 \beta + u \cos^3 \beta + \alpha \Delta t l \cos \beta}{l} EA; \quad (4.169a)$$

$$B = \frac{EAD \cos^5 \beta}{2l}.$$

Як видно з цих формул, при розташуванні нерухомих опор ($u = v = 0$) на одному рівні ($\beta = 0$) і постійній температурі ($\Delta t = 0$) приходимо до рівняння (3.30).

Для пілонів, які застосовуються на практиці, вертикальними переміщеннями опор каната можна знехтувати, а в горизонтальному напрямку вважати їх пружно-податливими. У цьому випадку розпір можна визначати з рівняння (4.169), прирівнявши $u = v = 0$, а в знаменники коефіцієнтів A і B (4.169 a) замість прогону l підставити $l_{red} = (l + vEA \cos^3 \beta)$, де $v = v_A + v_B$ – пружна податливість опор від $\Delta H = l$. Визначення D_0 , D і H ведеться по величині прогону l .

Під час перевірки міцності несучих канатів потрібно розглядати дві комбінації навантажень: 1) повне розрахункове з врахуванням ожеледі за температури -5°C і 2) повне розрахункове за винятком ожеледі при максимальному від'ємному температурному перепаді.

Міцність несучих канатів переходів перевіряється за умовою:

$$\frac{T}{A} \leq R_{dh} \cdot m_1 \cdot m_2, \quad (4.170)$$

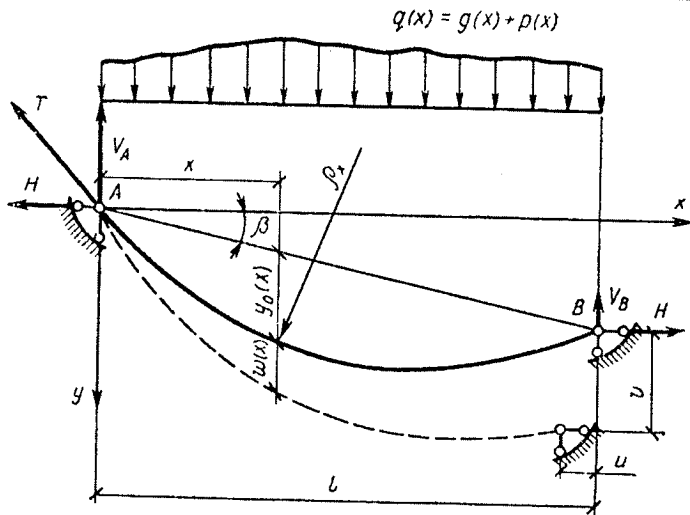


Рис. 4.57. Розрахункова схема каната (загальний випадок)

де T – розрахункове зусилля в канаті; A – площа поперечного перерізу каната; $m_1 = 0.8$ – коефіцієнт умов роботи канатного елемента; $m_2 = 0.85 \dots 1.0$ – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив на міцність каната анкерних закріплень, перегинів, поперечного обтиску; R_{dh} – розрахунковий опір високоміцного дроту або каната.

Величина R_{dh} визначається залежно від типу каната. Для канатів з паралельних дротів $R_{dh} = 0.63 R_{un}$, де R_{un} – найменший тимчасовий опір дроту розриву за державними стандартами або технічними умовами. Отже, для канатів такого типу максимальне напруження не повинно перевищувати величини $(0.4 \dots 0.5) R_{un}$.

Для витих і закритих несучих канатів

$$R_{dh} = \frac{\sum P_{un}}{A \gamma_m},$$

де $\sum P_{un}$ – значення розривного зусилля канату в цілому, вказане в державному стандарті або технічних умовах; $\gamma_m = 1.6$ – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Отже, для канатів такого типу максимальне напруження не повинно перевищувати величини $(0.4 \dots 0.5) \sum P_{un} / A$.

Статичний розрахунок пілонів виконують як стиснуто-зігнутих стержнів на дію опорних вертикальних і горизонтальних реакцій несучих канатів і дію вітру безпосередньо на пілон. Напрямок вітру приймають перпендикулярним до площини переходу. При розрахунку потрібно враховувати ексцентриситети внаслідок неточності виготовлення і монтажу металоконструкцій та зміщення верха пілону внаслідок пружного видовження відтяжок. Розрахунковою схемою пілона в площині переходу є стержень, жорстко защемлений внизу і шарнірно опертий вгорі, з площини переходу – стержень, защемлений внизу і вільний вгорі.

Сумарне можливе відхилення верху пілона від вертикалі (рис. 4.58):

$$\delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3,$$

де $\Delta_1 = 0.001h \leq 35$ мм – можливе відхилення від вертикалі внаслідок неточності виготовлення і монтажу; Δ_2 – зміщення пілона внаслідок пружного видовження відтяжок, визначається як сума 4.165) і (4.166); $\Delta_3 = 15 \dots 20$ мм – додаткове зміщення верху пілона внаслідок невідповідності дійсного модуля пружності канатів до прийнятого у розрахунку.

Для розрахункового перерізу, розташованого на відстані $2/3h$ від низу пілона, відхилення осі від вертикалі (приймаючи зігнуту вісь пілона по параболі): $\delta_1 = 0.44\delta$. Тоді розрахунковий ексцентриситет у перерізі на $2/3h$:

$$e_0 = \frac{2}{3}\delta - \delta_1 + y \approx 0.23\delta + y, \quad (4.171)$$

де $y = h/750 \leq 15$ мм – можливе викривлення осі пілона.

Вертикальна реакція від тиску каната на верхівку пілона:

$$N_1 = H(\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\alpha_2), \quad (4.172)$$

де $\alpha_1 = \alpha_{\text{нш}}$ і α_2 – кути нахилу до горизонту відповідно відтяжки і несучого каната.

Стискальне зусилля в опорних перерізах віток пілона:

$$N \approx \frac{N_1}{2} + \left(W_1 h + q_{w2}^n \frac{h^2}{2} \right) \frac{1}{a} \cos\alpha_3, \quad (4.173)$$

де W_1 – горизонтальна опорна реакція від тиску вітру на несучий канат і відтяжку; q_{w2}^n – еквівалентне рівномірно розподілене по висоті вітрове навантаження безпосередньо на пілон; a і a_3 – див. рис. 4.58.

Подальший розрахунок, конструювання і перевірка міцності та стійкості стержня пілона, його віток, розкосів, оголовка і бази здійснюють як для скрізної колони одноповерхового промислового будинку.

Для сприйняття вітрового навантаження на трубопровідних переходах можуть влаштовуватися: жорстка горизонтальна ферма (при невеликих прогонах і наявності експлуатаційного містка); горизонтальна вітрова одноланцюгова ферма (рис. 4.51, а); горизонтальна радіально-вантова ферма (рис. 4.51, б); вітрові відтяжки (рис. 4.51, в). Розглянемо розрахунок одноланцюгової вітрової ферми, зображеної на рис. 4.51, а. Для збереження проектної форми і забезпечення потрібної горизонтальної жорсткості вітровий канат попередньо напружують зусиллям, що приблизно становить половину зусилля від дії вітру. Вважаючи

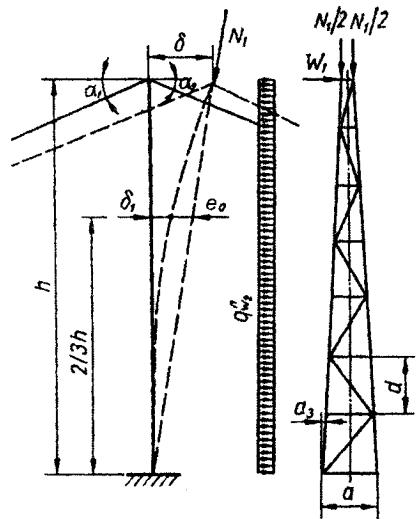


Рис. 4.58. Розрахункова схема пілона

опори вітрового канату нерухожими, розпір у ньому від вітру і температурного перепаду визначають з виразу:

$$H_a = \frac{1.5q_{всм}l^2}{8f_a} + \alpha E \Delta t A_a, \quad (4.174)$$

де $q_{всм}$ – розрахункове значення вітрового навантаження; f_a і A_a – стріла провисання і площа поперечного перерізу вітрового каната.

Зусилля T_a у вітровому канаті становить $T_a = \sqrt{H_a^2 + V_a^2}$, де $V_a = q_{всм}l/2$ – балкова реакція вітрового каната від вітрового навантаження. Міцність вітрового каната перевіряється так само, як і міцність каната вертикальної ферми, за (4.170).

Трубопровід до несучого каната кріпиться за допомогою підвісок. Міцність підвісок перевіряють за формулами для центрально-розтягнутих елементів (для підвісок з круглої сталі) або за формулами для канатів. Підвіски працюють на вертикальне зосереджене навантаження від ваги трубопроводу і елементів конструкції, ожеледі, снігу, тимчасове експлуатаційне навантаження.

Наближений статичний розрахунок трубопроводу в складі одноланцюгового переходу виконується як розрахунок багатопрогонової балки з опорами в місцях розташування вертикальних підвісок. У горизонтальній площині опори розташовують в місцях кріплення вітрових відтяжок чи підвісок вітрових ферм. У разі їх відсутності трубопровід в горизонтальній площині розглядають як однопрогонову балку, жорсткість якої дорівнює згинній жорсткості труби або труби і містка (за його наявності). За прийнятою розрахунковою схемою знаходять згинальні моменти у вертикальній та горизонтальній площинах і їх рівнодійну. Крім згинальних моментів, трубопровід зазнає впливу поздовжніх розтяжних зусиль від внутрішнього тиску. Розпір висячої системи на трубопровід, як правило, не передається, а відпором компенсаторів нехтують, тому стискальні поздовжні зусилля в трубопроводі не виникають. Перевірку міцності трубопроводу виконують за (4.104) і вона не відрізняється від перевірки міцності балкових трубопроводів з компенсацією поздовжніх деформацій.

Приклад 14. Виконати перевірку міцності несучих канатів висячого переходу нафтопроводу з двох ниток 529×9 мм прогоном 132 м. Стрілка прогину каната від дії експлуатаційного навантаження 13.4 м. Перехід знаходиться у Львівській області (I сніговий р-н, III вітровий р-н, III р-н за ожеледдю). Початкова температура (температура замикання несучого каната) +15°C. Вісь труб – на висоті 8 м над рівнем землі. По трубах влаштовано службовий прохід зі скрізним настилом завширшки 0.7 м. Несучі канати (2 шт.) вертикальної ферми Ø63 мм з розривним зусиллям $\Sigma P_{um} = 160$ т і площею 18.35 см² кожен закріплені в анкерних стаканах заливкою розпушених кінців цинковим сплавом. Модуль пружності канатів $E = 1.8 \cdot 10^5$ МПа. Підвіски трубопроводу з круглої сталі Ø27 мм. Перевірити міцність трубопроводу в прогоні переходу, якщо нормативний робочий тиск в трубопроводі – 5.6 МПа, з обох кінців переходу встановлено компенсатори, труби виготовлено зі сталі з $R_2 = 218$ МПа. Схема переходу зображена на рис. 4.59.

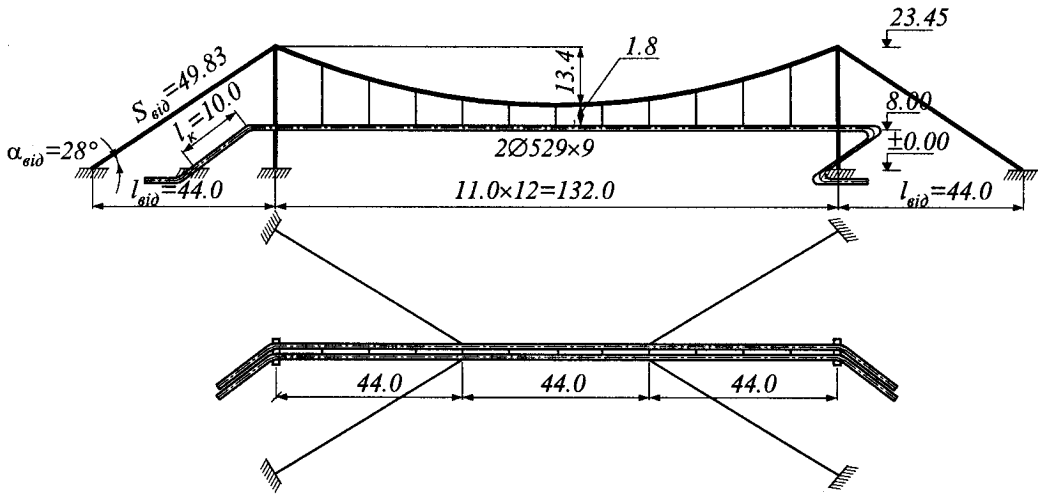


Рис. 4.59. До розрахунку одноланцюгового висячого переходу

Визначаємо нормативні величини навантажень, які діють на перехід:

– власна вага труб 529×9 мм за (4.2):

$$q_{тр}'' = 2 \cdot g \rho_{ст} \pi (D_n - \delta) \delta = 2 \cdot 9.81 \cdot 7.85 \cdot \pi (0.529 - 0.009) \cdot 0.009 \approx 2.26 \text{ кН/м};$$

– вага службового проходу по трубах (за проектними даними):

$$q_m'' = 0.82 \text{ кН/м};$$

– вага несучого каната: $q_{кан}'' = 2 \cdot q_{кан.пог} \cdot s/l = 2 \cdot 0.16 \cdot 135.63/132 \approx 0.33 \text{ кН/м};$

$$s = l \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right) = 132 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{13.4}{132} \right)^2 \right) = 135.63 \text{ м} - \text{довжина каната в прогоні}$$

переходу; $q_{кан.пог} \approx 0.16 \text{ кН/м}$ – погонна вага одного каната завдовжки 1 м;

– вага підвісок з гвинтовими стяжками і обтискачами (за проектними даними): $q_{ніж}'' \approx 0.11 \text{ кН/м},$

– вага нафти густиною 900 кг/м^3 в обох нитках за (4.4):

$$q_{прод} = 2 \cdot 10^{-4} \rho_n g \frac{\pi D_{ан}^2}{4} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 900 \cdot 9.81 \cdot \frac{\pi \cdot 51.1^2}{4} = 3.62 \text{ кН/м};$$

– вага снігового покриву на службовому проході (в запас міцності настил прийнято суцільним): $q_{сн}'' = s_0 \cdot \mu \cdot b_m = 0.5 \cdot 1 \cdot 0.7 = 0.35 \text{ кН/м};$

– вага ожеледі на несучих канатах, підвісках, службовому проході і трубах:

$$q_{ож}'' = 0.03 + 0.01 + 0.19 + 0.18 = 0.41 \text{ кН/м, де:}$$

– навантаження від ожеледі на канати, підвіски і службовий прохід за СНиП 2.01.07–85:

– для несучих канатів:

$$q_{ож,кан}'' = 2 \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \cdot 10^{-3} \cdot \rho \cdot g \cdot (s/l) =$$

$$= 2\pi \cdot 10 \cdot 1.1 \cdot 0.64(63 + 10 \cdot 1.1 \cdot 0.64) \cdot 10^{-3} \cdot 0.9 \cdot 9.81 \cdot (135.63/132) = 28 \text{ Н/м} \\ \approx 0.03 \text{ кН/м,}$$

$b = 10$ мм – товщина стінки ожеледі для III району, $k = 1.1$ – коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки ожеледі з висотою, прийнятий для висоти 15 м, на якій знаходиться ц.в. параболі, по якій провисає несучий канат, $\mu_1 = 0.64$ – коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки ожеледі залежно від діаметра каната, прийнятий для $d = 63$ мм, $\rho = 0.9$ г/см³ – густина льоду,

– для підвісок:

$$q''_{\text{ож, підв}} = \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \cdot 10^{-3} \cdot \rho \cdot g \cdot \left(\sum l_{\text{підв}} / l \right)$$

$$= \pi \cdot 10 \cdot 1.02 \cdot 0.83(27 + 10 \cdot 1.02 \cdot 0.83) \cdot 10^{-3} \cdot 0.9 \cdot 9.81 \cdot (122/132) = 8 \text{ Н/м} \\ \approx 0.01 \text{ кН/м,}$$

$k = 1.02$ – прийнятий для висоти 12 м, на якій знаходиться ц.в. підвісок, $\mu_1 = 0.83$ – прийнятий для $d = 27$ мм, $\sum l_{\text{підв}} \approx 122$ м – сумарна довжина всіх підвісок трубопроводу, визначена з геометричних міркувань;

- для елементів службового проходу:

$$q''_{\text{ож, пр}} = b k \mu_2 \rho g \cdot A = 10 \cdot 0.92 \cdot 0.6 \cdot 9.81 \cdot 0.9 \cdot 4 \approx 0.19 \text{ кН/м.}$$

$k = 0.92$ – прийнятий для висоти 8 м, на якій знаходиться службовий прохід, $\mu_1 = 0.6$, $A = 4 \text{ м}^2$ – площа поверхні елементів службового проходу на 1 м довжини (за проектними даними);

- для труб за (4.5):

$$q''_{\text{ож, пр}} = 2 \cdot 0.17 b D_n = 2 \cdot 0.17 \cdot 10 \cdot 52.9 = 180 \text{ Н/м} \approx 0.18 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо

прогин несучого каната і розпір від дії повного розрахункового навантаження. За початкове навантаження приймаємо величину експлуатаційного навантаження

$q_0 = 7.55$ кН/м, при якому стрілка прогину несучого каната $f_0 = 13.4$ м. Сумарний розпір канатів від цього навантаження:

Таблиця 4.19
Вертикальне навантаження на висячий трубопровідний перехід

№	Вид навантаження	q_n , кН/м	n (γ_f)	q , кН/м
1	Власна вага труб	2.26	1.1	2.49
2	Оглядовий місток	0.82	1.1	0.90
3	Вага каната з підвісками	0.44	1.1	0.48
	Постійне	3.52		3.87
4	Вага нафти	3.62	1.0	3.62
	Разом експлуатаційне	7.14		7.55
5	Сніг	0.35	1.4	0.49
6	Ожеледь	0.41	1.3	0.53
	Повне	7.90		8.57*

*При одночасному врахуванні обох короткотривалих навантажень (сніг і ожеледь) їх потрібно приймати з коефіцієнтом сполучення навантажень 0.9. Тоді повне розрахункове навантаження становитиме 8.47 кН/м.

$$H_0 = \frac{q_0 l^2}{8 f_0} = \frac{7.55 \cdot 132^2}{8 \cdot 13.4} = 1227 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$D_0 = \int_0^l Q_{0x}^2 dx = \frac{q_0^2 l^3}{12} = \frac{7550^2 \cdot 132^3}{12} = 1.0925 \cdot 10^{13} \text{ Н}^2 \cdot \text{м.}$$

Від кінцевого навантаження (повного):

$$D = \int_0^l Q_x^2 dx = \frac{ql^3}{12} = \frac{8470^2 \cdot 132^3}{12} = 1.3750 \cdot 10^{13} \text{ Н}^2 \cdot \text{м.}$$

Жорсткість несучих канатів на розтяг:

$$EA = 2 \cdot 1.8 \cdot 10^{11} \cdot 18.35 \cdot 10^{-4} = 660 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

Розпір несучих канатів H від кінцевого навантаження $q = 8.47$ кН/м визначаємо з (3.30):

$$H^3 + \left[\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right] H^2 - \frac{EAD}{2l} = 0,$$

$$H^3 + \left[\frac{660 \cdot 10^6 \cdot 1.0925 \cdot 10^{13}}{2 \cdot 132 \cdot 1227000^2} - 1227000 \right] H^2 - \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 1.3750 \cdot 10^{13}}{2 \cdot 132} = 0,$$

$$H^3 + 16.9145 \cdot 10^6 \cdot H^2 - 34.3750 \cdot 10^{18} = 0 \rightarrow H = 1371 \text{ кН.}$$

Визначаємо прогин каната від повного навантаження:

$$f = \frac{ql^2}{8H} = \frac{8.47 \cdot 132^2}{8 \cdot 1371} = 13.456 \text{ м.}$$

Отже, приріст прогину каната від збільшення навантаження:

$$\Delta f = f - f_0 = 13.456 - 13.4 = 0.056 \text{ м.}$$

Прогин несучого каната збільшиться також за рахунок зближення верхівок пілонів на величину Δl від пружного видовження відтяжок за (4.165):

$$\Delta l = \frac{2(H - H_0) l_{\text{від}}}{EA \cos^3 \alpha_{\text{від}}} = \frac{2(1371 \cdot 10^3 - 1227 \cdot 10^3) \cdot 49.83}{660 \cdot 10^6 \cdot \cos^3 28^\circ} = 0.032 \text{ м.}$$

Крім того, на величину прогину впливатиме температурний перепад. Оскільки при визначенні повного навантаження враховано вагу ожеледі, розрахункову температуру приймаємо -5°C . Зближення верхівок пілонів від видовження відтяжок при температурному перепаді $\Delta t = -20^\circ\text{C}$ за (4.166):

$$\Delta l = \frac{2\Delta l_{\text{від}}}{\cos \alpha_{\text{від}}} = \frac{2\alpha \Delta t l_{\text{від}}}{\cos \alpha_{\text{від}}} = \frac{2 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot 49.83}{\cos 28^\circ} = -0.027 \text{ м.}$$

Отже, зближення верхівок пілонів від пружного видовження відтяжок і температурного перепаду становить:

$$\Delta l = 0.032 - 0.027 = 0.005 \text{ м.}$$

Додатковий прогин каната внаслідок цього за (4.167):

$$\Delta f_l = \frac{15 - 40 \left(\frac{f}{l} \right)^2 + 288 \left(\frac{f}{l} \right)^4}{16 \frac{f}{l} \left[5 - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]} \Delta l = \frac{15 - 40 \cdot 0.1^2 + 288 \cdot 0.1^4}{16 \cdot 0.1 \cdot [5 - 24 \cdot 0.1^2]} \cdot 0.005 = 0.010 \text{ м.}$$

Додатковий прогин в середині прогону від температурного видовження кана- та становить:

$$\Delta f_t = \frac{15 \Delta s}{16 \frac{f}{l} \left[5 - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]} = \frac{15 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot 135.63}{16 \cdot 0.1 \cdot [5 - 24 \cdot 0.1^2]} = -0.064 \text{ м.}$$

Приріст прогинів посередині прогону становить:

$$\Delta f_{max} = \Delta f + \Delta f_l + \Delta f_t = 0.056 + 0.010 - 0.064 = 0.002 \text{ м.}$$

Кінцева стрілка прогину $f = 13.4 + 0.002 = 13.402 \text{ м}$. Відповідний розпір несучих канатів $H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{8.47 \cdot 132^2}{8 \cdot 13.402} = 1376 \text{ кН}$.

Перевіримо одержаний результат, скориставшись рівнянням (4.169). При цьому враховуємо, що опори каната знаходяться на одному рівні ($\beta = 0$), температурний перепад $\Delta t = -20^\circ\text{C}$, а також пружну податливість опор канатів ν в горизонтальному напрямку. Оскільки перехід симетричний, податливість обох опор однакова і дорівнює їх переміщенню в горизонтальному напрямку від дії оди-ничного розпору:

$$\nu = \frac{2 \cdot \bar{H} \cdot l_{\text{від}}}{EA \cos^3 \alpha_{\text{від}}} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 49.83}{660 \cdot 10^6 \cdot \cos^3 28^\circ} = 2.194 \cdot 10^{-7} \text{ м/Н.}$$

Приведена довжина прогону $L_{red} = l + \nu EA \cos^3 \beta = 132 + 2.194 \cdot 10^{-7} \cdot 660 \cdot 10^6 \cdot 1 = 277 \text{ м}$.

Коефіцієнти рівняння (4.169) для даних умов:

$$A = \frac{EAD_0}{2l_{red}H_0^2} - H_0 + \frac{\alpha \Delta t l}{l_{red}} EA = \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 1.0925 \cdot 10^{13}}{2 \cdot 277 \cdot (1227 \cdot 10^3)^2} - 1227 \cdot 10^3 + \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot 132}{277} \cdot 660 \cdot 10^6 = 7.3425 \cdot 10^6,$$

$$B = \frac{EAD}{2l_{red}} = \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 1.3750 \cdot 10^{13}}{2 \cdot 277} = 16.3809 \cdot 10^{18}.$$

Після підстановки коефіцієнтів:

$$H^3 + 7.3425 \cdot 10^6 \cdot H^2 - 16.3809 \cdot 10^{18} = 0, \text{ звідки } H = 1371 \text{ кН.}$$

Кінцевий прогин $f = \frac{ql^2}{8H} = \frac{8.47 \cdot 132^2}{8 \cdot 1371} = 13.456 \text{ м}$.

Як бачимо, результати розрахунку за обома методиками задовільно збігаються. Для подальшого розрахунку приймаємо $H = 1371 \text{ кН}$.

Зусилля натягу в одному канаті:

$$T = 0.5\sqrt{H^2 + V^2} = 0.5\sqrt{1371^2 + 559^2} = 740 \text{ кН},$$

де $V = ql/2 = 8.47 \cdot 132/2 = 559 \text{ кН}$.

Перевірку міцності каната виконуємо за умовою (4.170):

$$\frac{T}{A} = \frac{740 \cdot 10^3}{18.35 \cdot 10^{-4}} \approx 403 \text{ МПа} \leq R_{dh} \cdot m_1 \cdot m_2 = 534.6 \cdot 0.8 \cdot 0.95 \approx 406 \text{ МПа},$$

де $R_{dh} = \frac{\sum P_{un}}{A\gamma_m} = \frac{1569.6 \cdot 10^3}{1.6 \cdot 18.35 \cdot 10^{-4}} = 534.60 \text{ МПа}$, $\sum P_{un} = 160 \cdot 9.81 = 1569.6 \text{ кН}$ –

значення розривного зусилля каната в цілому; $\gamma_m = 1.6$ – коефіцієнт надійності за матеріалом; $A = 18.35 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу каната; $m_1 = 0.8$ – коефіцієнт умов роботи канатного елемента; $m_2 = 0.95$ – коефіцієнти умов роботи каната при закріпленні його кінців заливкою сплавом кольорових металів в анкерному стакані.

Умова (4.170) виконується, тобто міцність несучих канатів забезпечена.

Тепер виконаємо перевірку міцності трубопроводу. У складі висячого переходу трубопровід між підвісками працює як багатопрогонова балка на вертикальне рівномірно розподілене навантаження. Це навантаження дорівнює:

- при врахуванні ожеледі: повному навантаженню за мінусом власної ваги несучих канатів і підвісок і ваги ожеледі на них:
 $q'_{верт} = 8.47 - 0.44 - 0.03 - 0.01 = 7.99 \text{ кН/м}$;

- без врахування ожеледі: $q_{верт} = 8.47 - 0.44 - 0.41 = 7.62 \text{ кН/м}$.

Між вітровими відтяжками трубопровід можна розглядати як багатопрогонову балку під дією горизонтального вітрового навантаження. Під час визначення вітрового навантаження на вкриті ожеледдю поверхні потрібно враховувати, що його значення зменшується на 75 % завдяки зменшенню шорсткості поверхні.

Статична складова вітрового навантаження, Н/м^2 :

$$w_m = w_0 k c = 0.38 \cdot 0.59 \cdot 0.55 = 0.123,$$

$w_0 = 0.38 \text{ кПа}$ – для III вітрового району; $k=0.59$ – для типу місцевості В на висоті 8 м над рівнем землі; $c = c_x = k c_{x\infty} = 1.0 \cdot 0.55 \approx 0.55$; $k = 1.0$ при $L / D_{н.н.} = 132/0.529 \approx 250$; $c_{x\infty} \approx 0.55$ при $Re = 8.2 \cdot 10^5$ і $\Delta = 0.001 \text{ м}$ (за рис. 4.3);

$$Re = 0.88 D_{н.н.} \sqrt{w_0 k(z) \gamma_f} \cdot 10^5 = 0.88 \cdot 0.529 \cdot \sqrt{380 \cdot 0.59 \cdot 1.4} \cdot 10^5 \approx 8.2 \cdot 10^5.$$

Для визначення динамічної складової вітрового навантаження необхідно визначити частоту власних коливань трубопроводу в горизонтальній площині. Розрахункову схему приймаємо у вигляді трипрогонової балки з однаковими прогонами по 44 м, розглядаючи місце кріплення вітрових відтяжок як проміжні опори. Частота власних коливань, що відповідає нижній межі першої зони згущення за (4.141):

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{44^2} \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 2 \cdot 49720 \cdot 10^{-8}}{814}} = 0.41 \text{ с}^{-1},$$

де $I = 49720 \text{ см}^4$ – момент інерції однієї труби; $m = 7990/9.81 = 814 \text{ кг}$ – погонна маса трубопроводів з повним розрахунковим навантаженням.

Динамічну складову вітрового навантаження, Н/м^2 визначаємо при декременті згасання для сталевих конструкцій $\delta = 0.15$:

$$w_p = w_m \xi \zeta v = 0.123 \cdot 2.1 \cdot 1.12 \cdot 0.7 = 0.203;$$

$\zeta = 1.12$ – коефіцієнт пульсацій вітру для типу місцевості В на висоті 8 м над рівнем землі; $v = 0.7$ – коефіцієнт просторової кореляції тиску вітру; $\xi = 2.1$ – коефіцієнт динамічності, визначається за рис. 4.4 залежно від параметра ε ;

$$\varepsilon = \sqrt{\gamma_f w_0 / 940 f_1} = \sqrt{1.4 \cdot 380 / (940 \cdot 0.41)} = 0.06.$$

Повна величина розрахункового вітрового навантаження становить:

$$q_{вет} = 1.2 \cdot (0.123 + 0.203) \cdot 0.529 = 207 \text{ Н/м} \approx 0.21 \text{ кН/м};$$

за наявності ожеледі $q'_{вет} = 0.25 \cdot 0.21 = 0.05 \text{ кН/м}$.

Визначаємо значення згинальних моментів у вертикальній і горизонтальній площинах і їх рівнодійну за наявності ожеледі:

$$M_{верт} = \frac{q'_{верт} l_{верт}^2}{12} = \frac{7.99 \cdot 11^2}{12} = 80.57 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{гор} = \frac{q'_{вет} l_{гор}^2}{12} = \frac{0.05 \cdot 44^2}{12} = 8.07 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M = \sqrt{M_{верт}^2 + M_{гор}^2} = \sqrt{80.57^2 + 8.07^2} \approx 80.97 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

за відсутності ожеледі:

$$M_{верт} = \frac{q_{вет} l_{верт}^2}{12} = \frac{7.62 \cdot 11^2}{12} = 76.84 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{гор} = \frac{q_{вет} l_{гор}^2}{12} = \frac{0.21 \cdot 44^2}{12} = 33.88 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M = \sqrt{M_{верт}^2 + M_{гор}^2} = \sqrt{76.84^2 + 33.88^2} \approx 83.98 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Отже, більш небезпечним є випадок, коли на трубопровід діє повне розрахункове вітрове навантаження за відсутності ожеледі.

Поздовжні напруження від згину:

$$\sigma_{нр.м} = \frac{0.5M}{W} = \frac{0.5 \cdot 83.98 \cdot 10^3}{1880 \cdot 10^{-6}} = 22.34 \text{ МПа}.$$

$W = 1880 \text{ см}^3$ – момент опору однієї труби.

Крім дії згинальних моментів, трубопровід зазнає поздовжніх зусиль від дії внутрішнього тиску. За наявності компенсаторів по кінцях ділянки:

$$\sigma_{нр.Н} = 0.5\sigma_{кц} = 0.5 \cdot 174.88 \cdot 10^6 = 87.44 \text{ МПа},$$

де $\sigma_{кц} = n p D_{ан} / 2\delta = 1.10 \cdot 5.6 \cdot 511 / (2 \cdot 9) \approx 174.88 \text{ МПа}$ – кільцеві напруження в стінках труби за (4.33); $n = 1.10$ – коефіцієнт надійності по навантаженню від

внутрішнього тиску для нафтопроводів діаметром менше 700 мм (табл. 4.6); $p = 5.6$ МПа – внутрішній робочий тиск у трубопроводі; $D_{вн} = D_{н} - 2\delta = 529 - 2 \cdot 9 = 511$ мм – внутрішній діаметр трубопроводу; $\delta = 9$ мм – товщина стінки труби.

Сумарна величина поздовжніх напружень:

$$\sigma_{np} = \sigma_{np.M} + \sigma_{np.N} = 22.34 + 87.44 = 109.78 \text{ МПа.}$$

Перевірку міцності трубопроводу виконуємо за умовою (4.104):

$$|\sigma_{np}| = 109.78 \leq \psi_4 R_2 = 1.0 \cdot 218 = 218 \text{ МПа.}$$

Умова виконується, тобто міцність трубопроводу забезпечена. Перевірка стійкості трубопроводу не вимагається, оскільки розпір висячої системи на трубу не передається.

Радіальні вантові ферми (рис. 4.37, в і з). Під час їх розрахунку наближено приймають, що навантаження від трубопроводу передається на ванти так само, як у простих балках, оскільки трубопровід гнучкий і ванти кріпляться до нього на значній відстані одна від одної (15...30 м). Вертикальне зусилля, прикладене в кожному вузлі, дорівнює: $P_a = qa$, де q – погонне навантаження на трубопровід, a – крок вант. Зусилля розтягу у похилій ванті дорівнює:

$$N_a = \frac{P_a}{\sin \alpha_a}, \quad (4.175)$$

де α_a – кут нахилу ванти до горизонту.

Горизонтальне зусилля, прикладене до трубопроводу в місці кріплення ванти:

$$N_{mp} = P_a / \operatorname{tg} \alpha_a. \quad (4.176)$$

Зусилля у відтяжці:

$$N_{від} = \frac{\sum N_{mp}}{\cos \alpha_{від}} = \frac{\sum P_a \operatorname{ctg} \alpha_a}{\cos \alpha_{від}}, \quad (4.177)$$

де $\alpha_{від}$ – кут нахилу відтяжки до горизонту.

Прогин трубопроводу в місці кріплення кожної ванти складається з прогину від видовження кожної ванти і прогину від видовження відтяжки. При гнучких пілонах прогин дорівнює:

$$\Delta f_N = \frac{1}{E} \left(\frac{\sigma_a s_a}{\sin \alpha_a} + \frac{\sigma_{від} s_{від}}{\cos \alpha_{від} \tan \alpha_a} \right) \quad (4.178)$$

при жорстких пілонах з вільним переміщенням вант на їх верхівках:

$$\Delta f_N = \frac{\sigma_a s_a + \sigma_{від} s_{від}}{E \sin \alpha_a}, \quad (4.179)$$

де s_a і $s_{від}$ – відповідно довжина ванти і відтяжки; σ_a і $\sigma_{від}$ – відповідно напруження у ванті і відтяжці.

Від зміни температури вант і відтяжок при гнучких пілонах прогин становить:

$$\Delta f_t = \alpha \Delta t \left(\frac{S_a}{\sin \alpha_a} + \frac{S_{aio}}{\cos \alpha_{aio} \tan \alpha_a} \right) \quad (4.180)$$

при жорстких пілонах:

$$\Delta f_t = \alpha \Delta t \frac{S_a + S_{aio}}{\sin \alpha_a}, \quad (4.181)$$

де Δt – розрахункова зміна температури вант і відтяжок.

У разі безпосереднього прикріплення вант до трубопроводу на прогин впливатимуть зміна його довжини ΔL_{mp} під впливом внутрішнього тиску, а також від перепадів температури і зусиль, які передаються на ванту. Якщо по кінцях переходу встановлено компенсатори, то:

$$\Delta L_{mp} = \frac{I}{E} \left(0.5 \sigma_{кш} l_{mp} + \alpha E \Delta t_{mp} l_{mp} + \sum l_{mp,i} \frac{N_i}{A_{mp}} \right) \quad (4.182)$$

де l_{mp} – довжина ділянки трубопроводу від середини прогону до місця кріплення ванти, в якій визначають прогин; Δt_{mp} – розрахункова зміна температури труби; N_i – поздовжнє зусилля, яке передається з вант на трубопровід в межах i -ї ділянки; $l_{mp,i}$ – довжина ділянки труби, в якій діє поздовжнє зусилля N_i в межах півпрогону; A – площа поперечного перерізу стінок труби.

Вертикальне переміщення трубопроводу від зміни його довжини в місці кріплення ванти дорівнює:

$$\Delta f_{mp} = \Delta L_{mp} / tg \alpha_a. \quad (4.183)$$

Тоді сумарний прогин трубопроводу в місці кріплення вант $\Delta f = \Delta f_N + \Delta f_t + \Delta f_{mp}$.

Міцність вант і відтяжок перевіряють залежно від матеріалу, з якого вони виконані, тобто як канатів (так само, як і несучих канатів одноланцюгових ферм), або як центрально-розтягнутих елементів (для вант з круглої сталі).

Розрахунок трубопроводів у складі радіальної вантової ферми виконують з врахуванням розпору, який передається на трубопровід. Згинальні моменти наближено можна визначити з розрахунку багатопрогової балки з опорами в місцях кріплення вант. Опорам надають вертикальних переміщень, що дорівнюють прогинам трубопроводу в цих точках. Очевидно, що такий підхід дає лише наближені результати, оскільки внаслідок прогину трубопроводу зусилля у вантах перерозподіляються, а сам трубопровід включається в роботу вантової системи.

Розглянутий розрахунок радіальної вантової ферми, незважаючи на його наближений характер, забезпечує точність, достатню для попереднього підбору перерізів вант і відтяжок. Точніші результати дає сумісний розрахунок ферми з балкою жорсткості як статично невизначеної системи окремо на дію вертикальних і горизонтальних навантажень. Розрахунок радіальної вантової ферми сумісно з трубопроводом і горизонтальними вітровими фермами або відтяжками як просторової системи складний і вимагає застосування спеціальних комп'ютерних програм.

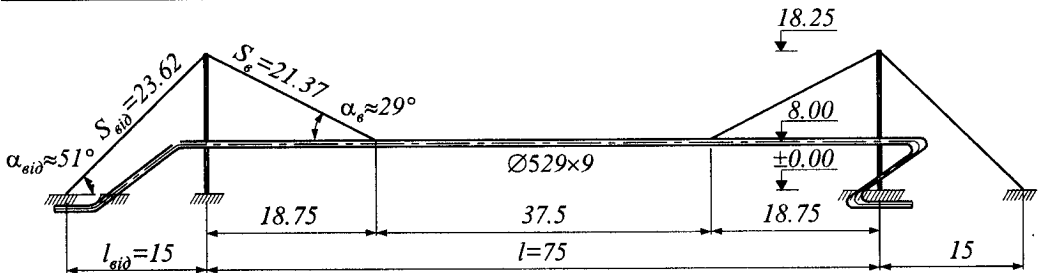


Рис. 4.60. До розрахунку радіальної вантової ферми трубовідного переходу

Приклад 15. Підібрати поперечний переріз вант, відтяжок і визначити прогин одностовового трубовідного переходу у вигляді радіальної вантової ферми (рис. 4.60). Характеристики трубоводу і місцевості такі самі, як і в прикладі 14. Ванти виготовлено з круглої арматурної сталі класу А-III. До верхівки пілона ванти закріплені нерухомо. Пілон в площині переходу прийняти гнучким. Для огляду і ремонту трубоводу передбачено люльку, розрахункова вага якої разом з робітниками становить 3 кН. Люлька рухається по монорейці з двотавра №16. Замикання конструкцій переходу відбувається за початкової температури $+15^{\circ}\text{C}$. Величину рівномірно розподіленого навантаження по довжині трубоводу наведено в табл. 4.20.

Таблиця 4.20

Вертикальне навантаження на вантовий перехід

№ з/п	Вид навантаження	q_n , кН/м	n (γ_f)	q , кН/м
1	Власна вага труби	1.13	1.1	1.24
2	Вага монорейки з двотавра №16	0.16	1.1	0.17
	Постійне	1.29		1.41
3	Вага нафти	1.83	1.0	1.83
	Разом експлуатаційне	3.12		3.24
4	Сніг	0.11	1.4×0.9	0.14
5	Ожеледь на трубі	0.09	1.3×0.9	0.11
	Повне	3.32		3.49

Зосереджене навантаження від повного розподіленого навантаження становить: $P_{в,q} = qa = 3.49 \cdot 0.75 \cdot 37.5 = 98.16$ кН, оскільки половина навантаження з кратної панелі передається безпосередньо на пілон. Крім цього, потрібно врахувати також зосереджене навантаження від ваги люльки з робітниками і вагу самої ванти, вкритої ожеледдю. Прийемо попередньо ванту $\varnothing 40$ мм і вважатимемо, що її вага розподіляється порівну між верхівкою пілона і точкою прикріплення ванти до трубоводу. Власна погонна вага вант – 0.10 кН/м, вага ожеледі на ній – 0.01 кН/м. Тоді $P_{в,p} = 3 + (0.1 + 0.01) s_g/2 = 3 + 0.11 \cdot 21.37/2 \approx 4.18$ кН. Отже, зосереджене вертикальне навантаження на ванту в місці її кріплення до трубоводу становить: $P_{в} = P_{в,q} + P_{в,p} \approx 102.34$ кН.

Зусилля розтягу у похилій ванті дорівнює (4.175):

$$N_g = \frac{P_g}{\sin \alpha_g} = \frac{102.34}{\sin 29^\circ} \approx 211.09 \text{ кН.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу ванті:

$$A_{n,g}^{nomp} = \frac{N_g}{R_y \gamma_c} = \frac{211.09 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot 0.9} = 6.43 \text{ см}^2,$$

де $R_y = 365 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір арматурної сталі класу А-III; $\gamma_c = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи вант і відтяжок з прокатної сталі.

За сортаментом приймаємо 1 $\varnothing 32$ А-III, $A_{n,g} = 8.04 \text{ см}^2$.

Визначаємо зусилля (4.177) і необхідну площу поперечного перерізу відтяжки:

$$N_{вид} = \frac{\sum P_g \operatorname{ctg} \alpha_g}{\cos \alpha_{вид}} = \frac{102.34 \cdot \operatorname{ctg} 29^\circ}{\cos 51^\circ} = 293.37 \text{ кН,}$$

$$A_{n,g,в}^{nomp} = \frac{N_{вид}}{R_y \gamma_c} = \frac{293.37 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 \cdot 0.9} = 8.93 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 1 $\varnothing 36$ А-III, $A_{n,вид} = 10.18 \text{ см}^2$.

Визначаємо прогин трубопроводу в місці кріплення ванті від повного навантаження і розрахункового температурного перепаду -20°C , оскільки враховано вагу ожеледі. Напруження у вантах і відтяжках, як у центрально-розтягнутих елементах, відповідно становить:

$$\sigma_g = \frac{N_g}{A_{n,g}} = \frac{211.09 \cdot 10^3}{8.04 \cdot 10^{-4}} = 262.55 \text{ МПа, } \sigma_{вид} = \frac{N_{вид}}{A_{n,g,в}} = \frac{293.37 \cdot 10^3}{10.18 \cdot 10^{-4}} = 288.18 \text{ МПа.}$$

Прогин від видовження ванті і відтяжки за (4.178):

$$\begin{aligned} \Delta f_N &= \frac{1}{E} \left(\frac{\sigma_g s_g}{\sin \alpha_g} + \frac{\sigma_{вид} s_{вид}}{\cos \alpha_{вид} \operatorname{tg} \alpha_g} \right) = \\ &= \frac{1}{2.06 \cdot 10^5} \left(\frac{262.55 \cdot 21.37}{\sin 29^\circ} + \frac{288.18 \cdot 23.62}{\cos 51^\circ \operatorname{tg} 29^\circ} \right) = 0.151 \text{ м.} \end{aligned}$$

Прогин від зміни температури ванті і відтяжки за (4.180):

$$\begin{aligned} \Delta f_t &= \alpha \Delta t \left(\frac{s_g}{\sin \alpha_g} + \frac{s_{вид}}{\cos \alpha_{вид} \operatorname{tg} \alpha_g} \right) = \\ &= 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot \left(\frac{21.37}{\sin 29^\circ} + \frac{23.62}{\cos 51^\circ \operatorname{tg} 29^\circ} \right) = -0.027 \text{ м.} \end{aligned}$$

Прогин від дії внутрішнього тиску і зміни температури труби за (4.183):

$$\Delta f_{mp} = \Delta L_{mp} / \operatorname{tg} \alpha_g = 0.005 / \operatorname{tg} 29^\circ = 0.009 \text{ м,}$$

$$\Delta L_{mp} = \frac{l}{E} \left(0.5 \sigma_{кш} l_{mp} + \alpha E \Delta t_{mp} l_{mp} + \sum l_{mp,i} \frac{N_i}{A_{mp}} \right) = \frac{l}{2.06 \cdot 10^{11}} \times$$

$\times (0.5 \cdot 174.88 \cdot 10^6 \cdot 18.75 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot (-20) \cdot 18.75 + 18.75 \cdot 184.62 \times$
 $\times 10^3 / 147 \cdot 10^{-4}) = 0.005 \text{ м}, \sigma_{кш} = 174.88 \text{ МПа}$ (див. *приклад 14*) $L_{mp} = l_{mp,i} = 37.5/2 =$
 $= 18.75 \text{ м}, N_i = N_a \cos \alpha_a = 211.09 \cdot \cos 29^\circ = 184.62 \text{ кН}, A = 147 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу стінок труби.

Сумарний прогин трубопроводу в місці кріплення вант:

$$\Delta f = \Delta f_N + \Delta f_t + \Delta f_{mp} = 0.151 - 0.027 + 0.009 = 0.133 \text{ м.}$$

Отримане значення прогину від повного навантаження не обов'язково є максимальним. Потрібно було б знайти прогин від завантаження переходу експлуатаційним навантаженням і вагою люльки з робітниками при максимальному додатному температурному перепаді і з двох одержаних величин вибрати максимальне значення прогину.

Вантові ферми з трикутною решіткою (рис. 4.37, *д* і *е*). Розрахунок таких ферм виконують загальноприйнятими методами будівельної механіки з врахуванням попереднього напруження в елементах ферми. Попередній натяг виконують для того, щоб гнучкі елементи могли сприймати зусилля стиску. Для цього зусилля попереднього натягу повинні бути не меншими за стискальні зусилля, які виникають під час експлуатації ферми. Вантові ферми такого типу застосовують на переходах значних прогонів (понад 300 м), а трубопровідний перехід часто поєднують з пішохідними і навіть автомобільними переходами. Через це в них передбачають окрему балку жорсткості, на якій і лежить трубопровід. У такому випадку розрахунок трубопроводу не відрізнятиметься від розрахунку трубопроводу естакадного прокладання.

Переходи у вигляді нитки, що провисає (рис. 4.37, *є, ж* і *з*). На переходах таких трубопроводів відтяжками служить або сам трубопровід, або канати чи фасонний прокат (рис. 4.50). У другому випадку трубопровід шарнірно закріплюється на пілонах (рис. 4.48), а за межами прогону вварюють гнуті компенсатори деформацій.

У висячих трубопроводах внаслідок їх конструктивних особливостей виникають значні поздовжні напруження, адже сама труба відіграє роль несучого каната. Оскільки стріла провисання призначається невеликою ($1/15 \dots 1/30$) l , а відношення діаметра труби до прогону звичайно менше ніж $1/200$, то форма зігнутої осі близька до параболи. У такому разі для визначення зусиль в трубопроводі можна застосовувати формули, які використовувалися для знаходження зусиль в несучих канатах одноланцюгових переходів. Зокрема розпір трубопроводу H від дії вертикального навантаження можна визначити з рівняння (4.169): $H^3 + AH^2 - B = 0$, коефіцієнти якого повинні визначатися з врахуванням поздовжніх деформацій трубопроводу від дії внутрішнього тиску. У цьому випадку:

$$A = \frac{EAD_0 \cos^3 \beta}{2lH_0^2} - H_0 +$$

$$+ \frac{v \sin \beta \cos^2 \beta + u \cos^3 \beta + (\alpha \Delta t l + 0.2 \sigma_{кц} l / E) \cos \beta}{l} EA; \quad (4.1696)$$

$$B = \frac{EAD \cos^3 \beta}{2l}.$$

У безпілонному переході до відкритого трубопроводу безпосередньо прилягають підземні ділянки, деформації яких потрібно враховувати. Як було показано раніше, ці деформації можуть бути як пружними, коли відсутні ділянки граничної рівноваги ґрунту, так і пружнопластичними – за наявності таких ділянок. Приблизний розрахунок безпілонного переходу трубопроводу у вигляді нитки, яка провисає можна виконати за таким алгоритмом:

1. Наближено визначити розпір переходу від розрахункового навантаження з умови $H = \frac{ql^2}{8f_0}$, де f_0 – початкова стріла провисання.
2. Визначити поздовжнє зусилля, що діє на торець висячого переходу: $S = (0.2 \sigma_{кц} + \alpha E \Delta t) A$, де Δt – розрахунковий температурний перепад для підземної ділянки.
3. Знайти розрахункове осьове зусилля в місці виходу трубопроводу з ґрунту: $N_{розр} = S + H$. Знак „+” у виразі для $N_{розр}$ прийнято тому, що від внутрішнього тиску і додатного температурного перепаду переріз в місці виходу трубопроводу з ґрунту зміщується у прогін. В той самий бік, на відміну від аркових переходів, спрямований розпір трубопроводу.
4. Перевірити наявність ділянки граничної рівноваги ґрунту на підземній ділянці за допомогою критерію (4.155).
5. Визначити переміщення u_0 трубопроводу поблизу виходу його з ґрунту: за наявності ділянки граничної рівноваги – за (4.97), за її відсутності – за (4.99), замінивши в цих формулах S на $N_{розр}$. Жорсткістю η конструкції переходу, що примикає до підземних ділянок, можна у цьому випадку знехтувати.
6. Обчислити значення A і B за (4.169б), прийнявши $u = 2u_0$, якщо ґрунтові умови з обох кінців переходу однакові, і визначити розпір трубопроводу з (4.169).
7. За новим значення розпору обчислити $N_{розр}$, перевірити критерій появи ділянки граничної рівноваги і за відповідною формулою визначити u_0 .
8. Повторити крок 6. Якщо значення розпору, обчислене на цьому і попередньому етапі, мало відрізняються між собою, розрахунок закінчено. В іншому випадку повторити кроки 6 – 8 до досягнення заданої точності.

За знайденою величиною розпору визначають зусилля розтягу в трубопроводі $T = \sqrt{H^2 + V^2}$, де $V = ql/2$. Відповідні осьові напруження в стінках труби:

$$\sigma_{np.T} = \frac{T}{A} = \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{A}. \quad (4.184)$$

Від внутрішнього тиску у висячому трубопроводі виникають напруження (4.27):

$$\sigma_{np.p.} = npD_{вн}/4\delta = 0.5\sigma_{кц.}$$

Крім того, в перерізах трубопроводу виникають напруження від згину (4.29):

$$\sigma_{np.з.} = ED_{in}/2\rho,$$

де ρ – радіус кривизни осі трубопроводу.

Кривизну осі ρ можна знайти як другу похідну від виразу для зігнутої осі трубопроводу. Для випадку, коли трубопровід зігнутий по параболі: $1/\rho \approx d^2y/dx^2 = 8fl^2$. Тоді напруження від згину:

$$\sigma_{np.з.} = 4ED_{in}fl^2. \quad (4.185)$$

Сумарні поздовжні напруження в трубопроводі:

$$\sigma_{np.} = \sigma_{np.T.} + \sigma_{np.p.} + \sigma_{np.з.} \quad (4.186)$$

На відміну від одноланцюгових переходів, в яких максимальні зусилля в несучому канаті виникають при від'ємному температурному перепаді, в трубопроводі у вигляді провисаючої нитки максимальні напруження можуть виникати від збільшення температури. За додатного перепаду температур зростає стріла провисання, напруження від осьових зусиль зменшуються, але зростають напруження від згину. Під час перевірки міцності таких переходів потрібно розглянути три комбінації навантажень: 1) повне розрахункове з врахуванням ожеледі за температури -5°C ; 2) повне розрахункове за винятком ожеледі при максимальному від'ємному температурному перепаді; 3) експлуатаційне при максимальному додатному температурному перепаді.

Перевірку міцності трубопроводу у вигляді провисаючої нитки виконують за умовою (4.104). Враховувати двовісний напружений стан не потрібно ($\psi_4 = 1.0$), оскільки в стінках такого трубопроводу можуть виникати лише розтяжні напруження. З цієї ж причини відпадає необхідність у перевірці стійкості.

Під час проектування таких надземних переходів невідомою, як правило, є лише стріла провисання. Справді, діаметр трубопроводу залежить від заданої пропускної здатності, товщина стінки призначається з умови сприйняття кільцевих напружень від внутрішнього тиску, а прогін, як правило, визначається шириною перешкоди.

Якщо стрілу провисання вибрати надто малою, в трубопроводі виникнуть значні осьові зусилля, а у разі надто великої стріли провисання виникатимуть великі напруження від згину. Очевидно, існує оптимальна стріла провисання, при якій сумарні напруження будуть мінімальними.

Визначимо оптимальну стрілу, прийнявши наближено, що трубопровід не розтягується, $T \approx H$, а складова напружень від дії тиску не залежить від геометрії

переходу. Тоді з (4.184) і (4.185) одержимо: $\sigma_{np.T} + \sigma_{np.z} = \frac{ql^2}{8fA} + \frac{4ED_{II}f}{l^2}$. Проциференціювавши вираз по f і прирівнявши похідну до нуля, знайдемо таке значення $f = f_{\sigma.min}$, при якому сумарні напруження від розтягу і згину будуть мінімальними:

$$f_{\sigma.min} = \frac{l^2}{4} \sqrt{\frac{q}{2EAD_{II}}}. \quad (4.187)$$

Крім цього, необхідно, щоб стискальні напруження в стінках трубопроводу від згину за відсутності внутрішнього тиску не перевищували величини $0.8 \dots 0.85R_2$, щоб запобігти утворенню гофрів у стиснутій зоні перерізу.

Описаний вище порядок розрахунку простий, але дещо наближений, зокрема тому, що при визначенні розпору не враховується згинна жорсткість трубопроводу. Точніше розпір і прогин трубопроводу у вигляді згинно-жорсткої нитки, що провисає, можна визначити з диференційного рівняння:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{H}{EI} \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{q}{EI} = 0, \quad (4.188)$$

де $y(x)$ – рівняння зігнутої осі провисаючого трубопроводу.

Від диференційного рівняння (3.24), яке описує прогин абсолютно гнучкої нитки, (4.188) відрізняється наявністю члена $d^4 y/dx^4$, що залежить від згинної жорсткості нитки і визначає згинальний момент у ній. Розв'язок цього рівняння в загальному вигляді для випадку рівномірно розподіленого по прогону навантаження можна записати так:

$$y(x) = C_1 ch(kx) + C_2 sh(kx) + \frac{qx^2}{2H} + C_3 x + C_4, \quad (4.189)$$

де $C_1 \dots C_4$ – сталі інтегрування, які визначають з граничних умов; $k^2 = H/EI$.

Як бачимо, прогин трубопроводу і в цьому випадку залежить від розпору, який, в свою чергу, залежить від прогину. Тому після визначення сталих інтегрування величини розпору і прогину підбирають ітераційним шляхом. В практичних розрахунках звичайно користуються спрощеним підходом, а за необхідності уточнення виконують кілька ітерацій для досягнення заданої точності.

Приклад 16. Визначити стрілу провисання і перевірити міцність трубопроводного переходу у вигляді провисаючої нитки прогоном 110 м. По трубопроводу транспортується природний газ з тиском 5 МПа. Трубу виготовлено зі сталі з $R_2 = 230$ МПа, $D_{II} = 530$ мм, $\delta = 8$ мм. Перехід вирішено без пілонів (рис. 4.46, в), під трубу в місці виходу її з ґрунту укладені залізобетонні плити (вертикальні переміщення опор відсутні), які знаходяться на одному рівні. Підземна ділянка прокладена в супісках з характеристиками, як у *прикладі 13*. Ґрунтові умови однакові з обох боків переходу. Глибина закладання трубопроводу (до верхньої твірної труби) – 1.0 м. Розрахунок виконати при від'ємному температурному перепаді: -20°C для надземної ділянки і -15°C для підземної. Під час розрахунку вітрове навантаження не враховувати. Значення рівномірно розподіленого навантаження по довжині трубопроводу наведено в табл. 4.21.

Таблиця 4.21

Вертикальне навантаження на перехід у вигляді нитки, що провисає

№ з/п	Вид навантаження	q_n , кН/м	n (γ_f)	q , кН/м
1	Власна вага труби	1.01	1.1	1.11
2	Вага монорейки з двотавра №16	0.16	1.1	0.17
	Постійне	1.17		1.28
3	Вага газу	0.13	1.0	0.13
	Разом експлуатаційне	1.30		1.41
4	Сніг	0.11	1.4×0.9	0.14
5	Ожеледь	0.09	1.3×0.9	0.11
	Повне	1.50		1.66

Визначаємо початкову стрілу провисання трубопроводу з умови мінімуму поздовжніх напружень від розтягу і згину за (4.187):

$$f_{\sigma.min} = \frac{l^2}{4} \sqrt{\frac{q}{2EAD_n}} = \frac{110^2}{4} \sqrt{\frac{1.66 \cdot 10^3}{2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.53}} \approx 2.30 \text{ м.}$$

З умови забезпечення стійкості стиснутої зони перерізу за відсутності внутрішнього тиску знайдемо максимально допустиму стрілу провисання:

$$\frac{4ED_n f}{l^2} - \frac{ql^2}{8fA} \leq 0.85R_2 \rightarrow f \leq 6.27 \text{ м.}$$

З врахуванням конструктивних вимог прийемо остаточно для постійного навантаження $q_0 = 1.28$ кН/м – $f_0 = 3.65$ м, $f_0/l \approx 1/30$, що відповідає співвідношенню стріли провисання до прогону, яке використовують на практиці.

Виконуємо розрахунок трубопроводу у вигляді нитки, що провисає, з визначеними вище геометричними параметрами.

1. Наближене значення розпору висячого трубопроводу:

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{1.66 \cdot 110^2}{8 \cdot 3.65} = 687.88 \text{ кН.}$$

2. Поздовжнє осьове зусилля на торець переходу:

$$S = [0.2\sigma_{ки} + \alpha E \Delta t] A = [0.2 \cdot 176.34 \cdot 10^6 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 2.06 \cdot 10^{11} (-15)] \cdot 131 \cdot 10^{-4} = -23.74 \text{ кН,}$$

де $\sigma_{ки} = \frac{npD_{вн}}{2\delta} = \frac{1.1 \cdot 5 \cdot (529 - 2 \cdot 8)}{2 \cdot 8} = 176.34$ МПа – кільцеві напруження в трубопроводі.

3. Розрахункове зусилля в місці виходу трубопроводу з ґрунту:

$$N_{розр} = S + H = -23.74 + 687.88 = 664.14 \text{ кН.}$$

4. Перевіряємо наявність ділянки граничної рівноваги: граничне значення поздовжнього зусилля за (4.155а):

$$N_{cp} = \frac{t_{cp}}{\gamma} \cdot \left(1 + \frac{2\eta}{EA\gamma} \right) = \frac{28.04 \cdot 10^3}{0.043} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 412 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.043} \right) = 656.72 \text{ кН},$$

де $\gamma = 0.0430 \text{ м}^{-1}$ – з прикладу 13;

$$t_{cp} = (q + 2\gamma c_h \pi D_n^2) \tan \varphi + 0.6\pi D_n c =$$

$$= (1.24 + 2 \cdot 18 \cdot 0.589 \cdot \pi \cdot 0.53^2) \tan 29^\circ + 0.6\pi \cdot 0.53 \cdot 17 = 28.04 \text{ кН/м};$$

$q = 1.24 \text{ кН/м}$ – розрахункова вага труби з продуктом; $c_h = 0.589$ – з прикладу 13;

$$\eta = \frac{105}{16} \cdot \frac{EI}{f_0^2 l} = \frac{105}{16} \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8}}{3.65^2 \cdot 110} = 412 \text{ кН/м} - \text{жорсткість надземної ділянки.}$$

$N_{розр} = 664.14 \text{ кН} > N_{cp} = 656.72 \text{ кН}$ – поблизу виходу трубопроводу на поверхню виникає ділянка граничної рівноваги.

5. Поздовжні переміщення в місці виходу трубопроводу з ґрунту за (4.97):

$$u_0 \approx \frac{1}{2EA} \left(\frac{N_{розр}^2}{t_{cp}} + \frac{t_{cp}}{\gamma^2} \right) = \frac{1}{2 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4}} \times$$

$$\times \left(\frac{(664.14 \cdot 10^3)^2}{28.04 \cdot 10^3} + \frac{28.04 \cdot 10^3}{0.043^2} \right) = 0.006 \text{ м.}$$

Оскільки ґрунтові умови з обох боків переходу однакові, то зближення опор трубопроводу становитиме $u = 2u_0 = 0.012 \text{ м}$.

6. Обчислюємо коефіцієнти A і B за (4.169б).
початковий розпір:

$$H_0 = \frac{q_0 l^2}{8 f_0} = \frac{1.28 \cdot 110^2}{8 \cdot 3.65} = 530.41 \text{ кН};$$

параметри навантаження:

$$D_0 = \frac{q_0^2 l^3}{12} = \frac{(1.28 \cdot 10^3)^2 \cdot 110^3}{12} = 1.8173 \cdot 10^{11};$$

$$D = \frac{q l^3}{12} = \frac{(1.66 \cdot 10^3)^2 \cdot 110^3}{12} = 3.0564 \cdot 10^{11};$$

жорсткість трубопроводу на розтяг:

$$EA = 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} = 2.6986 \cdot 10^9 \text{ Н.}$$

Коефіцієнти при $\beta = 0$ за (4.169б):

$$A = \frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 + \frac{u + \alpha \Delta t l + 0.2\sigma_{кш} l/E}{l} EA = \frac{2.6986 \cdot 10^9 \cdot 1.8173 \cdot 10^{11}}{2 \cdot 110 \cdot (530.41 \cdot 10^3)^2} - 530.41 \cdot 10^3 +$$

$$+ \frac{0.012 + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot 110 + 0.2 \cdot 176.34 \cdot 110 / 2.06 \cdot 10^5}{110} \cdot 2.6986 \cdot 10^9 =$$

$$= 7.5019 \cdot 10^6$$

$$B = \frac{EAD}{2l} = \frac{2.6986 \cdot 10^9 \cdot 3.0564 \cdot 10^{11}}{2 \cdot 110} = 3.7491 \cdot 10^{18}.$$

Після підстановки коефіцієнтів в рівняння (4.169):

$$H^3 + 7.5019 \cdot 10^6 \cdot H^2 - 3.7491 \cdot 10^{18} = 0, \text{ звідки } H = 677.04 \text{ кН.}$$

7. Повторно обчислюємо $N_{розр}$:

$$N_{розр} = S + H = -23.74 + 677.04 = 653.30 \text{ кН.}$$

$N_{розр} = 653.30 \text{ кН} < N_{зр} = 656.72 \text{ кН}$ – поблизу виходу трубопроводу на поверхню не виникає ділянка граничної рівноваги.

Поздовжні переміщення в місці виходу трубопроводу з ґрунту за (4.99):

$$u_0 \approx \frac{N_{розр}}{EA\gamma} = \frac{653.30 \cdot 10^3}{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 131 \cdot 10^{-4} \cdot 0.043} \approx 0.006 \text{ м.}$$

8. Оскільки переміщення не змінилися, потреби в повторному знаходженні розпору немає. Значення розпору $H = 677.04 \text{ кН}$ приймаємо для подальшого розрахунку.

Осьові напруження від розтягу трубопроводу за (4.184):

$$\sigma_{пр.т} = \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{A} = \frac{\sqrt{677.04^2 + 91.3^2} \cdot 10^3}{131 \cdot 10^{-4}} = 52.15 \text{ МПа,}$$

$$V = ql/2 = 1.66 \cdot 110/2 = 91.30 \text{ кН.}$$

Поздовжні напруження від внутрішнього тиску за (4.27):

$$\sigma_{пр.р} = 0.5\sigma_{ки} = 0.5 \cdot 176.34 = 88.17 \text{ МПа.}$$

Напруження від згину за (4.185):

$$\sigma_{пр.зг.} = 4ED_{ш}f/l^2 = 4 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 0.53 \cdot 3.708/110^2 = 133.83 \text{ МПа,}$$

де $f = \frac{ql^2}{8H} = \frac{1.66 \cdot 110^2}{8 \cdot 677.04} = 3.708 \text{ м}$ – стріла провисання при повному навантаженні.

Сумарні поздовжні напруження в трубопроводі за (4.186):

$$\sigma_{пр.} = \sigma_{пр.т} + \sigma_{пр.р.} + \sigma_{пр.зг.} = 91.30 + 88.17 + 133.83 \approx 313.3 < R_2 = 230 \text{ МПа.}$$

Умова не виконується, тобто міцність труб не забезпечується. Конструктивне рішення трубопроводного переходу у вигляді нитки, що провисає, при заданих геометричних параметрах і матеріалі труб не застосовне.

4.3.7. Динамічний розрахунок висячих переходів

Динамічні впливи під час наповнення і випорожнення трубопроводу. Під час наповнення трубопроводу і випуску продукту з труб неминує несиметричне завантаження частини прогону балки жорсткості. Таке завантаження є найбільш не вигідним для висячих систем і призводить до великого S-подібного вигину. Оскільки трубопроводи експлуатуються при великих тисках (до 10 МПа), то продукт у трубах під час заповнення і випорожнення рухається з великою

швидкістю, що викликає динамічні удари. Кількісну оцінку явища динамічного впливу продукту, який швидко переміщується вздовж труби, можна отримати з використанням теоретичних і експериментальних досліджень, проведених для прогонових будов мостів. Оскільки розглядається випадок несиметричного завантаження прогонової будови на половині прогону з S -подібним вигином головної балки, то висячий перехід можна умовно замінити динамічно еквівалентною розрізною балкою з довжиною, яка дорівнює половині прогону переходу.

При таких припущеннях можна застосувати розрахункову схему однопрогонової розрізної балки з рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q_0 і з погонною масою $m = p/g$, що насувається з постійною швидкістю v (рис. 4.61). При русі навантаження вздовж балки прогини наростають і виникають коливання, які з часом згасають.

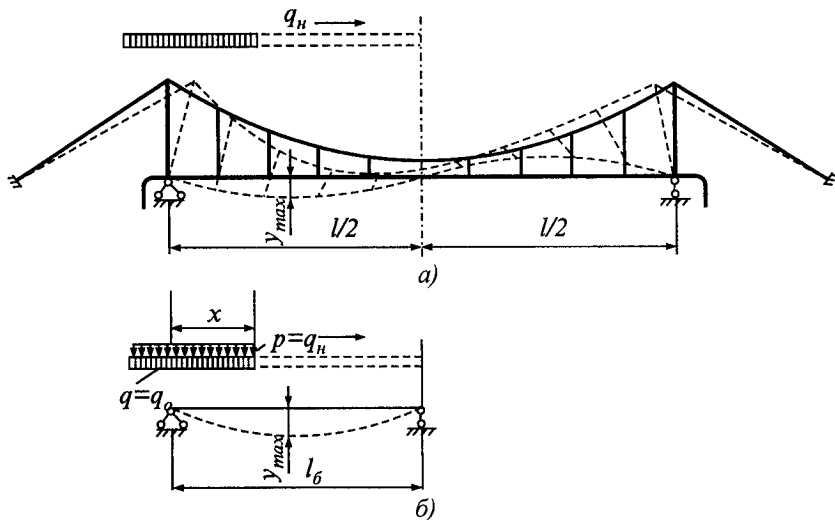


Рис. 4.61. Динамічний вплив продукту, що рухається по трубі при її заповненні або випорожненні: а – деформації висячої системи під час несиметричного завантаження; б – деформація динамічно еквівалентної балки

Для моментів часу, досить віддалених від моменту проходження фронтом рухомого навантаження всього прогону балки, задача може бути сформульована в статичній постановці і диференційне рівняння зігнутої осі балки запишеться в такому вигляді:

$$EIy^{IV} = q_0 + p - mv^2y'', \quad (4.190)$$

або, розділивши ліву і праву частини на EI , одержимо:

$$y^{IV} + \chi^2 y'' = \frac{1}{EI} (q_0 + p),$$

де q_0 – навантаження від власної ваги балки; $m = p/g$ – рухоме навантаження; mv^2y'' – інтенсивність сил інерції рухомого навантаження; $\chi^2 = mv^2/EI$

Загальний розв'язок рівняння (4.190а) має вигляд:

$$y(x) = -\frac{C_1 \cos \chi x}{\chi^2} - \frac{C_2 \sin \chi x}{\chi^2} + C_3 x + C_4 + \frac{(q_0 + p)x^2}{2EI\chi^2}.$$

Використавши граничні умови $y(0) = y(l_0) = y''(0) = y''(l_0) = 0$, знайдемо сталі інтегрування і після деякого спрощення перепишемо отриманий вираз у вигляді:

$$y(x) = \frac{q_0 + p}{EI\chi^2} \left[\frac{x}{2}(x - l_0) + \frac{1}{\chi^2} \left(\frac{\cos\left(\frac{\chi l_0}{2} \left(1 - \frac{2x}{l_0}\right)\right)}{\cos\frac{\chi l_0}{2}} - 1 \right) \right]. \quad (4.191)$$

Максимального значення прогин балки набуває при $x = l_0/2$:

$$y\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{q_0 + p}{EI\chi^2} \left[-\frac{l_0^2}{8} + \frac{1}{\chi^2} \left(\frac{1}{\cos\frac{\chi l_0}{2}} - 1 \right) \right]. \quad (4.191a)$$

Виконавши перетворення і спрощення, одержимо остаточно:

$$y = \frac{5(q_0 + p)l_0^4}{384EI} \varphi_0\left(\frac{\chi l_0}{2}\right) \quad (4.191б)$$

$$\text{де } \varphi_0\left(\frac{\chi l_0}{2}\right) = \frac{\cos^{-1}\left(\frac{\chi l_0}{2}\right) - 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\chi l_0}{2}\right)^2}{\frac{5}{24}\left(\frac{\chi l_0}{2}\right)^4}.$$

У розглянутій задачі функція $\varphi_0\left(\frac{\chi l_0}{2}\right) = \frac{y_{\max}}{y_{cm}} = k_{\text{дин}}$ є динамічним коефіцієнтом, що враховує сили інерції рухомого навантаження. Її значення можна бути обчислити за вищенаведеною формулою або за таблицями, що наводяться в довідковій літературі.

При значенні параметра χ , що задовольняє умову $\frac{\chi l_0}{2} = \frac{\pi}{2}(2n + 1)$, ($n = 1, 2, 3, \dots$), настають критичні стани, коли прогини балки необмежено збільшуються. Найменше критичне значення отримуємо при $\frac{\chi l_0}{2} = \frac{\pi}{2}$ або $v \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{m}{EI}} = \frac{\pi}{2}$, звідки одержуємо вираз для критичної швидкості рухомого навантаження:

$$v_{\text{крит}} = \frac{\pi}{l_0} \sqrt{\frac{EI}{m}}. \quad (4.192)$$

Наближено значення максимального прогину і згинального моменту в балці можна знайти з вирізів:

$$M_{max} = k_{дин} M_{ст}, \quad y_{max} = k_{дин} y_{ст} \quad (4.193)$$

$$\text{де } k_{дин} = \frac{I}{I - \alpha^2}, \quad \alpha = \frac{v}{v_{крит}}$$

Тепер повернемося до розгляду всячого переходу. Одержані вище вирази для динамічного коефіцієнта справедливі як для однопрогонової шарнірно опертої балки завдовжки $l_0 = l/2$, так і для всячого переходу, оскільки обидві системи динамічно еквівалентні. Але значення прогинів для балки і одноланцюгового переходу, зрозуміло, повинні обчислюватися за різними формулами.

Вважаючи трубопровід достатньо гнучким, прогин в будь-якому його перерізі можна знайти як прогин несучого каната. Оскільки згинна жорсткість каната дорівнює нулю, то для будь-якого його перерізу виконуватиметься умова $M_0(x) - Hy(x) = 0$, де $M_0(x)$ – балковий момент, $y(x)$ – ордината кривої, по якій прогинається канат (рахуючи від прямої, що з'єднує опори каната). Звідси $y(x) = M_0(x)/H$. Використовуючи цю залежність, додатковий прогин перерізу в чверті прогону (амплітуду S -подібного вигину) внаслідок заповнення трубопроводу нафтою знайдемо як:

$$y_{II} = \frac{M_0(l/4) + M_{II}(l/4)}{H_{II}} - \frac{M_0(l/4)}{H_0}, \quad (4.194)$$

де $M_0 = \frac{3q_0 l^2}{32}$ – балковий момент в чверті прогону від навантаження q_0 ;

$M_{II} = \frac{k_{дин} p l^2}{16}$ – балковий момент у чверті прогону від навантаження $k_{дин} p$ на половину прогону; H_0, H_{II} – розпори несучого каната відповідно від навантаження q_0 і навантаження $k_{дин} p$ на половині прогону.

Розпір каната H_{II} від несиметричного завантаження переходу знаходять за тією ж методикою, що й для симетричного навантаження. Вираз для параметра навантаження D за (4.164) з врахуванням динамічного впливу перепишемо у вигляді:

$$D_{дин} = \int_0^l Q^2(x) dx = \frac{q_0^2 l^3}{12} \left\{ 1 + \frac{k_{дин} p}{q_0} + \frac{5}{16} \left(\frac{k_{дин} p}{q_0} \right)^2 \right\} \quad (4.164a)$$

де p – рівномірно розподілене навантаження на половині прогону (вага нафти).

Додатковий згинальний момент в трубі від S -подібного вигину під несиметричним навантаженням наближено оцінимо, скориставшись умовою:

$$y_{II} = \frac{5}{384} \frac{(q_0 + p) \cdot (l/2)^4}{EI} = \frac{5}{48} \frac{M_{доо} \cdot (l/2)^2}{EI}, \quad \text{звідки:}$$

$$M_{доо} = \frac{48}{5} \frac{EI y_{II}}{(l/2)^2}, \quad (4.195)$$

де EI – згинна жорсткість трубопроводу.

Приклад 17. Виконати перевірку міцності трубопроводу, розрахованого в *прикладі 14*, при заповненні нафтою зі швидкістю 10 м/с. Визначити прогин всього переходу при такому навантаженні.

Визначаємо коефіцієнт χ :

$$\chi = \sqrt{\frac{mv^2}{EI}} = \sqrt{\frac{q_n v^2}{gEI}} = \sqrt{\frac{3.62 \cdot 10^3 \cdot 10^2}{9.81 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 2 \cdot 49720 \cdot 10^{-8}}} = 0.0134,$$

$$\frac{\chi l_0}{2} = \frac{0.0134 \cdot 132 / 2}{2} \approx 0.4422.$$

$q_n = 3.62$ кН/м – вага нафти в 2-х трубах, див. табл. 4.19.

Динамічний коефіцієнт:

$$k_{дин} = \varphi_0 \left(\frac{\chi l_0}{2} = 0.4422 \right) = \frac{\cos^{-1}(0.4422) - 1 - \frac{1}{2}(0.4422)^2}{5 \cdot (0.4422)^4 / 24} \approx 1.0864.$$

Для порівняння обчислимо динамічний коефіцієнт за спрощеною формулою:

$$k_{дин} = \frac{1}{1 - \alpha^2} = \frac{1}{1 - 0.282^2} = 1.0864.$$

$$v_{крит} = \frac{\pi}{l_0} \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{2\pi}{l} \sqrt{\frac{gEI}{p}} = \frac{2\pi}{132} \sqrt{\frac{9.81 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 2 \cdot 49720 \cdot 10^{-8}}{3.62 \cdot 10^3}} = 35.47 \text{ м/с,}$$

$$\alpha = \frac{v}{v_{крит}} = \frac{10}{35.47} = 0.2820.$$

Як бачимо, результати точного і наближеного розрахунку збігаються.

Параметр навантаження $D_{дин}$ з врахуванням динамічного впливу за (4.164а):

$$D_{дин} = \frac{q_0^2 l^3}{12} \left(1 + \frac{k_{дин} p}{q_0} + \frac{5}{16} \left(\frac{k_{дин} p}{q_0} \right)^2 \right) =$$

$$= \frac{(4.85 \cdot 10^3)^2 \cdot 132^3}{12} \left(1 + \frac{1.0864 \cdot 3.62}{4.85} + \frac{5}{16} \left(\frac{1.0864 \cdot 3.62}{4.85} \right)^2 \right) = 9.0906 \cdot 10^{12} \text{ Н}^2 \cdot \text{м,}$$

де $q_0 = 8.47 - 3.62 = 4.85$ кН/м – рівномірно розподілене навантаження без ваги нафти, табл. 4.19; $p = 3.62$ кН/м – вага нафти в двох нитках трубопроводу.

В *прикладі 14* стріла провисання несучих канатів $f_0 = 13.4$ м дана при експлуатаційному навантаженні 7.55 кН/м, для якого $H_0 = 1227 \cdot 10^3$ Н; $D_0 = 1.0925 \cdot 10^{13}$ Н²·м. Прийнявши величину 4.85 кН/м за кінцеве навантаження, визначимо:

$$D = \frac{q_0^2 l^3}{12} = \frac{4850^2 \cdot 132^3}{12} = 4.5084 \cdot 10^{12} \text{ Н}^2 \cdot \text{м,}$$

$$B = \frac{EAD}{2l_{red}} = \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 4.5084 \cdot 10^{12}}{2 \cdot 277} = 5.3710 \cdot 10^{18},$$

де $EA = 660 \cdot 10^6 H$ – жорсткість канатів на розтяг, $l_{red} = 277$ м – приведена довжина прогону (див. *приклад 14*)

$$\text{Тоді з рівняння } H^3 + 7.3425 \cdot 10^6 \cdot H^2 - 5.3710 \cdot 10^{18} = 0 \rightarrow H = 812 \text{ кН.}$$

Прийнявши тепер за початкове навантаження $q_0 = 4.85$ кН/м, при якому $D_0 = 4.5084 \cdot 10^{12}$ Н²·м, а за початковий розпір $H_0 = 816$ кН, знайдемо зусилля і прогини несучого каната від несиметричного навантаження на половині прогону з врахуванням динамічності його впливу. Користуючись (4.169) і (4.169а), знаходимо:

$$A = \frac{EAD_0}{2l_{red}H_0^2} - H_0 + \frac{\alpha \Delta t l}{l_{red}} EA =$$

$$= \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 4.5084 \cdot 10^{12}}{2 \cdot 277 \cdot (812 \cdot 10^3)^2} - 812 \cdot 10^3 + \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \cdot (-20) \cdot 132}{277} \cdot 660 \cdot 10^6 = 7.2585 \cdot 10^6,$$

$$B = \frac{EAD_{dyn}}{2l_{red}} = \frac{660 \cdot 10^6 \cdot 9.0906 \cdot 10^{12}}{2 \cdot 277} = 10.8300 \cdot 10^{18},$$

$$H_{II}^3 + 7.2585 \cdot 10^6 \cdot H_{II}^2 - 10.83 \cdot 10^{18} = 0 \rightarrow H_{II} = 1136 \text{ кН.}$$

Визначаємо балкові моменти в чверті прогону переходу від початкового навантаження і навантаження на половині прогону:

$$M_0(l/4) = \frac{3}{32} q_0 l^2 = \frac{3}{32} 4.85 \cdot 132^2 = 7922 \text{ кН·м;}$$

$$M_{II}(l/4) = \frac{k_{dyn} p l^2}{16} = \frac{1.0864 \cdot 3.62 \cdot 132^2}{16} = 4283 \text{ кН·м.}$$

Амплітуда S-подібного прогину в чверті прогону від несиметричного навантаження нафтою на половині прогону:

$$y_{II} = \frac{M_0(l/4) + M_{II}(l/4)}{H_{II}} - \frac{M_0(l/4)}{H_0} = \frac{7922 + 4283}{1136} - \frac{7922}{812} = 0.988 \text{ м.}$$

Додатковий згинальний момент в одній трубі в чверті прогону від її деформації під дією несиметричного навантаження за (4.195):

$$M_{доп} = \frac{1}{2} \cdot \frac{48}{5} \frac{EI y_{II}}{(l/2)^2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{48}{5} \cdot \frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 49720 \cdot 10^{-8} \cdot 0.988}{(132/2)^2} = 111.51 \text{ кН·м.}$$

Трубопровід у складі одноланцюгового переходу на симетричне навантаження розраховано в *прикладі 14*. Від повного розрахункового вертикального симетричного навантаження згинальний момент в одній трубі $M = 0.5 \cdot 805.7 = 40.29$ кН·м.

Сумарна величина згинальних моментів в трубі становить $M_{\Sigma} = M + M_{\text{доп}} = 40.29 + 111.51 = 151.80$ кН·м. Поздовжні напруження від згину відповідно становлять:

$$\sigma_{np.M} = \frac{151.80 \cdot 10^3}{1880 \cdot 10^{-6}} \approx 80.74 \text{ МПа.}$$

Отже, згинальні моменти від несиметричного навантаження більш ніж вдвічі перевищують моменти від симетричного навантаження. Тому під час перевірки міцності відкритих переходів нафтопродуктопроводів, для яких властивий S-подібний вигин, завжди слід розглядати випадок несиметричного навантаження переходу.

Поздовжні напруження в трубопроводі від дії внутрішнього тиску $\sigma_{np.N} = 87.44$ МПа. Сумарна величина поздовжніх напружень $\sigma_{np} = \sigma_{np.M} + \sigma_{np.N} = 80.74 + 87.44 = 168.18$ МПа. Перевірка міцності трубопроводу виконується за умовою: $|\sigma_{np}| = 168.18 \leq \psi_4 R_2 = 1.0 \cdot 230$ МПа. Отже, міцність трубопроводу в складі одноланцюгового переходу забезпечується і при несиметричному навантаженні з врахуванням його динамічного впливу.

Визначення частоти власних коливань прогонових будов. Форма і частота власних горизонтальних коливань висячої ферми, що підтримує трубопровід, залежать від системи прийнятого горизонтального розкріплення ферми. Одно- і багатопрогонові висячі переходи з горизонтальними висячими фермами за рис. 4.51, а розраховують як однопрогонові висячі системи. При рівномірно розподіленому по всій довжині споруди вітровому навантаженні кожен прогін працює незалежно від сусідніх. Частоти власних горизонтальних коливань визначаються як для однопрогонової висячої системи за формулою:

$$f_{\text{гор}} = \frac{n}{2l} \sqrt{\frac{EI_{\text{гор}} \frac{\pi^2 n^2}{l^2} + H_{\text{гор}}}{m_0 + m}}, \quad (4.196)$$

де l – прогін переходу; $EI_{\text{гор}}$ – горизонтальна жорсткість трубопроводу; m_0, m – погонні маси відповідно постійного і тимчасового навантажень; $H_{\text{гор}}$ – розпір горизонтальної ферми при розглянутому навантаженні; $n = 1, 2, 3, \dots$ – номер форми коливань.

Частота власних горизонтальних коливань висячих переходів з вітровими відтяжками (див. рис. 4.51, в) визначається як для багатопрогонових нерозрізних балок з прогонами, які дорівнюють довжинам панелі між вузлами кріплення відтяжок. При рівних довжинах панелей, що звичайно приймається на практиці, частота власних коливань, що відповідає нижній межі першої зони згущення, може бути визначена за формулою:

$$f_{\text{гор}} = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_{\text{гор}}}{m_0 + m}}. \quad (4.197)$$

Частоту першого тону власних вертикальних коливань однопрогонових висячих переходів, зображених на рис. 4.37, а, можна визначити при $n = 1$ за формулою:

$$f_{\text{верт}} = \frac{n}{2l} \sqrt{\frac{EI_{\text{верт}} \frac{\pi^2 n^2}{l^2} + H}{m_0 + m}}. \quad (4.198)$$

Для одержання частоти власних коливань другого і третього тону приймають відповідно $n = 2$ або $n = 3$.

Приклад 18. Визначити частоту першого тону власних вертикальних коливань переходу, розрахованого в *прикладі 14*, який знаходиться під дією повного навантаження $q = 8.47$ кН·м. Розпір несучих канатів від цього навантаження $H = 1371$ кН.

Користуючись (4.198), знаходимо

$$\begin{aligned} f_{\text{верт}} &= \frac{1}{2 \cdot 132} \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^{11} \cdot 49720 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 1}{132^2} + 1371 \cdot 10^3}{8.47 \cdot 10^3 / 9.81}} = \\ &= \frac{1}{2 \cdot 132} \sqrt{\frac{116.03 + 1371}{8.47 / 9.81}} = 0.16 \text{ с}^{-1}. \end{aligned}$$

Зауважимо, що для цього випадку, коли згинна жорсткість трубопроводу незначна, частота коливань, в основному визначається величиною розпору в несучому канаті.

Частота, що відповідає нижній межі першої зони згущення власних горизонтальних коливань переходу з вітровими відтяжками, розрахована як для багатопрогонової балки, становить 0.41 с^{-1} (див. *приклад 14*).

Частота власних вертикальних коливань багатопрогонових нерозрізних висячих переходів з нерівними прогонами (рис. 4.62) може бути визначена з наближених рівнянь, отриманих енергетичним методом Релея.

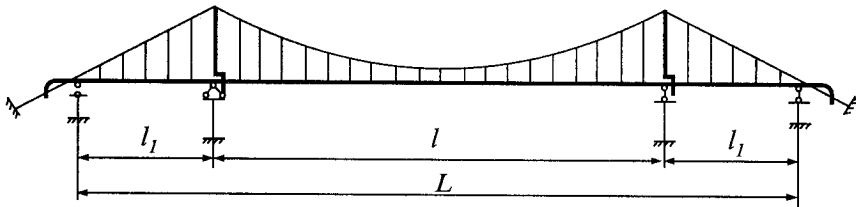


Рис. 4.62. Трипрогоновий нерозрізний висячий перехід з нерівними прогонами

Частоти власних вертикальних коливань висячих переходів у вигляді багато разів статично невизначених вантових ферм (рис. 4.37, в–е) можуть бути визначені тільки на підставі детального розрахунку. Готових рішень немає, оскільки значення частот власних коливань і їх форма є функцією багатьох змінних. Через складність і трудомісткість точного розрахунку доцільно застосовувати наближені методи, зокрема метод послідовних наближень, який дозволяє знайти не тільки частоту, але і форму коливань. Енергетичний метод Релея для вантових

систем не гарантує надійних результатів, тому що заздалегідь невідома очікувана форма коливань і приходиться нею задаватися.

Формули для визначення частот власних коливань переходів у вигляді провисаючої нитки – як згинних, так і крутних – для спрощення виведені без врахування впливу в'язкого тертя (опору дисипативних сил) і сухого тертя (лобового опору середовища). Ці припущення мало позначаються на остаточних результатах, тому що сухе тертя не змінює частоту основних коливань, а вплив в'язкого тертя на логарифмічний декремент коливань для таких споруд, як переходи у вигляді провисаючої нитки настільки малий, що ним можна знехтувати.

Частота власних згинних коливань може бути визначена за формулою, виведеною з диференційного рівняння коливань струни з врахуванням скінченної жорсткості труби:

$$f_{зг} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3Hg}{ql^2}}. \quad (4.199)$$

Якщо замінити розпір його наближеним виразом $H = ql^2/8f$, то формула набирає вигляду:

$$f_{зг} = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{3g}{2f}}. \quad (4.199a)$$

Частота власних крутних коливань, визначена з рівняння руху у формі рівняння Лагранжа другого роду, описується виразом:

$$f_{кр} = \frac{3}{4\pi l f} \sqrt{\frac{5EIg}{2q}}. \quad (4.200)$$

Для виключення резонансу повинна виконуватись умова $0.80 > \xi > 1/20$, де $\xi = f_{кр}/f_{зг}$.

Приклад 19. Перевірити можливість виникнення вітрового резонансу у висячому трубопроводі з такими параметрами: $l = 110$ м, $f = 3.708$ м, $q = 1.66$ кН/м. Розкріплення трубопроводу в горизонтальній площині відсутні. Розрахунок міцності такого переходу виконано у *прикладі 16*.

Частоти згинних і крутних коливань за (4.199a) і (4.200) становлять відповідно:

$$f_{зг} = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{3g}{2f}} = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{3 \cdot 9.81}{2 \cdot 3.708}} = 0.50 \text{ с}^{-1},$$

$$f_{кр} = \frac{3}{4\pi l f} \sqrt{\frac{5EIg}{2q}} = \frac{3}{4\pi \cdot 110 \cdot 3.708} \sqrt{\frac{5 \cdot 2.06 \cdot 10^{11} \cdot 44700 \cdot 10^{-8} \cdot 9.81}{2 \cdot 1.66 \cdot 10^3}} = 0.68 \text{ с}^{-1}.$$

Співвідношення частот $\xi = f_{кр}/f_{зг} = 0.68/0.50 = 1.36$. Умова $0.80 > \xi = 1.36 > 1.20$ виконується, тобто резонанс неможливий.

Гасіння коливань. Для ослаблення або локалізації коливань трубопроводу потрібно вжити один з перелічених нижче заходів (або їх комбінацію):

- 1) змінити аеродинамічні характеристики вітрового потоку;
- 2) змінити основні параметри споруди для зміни власної частоти коливань;
- 3) встановити віброгасники.

Картина обтікання кругового циліндра визначається, в основному, місцем відриву дуже тонкого шару вітрового потоку, що прилягає безпосередньо до труби. Це дає змогу змінювати згадану картину встановленням на циліндрі невеликих перешкод – інтерцепторів, що не сильно збільшують лобовий опір. Задовільні результати дають спіральні (гвинтові) інтерцептори (рис. 4.63) з такими параметрами: кількість дротів – 4; кут навивання дротів – $\varphi = 9...12^\circ$; діаметр дротів – $d/D_{II} \approx 0.005$. Можливе також встановлення пластинчастих інтерцепторів (рис. 4.64, д). Застосування інтерцепторів найефективніше для вертикальних циліндрів, наприклад, димарів.

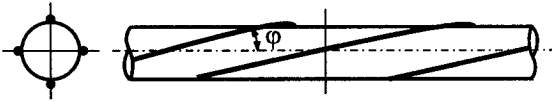


Рис. 4.63. Спіральний інтерцептор

Для переходів висячої або вантової системи з горизонтальними вітровими фермами або відтяжками доцільний другий спосіб, тому що власну частоту коливань можна легко поміняти зміною стріли провисання горизонтальних ферм або кількості бічних відтяжок. У переходах з вільно провисаючою трубою виключення резонансу згинних і крутних коливань є обов'язковим і може бути досягнуте зміною прогону або стріли провисання. Практика експлуатації існуючих переходів показала також доцільність підвіски кінців ділянки трубопроводу на різних рівнях.

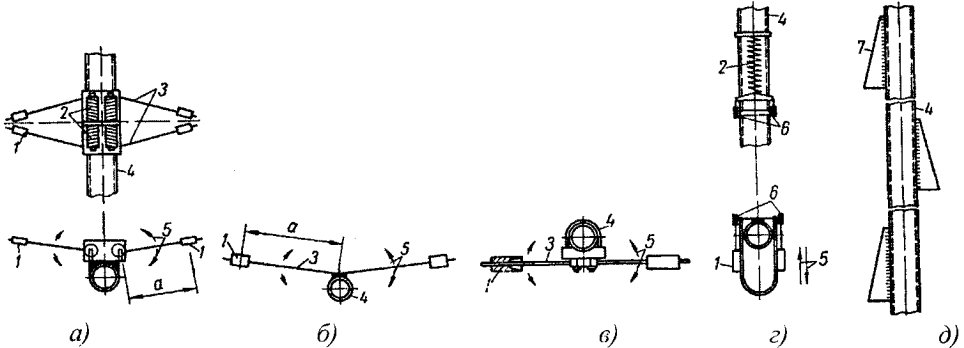


Рис. 4.64. Віброгасники і пристрої для гасіння поперечних коливань трубопроводів: а–г – віброгасники з пружно прикріпленими вантажами; д – гасник коливань, що порушує закономірність утворення вихорів; 1 – вантаж; 2 – пружини; 3 – пружні траверси; 4 – трубопровід; 5 – напрямок коливань вантажів, 6 – блоки; 7 – пластини, приварені до труби з кроком, що відповідає довжині напіхвилі коливання труби

Можливе також комбінування цих заходів з постановкою віброгасників (особливо поблизу опор). Дія віброгасників заснована на поглинанні ними енергії коливань. Віброгасники виготовляють звичайно з невеликих вантажів з пружним кріпленням. Власна частота коливань цих вантажів налаштовується в

резонанс з частотою коливань трубопроводу. При виникненні в трубах вібрацій вантажі віброгасників починають розгойдуватися і збивають коливання трубопроводу.

Власна частота коливань віброгасників за рис. 4.64, *a*, *б*, *в* визначається за формулою:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{ma^3}}, \quad (4.201)$$

де EI – жорсткість пружної траверси; m – маса вантажу; a – виліт консолі траверси.

Власна частота коливань віброгасників за рис. 4.64, *г*:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{2m}}, \quad (4.202)$$

де $k = \frac{d^4 G}{64r^3 n}$ – жорсткість пружини; n , r , d – кількість витків, радіус сталевих дроту і діаметр гвинтової пружини; G – модуль зсуву матеріалу сталевих пружини; m – маса одного вантажу.

Конструкція віброгасників повинна дозволяти підстроювання їх під час експлуатації для одержання оптимальних результатів.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРИ

1. Айнбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость: Справочное пособие. – М.: Недра, 1991. – 287с.
2. Бабин Л.А., Быков Л.И., Волохов В.Я. Типовые расчеты по сооружению трубопроводов. – М.: Недра, 1979. – 176 с.
3. Бородавкин П.П., Синюков А.М. Прочность магистральных трубопроводов. – М.: Недра, 1984. – 245 с.
4. Казакевич М.И., Любин А.Е. Проектирование металлических конструкций надземных промышленных трубопроводов. – К.: Будівельник, 1989. – 160 с.
5. Кириенко В.И., Шимановский В.Н., Коршунов Д.А., Смирнов Ю.В. Висячие трубопроводные переходы. – К.: Будівельник, 1968. – 160 с.
6. Металлические конструкции. Спецкурс: Учеб. пособие для вузов / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Белени – 3-е изд. – М.: Стройиздат, 1991. – С. 254–259, 634–674.
7. Рекомендации по определению нагрузок на отдельно стоящие опоры и эстакады под трубопроводы. – М.: Стройиздат, 1973. – 65 с.
8. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения. – М.: Стройиздат, 1972. – 110 с.
9. СНиП 2.05.06–85. Магистральные трубопроводы. – М.: Стройиздат, 1985 – 52 с.
10. СНиП 2.03.11–85. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Стройиздат, 1986 – 48 с.
11. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1985. – 36 с.
12. СНиП II-6–74. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1976. – 29 с.
13. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985. – 40 с.
14. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.
15. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы. – М.: Стройиздат, 1985. – 200 с.
16. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический / Под ред. А.А. Уманского. – М.: Госстройиздат, 1960. – С. 246, 823–826, 936–946, 428–452, 952–954.
17. Таран В.Д. Сооружение магистральных трубопроводов. – М.: Недра, 1964. – 544 с.

18. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем / Пер. с английского. – М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955. – С. 11–155.
19. Ясин Э.М., Черников В.И. Устойчивость подземных трубопроводов. – М.: Недра, 1967. – 120 с.

Зміст

ПЕРЕДМОВА	3
1. ЕФЕКТИВНІ КОНСТРУКЦІ БАЛОК	5
1.1. Бісталеві балки.....	5
1.2. Сталеві балки з гнучкою стінкою.....	7
1.3. Балки з гофрованою стінкою.....	11
1.4. Балки з перфорованою стінкою.....	16
1.5. Попередньо напружені металеві балки.....	20
1.5.1. Балки, попередньо напружені зв'язками.....	22
1.5.2. Балки, попередньо напружені зміщенням опор.....	29
1.5.3. Балки, попередньо напружені вигином елементів.....	30
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	35
2. СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІ ПОКРИТЬ ВЕЛИКИХ ПРОГОНІВ	36
2.1. Балкові покриття.....	37
2.2. Рамні покриття.....	48
2.3. Аркові конструкції.....	51
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	61
3. ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІ ПОКРИТЬ	62
3.1. Загальний огляд, історія розвитку та класифікація.....	62
3.2. Структурні плити.....	64
3.3. Сітчасті циліндричні оболонки і склепіння.....	70
3.4. Безкаркасні складчасті будинки.....	73
3.5. Куполи.....	89
3.6. Висячі покриття.....	103
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	127
4. МАГІСТРАЛЬНІ ТРУБОПРОВОДИ ДЛЯ ТРАНСПОРТУВАННЯ НАФТИ І ГАЗУ	128
4.1. Загальні відомості про трубопроводи.....	128
4.2. Підземне та підводне прокладання магістральних трубопроводів ..	153
4.2.1. Підземне прокладання магістральних трубопроводів.....	153
4.2.2. Розрахунок підземних трубопроводів.....	156
4.2.3. Корозія підземних трубопроводів та захист від неї.....	176
4.2.4. Підводне прокладання трубопроводів.....	178
4.3. Основні схеми надземного прокладання.....	181
4.3.1. Надземні балкові трубопроводи.....	183
4.3.2. Розрахунок балкових трубопроводів.....	200

4.3.3. <i>Аркові трубопровідні переходи</i>	227
4.3.4. <i>Висячі трубопровідні переходи</i>	244
4.3.5. <i>Монтаж висячих переходів</i>	262
4.3.6. <i>Статичний розрахунок висячих переходів</i>	267
4.3.7. <i>Динамічний розрахунок висячих переходів</i>	289
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ	300

Навчальне видання

Царинник Олег Юрійович

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Спецкурс

Редактор *Юстина Мовчан*
Технічний редактор *Орест Гавдьо*
Художник *Андрій Наволовський*
Комп'ютерне верстання *Іван Печенюк*

Здано у видавництво 11.05.04. Підписано до друку 14.10.04.
Формат 70×100/16. Папір офсетний. Гарнітура Times.
Друк офсетний. Умовн. друк. арк. 24,6. Обл.-вид. арк. 14,2.
Наклад 3000 прим.

Видавництво “Бескид Біт”
м. Львів, вул. Городоцька, 85/21
тел.: (0322) 72-88-29, факс: (0322) 72-16-94

Віддруковано з готових діапозитивів
видавничою фірмою “Афіша”
тел.: (0322) 97-14-27, 76-22-02

Про посібник

Пропонований до вашої уваги навчальний посібник укладено на основі курсу лекцій „Металеві конструкції для об'єктів нафтогазовидобувного комплексу”, який кілька років поспіль автор читав для студентів будівельного факультету Національного університету „Львівська політехніка”.

До укладання посібника автора спонукала майже цілковита відсутність останнім часом україномовних видань навчальної літератури для студентів інженерно-будівельних спеціальностей.

Теми, висвітлені в посібнику, добрано таким чином, щоб, з одного боку, забезпечити зв'язок з основним курсом “Металеві конструкції”, який студенти вивчають раніше, а, з іншого, ознайомити з металевими конструкціями магістральних трубопроводів для транспортування нафти і газу. Робота під навантаженням і розрахунок останніх мають низку особливостей, для кращого розуміння яких теоретичний матеріал доповнено числовими прикладами.

Про автора



Олег Царинник закінчив Львівський політехнічний інститут за спеціальністю „Промислове та цивільне будівництво” та аспірантуру за спеціальністю „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”. Захистив кандидатську дисертацію. Працював на кафедрі будівельних конструкцій

та мостів Національного університету „Львівська політехніка”. Читав лекційні курси, проводив практичні та лабораторні заняття, зокрема з дисципліни „Металеві конструкції для об'єктів нафтогазовидобувного комплексу”. Займався практичною роботою з реконструкції та підсилення будівельних конструкцій. Автор 20 наукових статей.

