

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

О. І. ЛУГЧЕНКО

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з курсів

**«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ»
ТА
«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ»**

*(для студентів 3-го курсу заочної форми навчання напрямку
підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів
післядипломної освіти спеціальностей «Міське будівництво та господарство»,
«Теплогазопостачання та вентиляція»).*

**Харків
ХНАМГ
2013**

Лугченко О.І. Конспект лекцій з курсів «Будівельні конструкції» та «Будівельні конструкції. Металеві конструкції» (для студентів 3-го курсу заочної форми навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів післядипломної освіти спеціальностей «Міське будівництво та господарство», «Теплогазопостачання та вентиляція».) / О. І. Лугченко; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. – Х.: ХНУМГ, 2013. - 158с.

Автор: О. І. Лугченко

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол засідання № 8 від 14.04.2012 р.

© Лугченко О. І., ХНУМГ, 2013

ГЛАВА 1. РОЗВИТОК БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Протягом тисячоліть людство поступово розвивало будівельну справу, удосконалювало своє житло та споруджувало більш складні, унікальні будови, основою міцності яких були несучі будівельні конструкції.

У період Київської Русі побудовані всесвітньо відомі пам'ятки архітектури. Найбільше вражає Софія Київська, яка і сьогодні захоплює нащадків своєю величчю. Виникають зародки цехової організації майстрів будівельної справи, здобувають визнання місцеві зодчі Петро Милонет з Києва, Іван з Полоцька, Каров Яковлевич з Новгорода, а також вчені Амфій Тральський, Ісідер Мілецький. У ті часи були розроблені правила будівництва, викладені в „Будівельному статуті” й у „Руській Правді” Ярослава Мудрого (1020 р.).

Поступово в будівництві й архітектурі утверджуються раціональні ідеї використання будівельних матеріалів і конструкцій, вільний вибір стилю та застосування національних особливостей, традицій. Широко впроваджується цегляна архітектура, залізобетон, нові форми сталевих конструкцій у мостах та громадських будівлях.

З кінця ХІХ ст. під час будівництва в Україні залізниць, металургійних і машинобудівних заводів широко почали застосовувати металеві конструкції, наприклад, у 1872 р. в Донбасі, на заводі англійського капіталіста Д. Юза при будівництві доменних, мартенівських, механічних цехів. Найчастіше поперечний переріз механічного цеху мав три прольоти з розмірами центрального 21,45м. Центральний проліт являв собою двошарнірну раму з жорстким закріпленням колон у фундаментах і шарнірним приєднанням кроквяних ферм. У поздовжньому напрямку колони встановлювалися з кроком 10,5м, а крок ферми становив 5,25м.

Металеві конструкції широко застосовувались для промислового будівництва в Катеринославі, Кам'янському (Дніпропетровськ, Дніпродзержинськ), а також на двох великих металургійних заводах у Маріуполі. Був закуплений і перевезений до Маріуполя в повному комплекті металургійний завод разом з металевими конструкціями цехів.

Перші відомості про застосування металу в каркасах цивільних будов в Україні належать до 1870 р. Це експериментальне будівництво житлових споруд в Інкермані (Крим), а також реконструкція Андріївського собору в Києві (1892 р.) із заміною пошкоджених дерев'яних несучих конструкцій купола на металеві. Металеві конструкції покриття були застосовані у великих театрах, побудованих в Києві, Львові, Одесі. Для покриття залу глядачів міського театру в Києві використані металеві кроквяні ферми прольотом 17,8 м, верхній пояс яких мав параболічні обриси і складався з двох кутників 75х100 мм.

В Одесі у 1903 р. зведено будинок Кредитного товариства, несучими

конструкціями покрівлі якого були сталеві кроквяні ферми.

У 1897 р. почалося будівництво Оперного театру в Львові (арх. З.Горголевський). У перекриттях сценічної частини тут застосовані гратчасті двошарнірні арки прольотом 20 і висотою 10м, а для залу глядачів — кроквяні ферми прольотом 20м, висотою 2,215 м.

З металевих конструкцій виконані перекриття Одеського оперного театру — одного з найбільших театрів Європи на той час, а також перекриття багатьох драматичних театрів України. Прикладом використання оригінальних металевих конструкцій є Бесарабський ринок у Києві (1912 р., арх. Г. Ю. Гай, арх. М. П. Бобрусов). Несучі конструкції ринку — високі сталеві тришарнірні наскрізні арки прольотом 29,5 та висотою 18м. Переріз арок просторовий, складається з чотирьох віток, з'єднаних у площині арки решіткою з легких кутників, а з площини — парними планками. Опорні вузли шарнірні, балансирні. Покриття крайніх прольотів укладені на легкі металеві фермочки з паралельними поясами, що спираються на стояки арок і цегляні стіни.

Металеві конструкції широко застосовують і в будівлях залізничних вокзалів. Дебаркадер Львівського залізничного вокзалу має перекриття у вигляді двопрольотних металевих наскрізних аркових систем.

У 1935—1941 рр. значні дослідження у галузі міцності металевих конструкцій були виконані під керівництвом Н. В. Карнаухова за участю

П.М. Варвака, А.П. Роковицана, А.І. Стрельбицької, В.Г. Чудновського. У середині 30-х років завідувач кафедри металевих конструкцій КІБІ Н. Д. Жудін, відомий вчений у галузі будівельної механіки і конструкцій, запропонував розрахунок сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

Підвищенню технологічності металоконструкцій присвячені праці М.М. Сахновського (ПДАБА), економіці й оптимальному проектуванню — праці Я. М. Ліхтарникова, Д. В. Ладиженського (Донбаська державна академія будівництва та архітектури (ДДАБА)). Проблеми розрахунку тонкостінних сталевих конструкцій і оболонок досліджував С.П. Кан (ХНАМГ). У різні роки в Харківському державному технічному університеті будівництва і архітектури (ХДТУБА) працювали відомі вчені — професори Г.А. Петров, О.П. Мchedов-Петросян, В.А. Трубін, С.Е. Фрайфельд, А.С. Уловайський, А.А. Тіп, П.С. Колобков та інші. Досліджував і розробляв конструкції з маловуглецевих термозміцнених сталей, запропонував теорію надійності сталевих резервуарів А.А. Сильвестров (ПДАБА).

Протягом останніх десятиліть у Донецькій академії будівництва і архітектури Є. В. Горохов створив наукову школу розрахунку, проектування та застосування опор ліній електропередач високої напруги та забезпечення корозійної стійкості будівельних конструкцій (В.П. Корольов, В.Ф. Мущанов, Є.В. Шевченко). Оригінальні наукові дослідження в галузі будівельних конструкцій виконали відомі вчені України В.Н. Ярин,

Н.А. Буданов, І.І. Улицький, Я.Д. Лівшиц, С.Е. Фрайфельд, А.С. Курилло, Є.Ф. Лисенко, Л.М. Поляков, М.С. Торяник, І.Є. Прокопович, А.Я. Барашиков, А.Б. Голишев, С.Н. Клепиков, О.Е. Лопатто, Ф.Є. Клименко, Л.І. Стороженко, О.Л. Шагін, А.П. Кричевський, П.Ф. Вахненко, С.Ф. Пічугін, В.А. Пахомов, Л.М. Фомиця, С.А. Фомін, В.С. Шмуклер, В.П. Шевельов, М.А. Цейтлін, Б.Г. Гнідець, В.І. Бабич, Е.Д. Чіхладзе, В.С. Дорофєєв, А.Д. Ліберман, В.Д. Таїров, В.І. Скатинський, В.С. Шебанін, В.В. Фурсов.

Розробці нового напрямку сталобетонних конструкцій із зовнішнім стрічковим армуванням та їх впровадженню в будівництво присвячена багаторічна праця Ф.Є. Клименка (Національний університет „Львівська політехніка”).

Багаторічні дослідження трубо бетонних конструкцій, виконані Л.І. Стороженком, дістали визнання та застосування в будівництві (ПДТУ). За останні десятиліття значні досягнення в галузі надійності будівельних конструкцій має наукова школа, заснована С.Ф. Пічугіним.

Сучасний рівень науки й техніки в Україні є результатом творчої праці вчених, інженерів та архітекторів у співдружності зі спеціалістами інших країн. Завдяки зусиллям вчених, проєктантів і будівельників Україна перетворилася у державу з високим промисловим потенціалом. Зведено вугільні шахти Донбасу, гірничо-збагачувальні комбінати Криворіжжя, металургійні заводи велетні Запоріжжя, Дніпропетровська, хімічні та інші підприємства. Побудовані теплові, атомні й гідроелектростанції, транспортні споруди, зокрема чимало великих металевих і залізобетонних мостів через Дніпро, метрополітени в Києві й Харкові.

ГЛАВА 2.

ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ І НАПРЯМИ ЇХ РОЗВИТКУ

2.1. Загальні відомості про галузі й перспективи застосування металевих конструкцій

У будівництві застосовують різноманітні металеві конструкції, форма і конструктивне вирішення яких найчастіше залежать від призначення:

- елементи металевих чи змішаних каркасів виробничих будівель — балки, прогони, ферми, ригелі, колони, з'єднання тощо;
- листові конструкції, до яких належать трубопроводи великих діаметрів, місткості для зберігання рідин (резервуари), газів (газгольдери), сипких матеріалів (бункери і силоси), споруди і установки металургійних, нафтопереробних, хімічних виробництв, об'єктів енергетики (захисні й несучі оболонки домен, повітронагрівачів, ректифікаційних колон, реакторів тощо);
- висотні споруди — вежі й щогли ліній радіо-та телезв'язку, мереж електропередач, бурові вежі, геодезичні знаки, димові й вентиляційні труби;
- конструкції автомобільних та залізничних мостів, естакади підприємств;
- рухомі конструкції мостових, баштових і порталних кранів, великих екскаваторів, гідротехнічні споруди тощо;
- каркаси багатоповерхових (висотних) цивільних будівель;
- великопрольотні конструкції покрівель ангарів, цехів авіа, судно та машинобудування, лабораторій, громадських споруд (театрів, кіноконцертних залів, ринків, критих стадіонів, виставкових павільйонів);
- інші конструкції, до яких висувають особливі вимоги, наприклад, пов'язані з дослідженням космосу, атомною енергетикою тощо.

Широке застосування металевих конструкцій у будівництві є наслідком таких основних позитивних характеристик: висока надійність, зумовлена однорідністю металу; легкість (високі міцності й модулі пружності сталей і алюмінієвих сплавів зумовлюють меншу їх масу порівняно з аналогічними залізобетонними чи дерев'яними); індустріальність (металеві конструкції виготовляють з готових прокатних, пресованих чи гнутих профілів, найчастіше на високомеханізованих підприємствах, монтують їх спеціалізовані організації з мінімальними витратами ручної праці, вони мають високий ступінь заводської готовності); непроникність для рідин і газів, високі захисні властивості від впливу іонізуючих та інших шкідливих випромінювань.

Одночасно суттєвими є недоліки металевих конструкцій, а саме: недостатня корозійна стійкість, спричинена високою хімічною активністю металу внаслідок взаємодії з різними реагентами середовища і його руйнуванням при переході в оксиди, солі та інші сполуки; мала вогнестійкість внаслідок швидкого нагрівання елементів металевих конструкцій до температури переходу в пластичний стан через високу теплопровідність металу та невеликі розміри перерізів. У сталях при температурах, вищих 20°C, спостерігається зменшення модуля пружності, що призводить до зростання деформації

конструкцій, а при 60°C вони повністю переходять у пластичний стан. Алюмінієві сплави стають пластичними при температурах, близьких до 300°C.

Сучасний підхід до застосування металевих конструкцій передбачає створення оптимальної конструктивної форми, економічної на всіх етапах виготовлення, монтажу та експлуатації. Основні критерії її вибору:

- відповідність функціонального призначення будівлі та споруди умовам експлуатації і технологічним вимогам виробництва;
- достатня несуча здатність, надійність і довговічність;
- щонайменші маса та трудомісткість виготовлення і монтажу конструкцій;
- мінімальна вартість як кожної окремої конструкції, так і будівлі в цілому;
- висока продуктивність монтажу;
- відповідність умовам потокового високоомеханізованого та автоматизованого виготовлення (найменша кількість типорозмірів конструкцій, зручні для переміщення потоковими лініями габарити елементів, можливість поділу конструкцій на частини, що поступово укрупнюються);
- естетичність зовнішнього вигляду;
- зручність догляду під час експлуатації.

На сучасному етапі розвитку капітального будівництва простежується тенденція до зростання обсягів використання металу. Водночас обмеженість сировинної бази та енергетичних ресурсів диктує вимогу зменшення металомісткості продукції.

У будівництві найсуттєвішої економії металу досягають при підвищенні його міцнісних характеристик, тобто при застосуванні сталей підвищеної та високої міцності, ширшому запровадженні алюмінієвих сплавів, економічніших профілів і прогресивних конструктивних форм.

Сьогодні налагоджено виплавляння сталей з карбонітридним зміцненням, придатних для зварних конструкцій. Для відповідальних конструкцій використовують сталі з межею текучості 450...600 МПа. Розроблені й запроваджені у виробництво високоміцні, економно леговані сталі з межею текучості 750 МПа для зварних конструкцій. Ведуться дослідження нових марок сталі з межею текучості до 900 МПа, створено й запроваджено атмосферостійкі сталі, що мають підвищені антикорозійні властивості. Розробляються нові економічні марки напівспокійних сталей з межею текучості 330...360 МПа, що не містять дефіцитних легуючих домішок. Дедалі ширше визнання отримують конструкції алюмінієвих сплавів. Дослідження свідчать, що для прольотів, які перевищують 50 м, такі конструкції економічніші за сталеві. Особливо ефективні рухомі конструкції кранових мостів, кранів-перевантажувачів, розвідних мостів та інші. Однак найбільше застосування алюмінієві сплави мають в огорожувальних конструкціях.

Активні експериментальні й теоретичні дослідження виконують у напрямі оптимізації форми прокатних і холодно формованих профілів та розширення їх сортаменту, особливо таких ширококовжливаних, як двотаврові, швелерні, кутникові, трубні тощо.

Створення попередньо напружених металевих конструкцій зі штучним

регулюванням зусиль дає змогу досягнути сприятливого розподілу останніх шляхом активного втручання у роботу окремих конструкцій чи їх систем і таким чином зменшити витрату металу.

Особливий інтерес викликають конструктивні форми стержнів і поверхонь, які працюють тільки на розтяг. Ідея використання розтягнених елементів впливає з суті роботи сталі. При розтягу маса елемента обернено пропорційна межі міцності матеріалу. Тому підвищення механічних характеристик супроводжується зменшенням площі перерізу і, відповідно, маси. На відміну від розтягнених у стиснених елементах і елементах, які згинаються, зменшення маси не пропорційне зростанню механічних характеристик, оскільки жорсткість таких елементів мало пов'язана зі зміною міцності матеріалу.

Зменшенню металомісткості будівель сприяє концентрація матеріалу та поєднання функцій. Наприклад, значно вигідніше збудувати один резервуар об'ємом 50 тис. м³, ніж десять по 5 тис. м³ кожний. Збільшення об'єму домни з 1 до 5 тис. м³ зменшує витрати металу на одиницю потужності більш як на 20 %. Ідея поєднання функцій знайшла втілення в підкраново-підкровоквних конструкціях, тонкостінних оболонках великих прольотів, багато прольотних конструкціях покрівель блокового типу, а також легких конструкціях, що поєднують роботу тонких листів і несучого кістяка.

На стадії виготовлення та монтажу найбільший ефект дає уніфікація об'ємно-планувальних рішень і типізація конструктивних форм, яка зумовлює збільшення повторюваності вузлів, окремих деталей, елементів конструкцій і тим самим сприяє підвищенню рівня механізації та автоматизації процесів. Крім того, проекти багаторазового використання (у тому числі типові) відзначаються вищим технічним рівнем. При їх використанні економія сталі досягає 10 %, а продуктивність праці зростає на 10... 12 %.

Перспективним є створення несучих і огорожуючих конструкцій, які складаються таким чином, що елементи всієї будівлі чи її частини після виготовлення на заводі в контейнері або у вигляді габаритної відправної марки подаються на монтаж, де їх найпростішими способами розправляють і встановлюють у проектне положення. Останнім часом розроблені плоскі й просторові конструкції такого типу у вигляді кроквяних систем, циліндричних і кулястих склепінь та інші.

2.2. Матеріали металевих конструкцій

Більшість будівельних металевих конструкцій виготовляють з прокатної сталі, її частка становить близько 95 % всього обсягу металевих конструкцій; конструкцій з алюмінієвих сплавів — близько 5 %, а виливків зі сталі та чавуну — менше 1 %.

Перевага сталі як матеріалу для металевих конструкцій зумовлена високою міцністю та значно нижчою вартістю і енергомісткістю порівняно з алюмінієвими сплавами. Окрім цього, сталь має вищі значення модуля пружності, межі витривалості, вогнестійкості, менший коефіцієнт лінійного розши-

рення, а також простіше зварюється.

Однак необхідно зазначити, що обсяги використання алюмінієвих сплавів у будівництві зростають з року в рік. Цьому сприяє збільшення виробництва алюмінію та зниження його вартості. За останні 30 років відношення вартості 1 м^3 алюмінію до вартості 1 м^3 сталі зменшилося з 5,7 до 2,2 раза. Переваги алюмінієвих сплавів — значно ширша сировинна база, менша щільність, вища корозійна стійкість, простота формоутворення профілів, вища транспортабельність.

2.2.1. Сталі, що використовуються у будівництві

Сталь — це сплав заліза з вуглецем і незначними домішками, що входять разом з рудою та паливом. У ряді випадків для поліпшення властивостей до складу сталі вводять легуючі компоненти. Залежно від вмісту легуючих складників сталі поділяються на вуглецеві — легуючі компоненти не вводяться; низьколеговані — сумарний вміст легуючих компонентів не перевищує 2,5 %; середньо леговані — легуючих елементів 2,5...10 %; високолеговані — легуючих домішок понад 10 %.

У будівництві найчастіше застосовують вуглецеві й низьколеговані сталі. Середньо леговані сталі використовують менше, а високолеговані — лише в окремих екстремальних випадках, наприклад, при високих чи дуже низьких температурах, в агресивних середовищах. Це зумовлено нестачею і високою вартістю легуючих компонентів.

Вуглецеву сталь поділяють на мало вуглецеву — з вмістом вуглецю до 0,25 %; середньо вуглецеву — вуглецю 0,25...0,60 %; високо вуглецеву — вуглецю 0,60...1,2 %.

Будівельні сталі містять вуглецю до 0,22 %, тобто вони мало вуглецеві. Два останніх види сталей широко застосовують у машинобудуванні як конструкційні, інструментальні тощо.

Кількість вуглецю має вирішальний вплив на механічні властивості сталей. При сполученні вуглецю із залізом виникають карбіди, які є основними зміцнювальними структурними утвореннями сталі. Збільшення вмісту вуглецю зумовлює зростання міцності, але водночас знижує пластичність та зварюваність сталі. Невеликий вміст вуглецю у будівельних сталях забезпечує їхню добру зварюваність і високу пластичність. Суттєво підвищує міцність без значного зниження пластичності марганець, який завжди наявний у сталях. Його вміст у вуглецевих сталях переважно становить 0,30...0,65 %, а в легованих — більший, залежно від марки сталі. Третьою домішкою, яку найчастіше містять вуглецеві сталі, є кремній — найпоширеніший розкислювач. Він сприяє отриманню дрібнозернистої структури та підвищенню міцності. Але при цьому зменшуються зварюваність і стійкість до корозії. Тому бажано, щоб вміст кремнію не перевищував 0,3 %. В умовах, які спричиняють інтенсивну корозію, корисною домішкою є мідь. Разом з поліпшенням корозійної стійкості мідь підвищує і міцність (хоча менше, ніж марганець), але погіршує зварюваність.

Крім зазначених елементів, леговані сталі додатково містять такі домішки, як нікель, хром, ванадій, вольфрам, молібден, титан, бор тощо, їх введення до складу сталей поліпшує експлуатаційні якості матеріалу. Але при цьому слід пам'ятати, що запаси легуючих елементів обмежені, а вартість висока. Крім того, підвищений вміст легуючих компонентів погіршує зварюваність. Економічно вигідним способом покращення сталі є так зване карбонітридне зміцнення, коли зміцнювальними компонентами є не тільки карбіди металів, але й їхні нітриди. Суттєве підвищення міцності й холодостійкості досягається введенням у сталь невеликої кількості карбиду і нітридоутворювальних домішок: азоту, ванадію, ніобію, що не призводить до помітного погіршення зварюваності та зростання вартості.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і шкідливі, які неминуче надходять з рудою та паливом. У першу чергу це сірка і фосфор. Вони роблять сталь крихкою, схильною до утворення тріщин відповідно при високих і низьких температурах. Дуже шкідливими є кисень, водень та вільний азот, які також зумовлюють крихкість сталей.

Суттєвий вплив на якість сталі як матеріалу для металевих конструкцій мають особливості її кристалічної будови. При кімнатній температурі основна складова частина вуглецевої сталі — залізо — перебуває у вигляді мікроскопічних зерен, що мають атомну ґратку фериту. Орієнтація ґраток окремих зерен хаотична. У місцях включень інших елементів і на межах зерен правильність ґратки порушена.

Вуглець перебуває у хімічній сполуці зі залізом, утворюючи карбід заліза — так званий цементит. Ферит досить м'який і пластичний. Цементит, навпаки, дуже твердий і крихкий. Через незначний вміст вуглецю цементит утворюється у невеликій кількості і в структурі сталі має вигляд перліту — тонкодисперсної суміші частинок цементиту і фериту, що не мають правильної кристалічної будови. Розміщується перліт між зернами фериту у вигляді прошарків і окремих включень. Як і цементиту, йому властиві значна міцність і пружність.

Структура легованих сталей подібна до вуглецевої. Легуючі компоненти знаходяться у твердому розчині із залізом, порушуючи правильність кристалічної ґратки зерен фериту, а також сприяючи утворенню карбідів і нітридів, що додатково зміцнюють прошарки між зернами.

Характер деформацій сталі під дією навантаження визначається спільним деформуванням її складових частин. В окремих зернах фериту пластичні деформації виявляються вже при незначних навантаженнях, значно раніше, ніж напруження досягнуть межі текучості сталі. Пояснюється це тим, що окремі шари атомів у кристалі фериту під дією зусиль відносно легко зсуваються один щодо одного. На рис. 2.1, а—д показані послідовні стадії деформування монокристала. При незначних зусиллях спостерігаються пружні деформації внаслідок розтягнення міжатомних зв'язків (рис. 2.1, б). При зростанні навантаження окремі зв'язки між атомами розриваються і „правильність” атомної ґратки порушується, з'являється так звана лінійна дислокація А (рис. 2.1, в). Далі ця дислокація просувається уздовж площини ковзання до

межі кристала (рис. 2.1, г). На рис. 2.1, д зображено ґратку після пластичної деформації кристала.

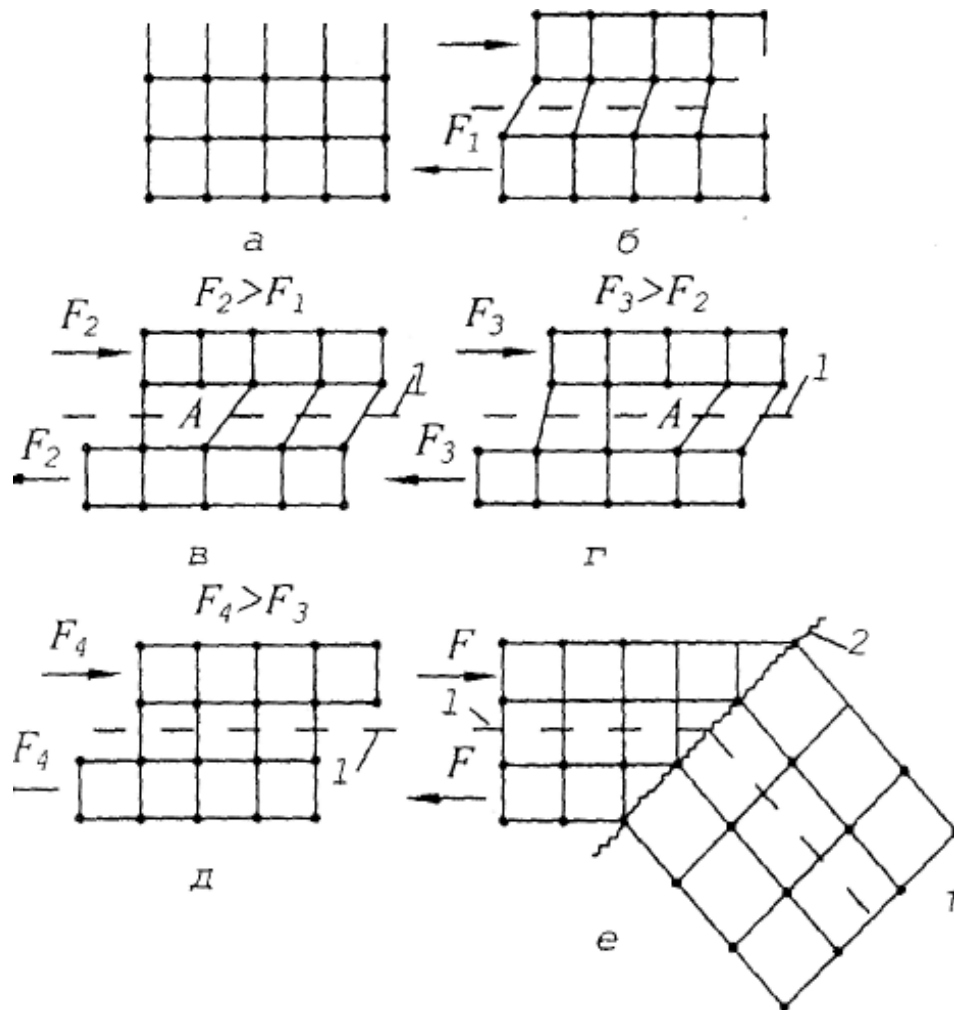


Рис. 2.1 - Послідовні стадії деформування монокристала

Межа між окремими зернами фериту є перешкодою для просування лінійної дислокації, оскільки при хаотичній орієнтації ґраток площини ковзання у сусідніх зернах не співпадають (рис. 2.1. е). Для подолання межі між зернами необхідні додаткові зусилля. Цим пояснюються кращі механічні якості дрібнозернистих сталей, в яких кількість між зернових меж більша. Наявність на межах зерен перлітових вкраплень і прошарків додатково утруднює просування дислокацій і підвищує міцність.

Для одержання оптимальної структури сталь піддають термічній обробці. При звичайних температурах розчинність вуглецю у фериті незначна і практично весь він зосереджений на межах зерен. При високих температурах атоми вуглецю є складовими частинами кристалічної ґратки аустеніту. При нагріванні сталі до температури переходу ґратки фериту в аустеніт (890...920 °C) через нерівномірне збагачення зерен фериту вуглецем на місці зерна фериту утворюється кілька зерен аустеніту. Під час повільного охолодження на повітрі в різних частинах зерен аустеніту цементит утворюється також неодноразово, що, в свою чергу, розбиває його на кілька зерен фериту. Цей процес називається нормалізацією. У результаті сталь стає більш однорідною, зрос-

тає її в'язкість і пластичність. При швидкому охолодженні (наприклад, водою) сталі, нагрітої до температури фазового перетворення, відбувається гартування. Сталь зберігає переохолоджену гратку аустеніту і містить вуглець у твердому розчині. Така структура нестійка. Для її стабілізації здійснюють відпуск — повторне нагрівання з повільним охолодженням. Найчастіше відпуск виконують при нижчих температурах ніж гартування — до 700 °С. При цьому отримують дрібнозернисту феритову структуру, рівномірно зміцнену перлітовими прошарками і вкрапленнями. Це так званий сорбіт відпуску, який має високу міцність і в'язкість. Потрібна структура може бути отримана і без відпуску, якщо належним чином вибрана швидкість охолодження після гартування.

При термічній обробці одночасно знімаються внутрішні напруження, що також сприяє поліпшенню властивостей сталі.

Незважаючи на мізерну розчинність вуглецю у фериті, все ж деяка його частина під час кристалізації розплаву залишається у складі зерен у вигляді твердого розчину. З часом атоми вуглецю дифундують до меж зерен, збільшуючи там кількість карбїду заліза. Виділяються також карбїди і нітриди інших елементів, внаслідок чого зростає міцність сталі, але одночасно знижуються її пластичність, опір крихкому руйнуванню, динамічним і ударним навантаженням. Цей процес називається старінням металу. З підвищенням температури, при періодичному нагріванні та охолодженні під дією постійних і особливо змінних напружень, під час механічних впливів старіння прискорюється.

Якість сталі оцінюють за механічними властивостями та хімічним складом. Як сказано вище, робота сталі під навантаженням значною мірою залежить від міцності й роботи поверхонь зерен та прошарків між ними. На початкових стадіях завантаження пластичні деформації зерен фериту стримуються опором контактних поверхонь, прошарків перліту та інших вкраплень. При напруженнях, що дорівнюють межі текучості σ_T (рис. 2.2), їх опір долається. Енергія деформації, накопичена зернами фериту та стримувана зміцнювальними структурами, виділяється і відбувається загальний зсув. На діаграмі з'являється ділянка текучості. У високоміцних сталях опір перлітових вкраплень, легуючих компонентів та їх карбїдів і нітридів настільки великий, що ділянка текучості не виявляється. У цьому випадку відзначають умовну межу текучості σ_{02} (рис. 2.2).

Зі збільшенням навантаження при пластичних деформаціях зв'язок між частинами кристалів на площинах ковзання зменшується. Відповідно до цього зменшується і модуль деформацій, а діаграма стає щоразу пологішою, поки не буде досягнута межа міцності σ_M , за якої рівновага між навантаженнями і внутрішніми напруженнями неможлива, а метал руйнується. Відносне видовження зразка після розриву ε_1 є показником пластичності. Відносне видовження будівельних сталей залежно від складу і структури змінюється у широких межах від 20...25 % для м'яких мало вуглецевих сталей звичайної міцності до 8... 10 % — для високоміцних.

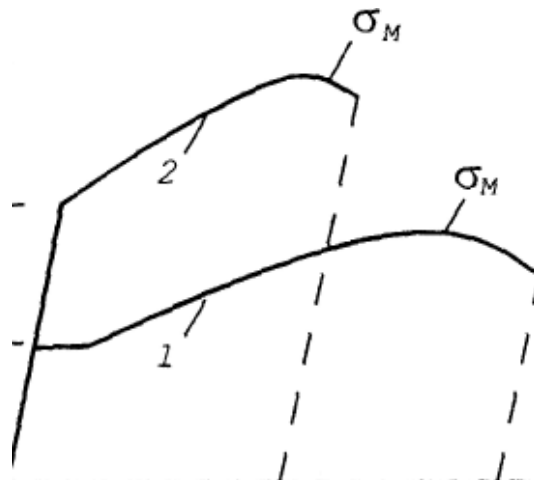


Рис 2.2 - Ідеалізовані діаграми деформації сталі:

- 1 — мало вуглецевої звичайної міцності;
2 — високоміцної легованої

Схильність сталі до крихкого руйнування при ударному навантаженні оцінюється за ударною в'язкістю — роботою, необхідною для руйнування стандартного зразка ударним вигином. Для будівельних сталей не допускається зниження цього показника менше $0,3 \text{ МДж/м}^2$. Значення ударної в'язкості залежить не тільки від складу та структури сталі, але й від температури. При температурі нижче 0°C значення ударної в'язкості різко зменшується, і тільки сталі, до складу яких входять легуючі компоненти, мають належну працездатність при низьких температурах.

Основним видом обробки на заводах, що виготовляють металеві конструкції, є обробка у холодному стані (різання, пробивання отворів, гнуття тощо). Тому важливою є здатність сталі пластично деформуватися при звичайних температурах без утворення тріщин. За цим показником оцінку ведуть після загинання стрічкового зразка навколо круглої оправки. Показником є найменший діаметр круглої оправки, навколо якої зразок згинається на 180° без утворення тріщин. Переважно для будівельних сталей цей показник не повинен бути більшим за дві товщини зразка.

Хімічний склад сталі характеризується процентним вмістом у ній різних домішок. Сталі з однаковим хімічним складом і механічними властивостями об'єднують у марки.

Залежно від гарантій постачальників сталі поділяють на групи й категорії. Розрізняють три групи вуглецевих сталей:

- група А — сталь має гарантовані механічні якості;
- група Б — сталь має гарантований хімічний склад;
- група В — сталь має гарантовані механічні якості та хімічний склад.

Для будівельних конструкцій використовують тільки маловуглецеву сталь групи В, оскільки для забезпечення міцності конструкцій необхідні гарантовані механічні властивості, а для зварюваності — хімічний склад.

За способом виплавлення будівельні сталі найчастіше бувають мартенівськими або конверторними. Сучасна технологія виплавлення конверторної сталі дає метал, близький за якістю до отриманого в мартенах. Тому

при поставках способів виплавлення не зазначають. Перспективною є сталь з губчастого заліза прямого відновлення, яке отримують переробкою рудного концентрату в спеціальних печах. Остаточну сталь отримують переплавленням губчастого заліза з необхідними домішками в електропечах. Така сталь відзначається підвищеною чистотою.

Після виплавлення сталь містить розчинені гази (переважно O_2 , CO та CO_2) як наслідок окиснення вуглецю чавуну. При охолодженні ці гази бурхливо виділяються. Сталь ніби кипить, звідси й походить назва кипляча сталь. Виділення газів під час кристалізації призводить до неоднорідності металу. З цієї причини і внаслідок підвищеного вмісту кисню така сталь має знижений опір крихкому руйнуванню. З метою поліпшення якості при закінченні плавки в сталь вводять розкисники, що зв'язують кисень. Реакція окиснення вуглецю припиняється, і сталь кристалізується спокійно. Як розкисники найчастіше використовують відносно дешевий кремній, рідше — дорожчі марганець, алюміній, інколи кальцій чи титан. Таку сталь називають спокійною. Вона значно однорідніша, а вміст кисню низький. Розкисники одночасно поліпшують властивості металу і зумовлюють подорожчання сталі.

Напівспокійна сталь є компромісом між киплячою і спокійною. Витрата розкисників у два—п'ять разів менша, ніж для спокійної сталі. Відповідно нижчою є і вартість. Але за якістю така сталь поступається спокійній. Тому для важливих конструкцій та елементів використовують спокійні сталі. Більшість будівельних легованих сталей виплавляють спокійними. Для виготовлення будівельних металевих конструкцій найчастіше застосовують вуглецеві сталі таких марок: ВСтЗкп2, ВСтЗпсб, ВСтЗспо, ВСтЗГспб, де В — група поставки сталі; СтЗ — порядковий номер сплаву; кп, пс і сп — скорочені позначки (відповідно киплячої, напівспокійної і спокійної) сталей. Остання цифра марки позначає категорію поставки. Для всіх категорій поставки гарантуються такі механічні властивості, як межа текучості, чи умовна межа текучості, межа міцності, відносне видовження після розриву. Різняться категорії переважно гарантіями щодо ударної в'язкості. Ударна в'язкість може не гарантуватися (категорія 2), гарантуватися при $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (категорія 3), а також гарантуватися при різних від'ємних температурах, у тому числі після старіння: категорії 4—6 для вуглецевих сталей і до 15 категорії для низьколегованих. Наприклад, для вуглецевої сталі категорії 4 гарантується ударна в'язкість до $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$; категорії 5 - $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ і після механічного старіння; 6 — тільки після механічного старіння. У низьколегованих сталей гарантії поширюються на ще нижчі температури. У позначеннях марок легованих сталей відображено їхній хімічний склад, який впливає на механічні властивості сплавів. Літери є умовними позначеннями назви компонентів сплаву. Наприклад: (У) вуглець підвищує міцність, знижує пластичність і зварюваність; (С) кремній вживається як розкисник, впливає подібно до вуглецю, але дещо слабше; (Г) марганець підвищує міцність, слабо впливає на пластичність та зварюваність, компенсує вплив сірки; (Д) мідь підвищує корозійну стійкість та міцність, дещо знижує пластич-

ність; (Ю) алюміній добрий розкисник, але дорожчий за кремній, нейтралізує дію фосфору, дещо підвищує ударну в'язкість; (А) азот у хімічно незв'язаному стані шкідливий, а у вигляді нітридів алюмінію, ванадію, титану покращує механічні властивості; (Н) нікель, (Х) хром, (Ф) ванадій, (В) вольфрам, (М) молібден, (Т) титан, (Р) бор — найпоширеніші легуючі компоненти, що поліпшують механічні властивості сталей і їхню стійкість до корозії. Для металевих конструкцій рекомендують такі леговані сплави: 09Г2, 14Г2 — марганцеві; 09Г2С, 10Г2С, 10Г2СІ — марганцево-кремнієві; 15ГФ та 15Г2СФ — марганцево-ванадієві та марганце-ванадієво-кремнієві; 15ХСНД, 10ХСНДП — хромкремнієнікелевомідні; 12Г2СМФ, 12ГН2МФАЮ, 12Г2СМФ, 14Х2ГМР, 14ХМНДФР, 14ХГН2МД — високоміцні складно леговані сталі. Дві перші цифри характеризують вміст вуглецю у сотих частках процента, а цифри перед умовними позначеннями елементів — їхній вміст у процентах (вміст до 1 % цифрою не позначається). Для кожної конкретної конструкції марку визначають згідно з призначенням споруди, видом напруженого стану, а також способом виготовлення і умовами експлуатації. За цими показниками конструкції поділяють на чотири групи. До першої групи належать зварні конструкції, які працюють в особливо важких умовах при несприятливих напружених станах. Остання, четверта група об'єднує другорядні й допоміжні елементи, напружений стан і технологія виготовлення яких сприяють безпеці експлуатації. Детальний опис ознак, за якими конструкції поділяють на групи, й рекомендовані для них марки сталей, подано у Додатку 5. Щоб спростити визначення механічних характеристик сталей і створити передумови для їх взаємозаміни під час виготовлення конструкцій, у нормативних документах (СНиП П-23-81*) марки сталей згруповані. За ГОСТ 27772—88 сталі позначають так: С235, С245, С255, С275, С285, С345 та С345Т, С345К, С375 та С375Т, С390 та С390Т, С390К, С440, С590 і С590К. Наприклад, сталь С235 об'єднує рекомендовані для використання у металевих конструкціях марки: ВСтЗкп2, ВСтЗкп2-1 та 18кп; сталь С245 — листовий прокат товщиною до 20мм і фасонний до 30мм марки ВСтЗпсб та марки ВСтЗпсб-1, 18пс; сталь С255 — марки ВСтЗспб, ВСтЗГпсб, ВСтЗпсб (листовий прокат товщиною 20...40 мм і фасонний понад 30 мм), ВСтЗсп5-1, ВСтЗГпс5-1, 18сп, 18Гпс, 18Гсп, сталь С275 містить лише одну рекомендовану марку ВСтЗпсб-2; сталь С285 — дві марки, а саме ВСтЗсп-2, ВСтГпс5-2; сталі С345 і С345Т — марки 09Г2, 09Г2С, 14Г2 (листовий і фасонний прокат товщиною до 20 мм), 15ХСНД (листовий прокат товщиною до 10мм і фасонний до 20мм) тощо. У назвах буква "С" є скороченням слова сталь, а подальші цифри вказують на найбільше значення нормативного опору сталі за межею текучості при розтягу (в мегапаскалях). Слід звернути увагу на те, що зі збільшенням товщини прокату характеристики міцності зменшуються, і прокат однієї й тієї ж марки, але різної товщини може належати до різних сталей. Окрім цього, в межах одного позначення сталі прокат різної товщини має різні нормативні й розрахункові опори.

2.2.2. *Алюмінієві сплави для металевих конструкцій*

У чистому вигляді алюміній мало придатний для будівельних конструкцій через малу міцність ($\sigma_{02} = 20 \dots 30$ МПа, $\sigma_m = 60 \dots 70$ МПа). Але при цьому він має високу корозійну стійкість. У будівельних конструкціях використовують алюмінієві сплави, до складу яких входять такі легуючі компоненти: магній, марганець, кремній, мідь, цинк, нікель, залізо, титан, хром та ін. Легування алюмінію зумовлює суттєве поліпшення механічних якостей, але водночас знижує корозійну стійкість. Алюмінієві сплави поділяють на два види: деформаційні й ливарні. Деформаційні алюмінієві сплави використовують для отримання листів, стрічок, різноманітних профілів, прутів, труб шляхом прокатування, пресування, кування, штампування, гнуття та інших способів, що супроводжуються пластичним деформуванням матеріалу. Вироби з цих сплавів використовують у будівництві найбільше.

Ливарні алюмінієві сплави застосовують у вигляді виливків. Внаслідок недостатньої пластичності їх використовують мало, лише у вигляді дрібних фасонних деталей.

Деформаційні сплави поділяють на декілька груп з таким маркуванням: А — технічний алюміній з вмістом домішок до 1 %;

АМц — алюмомарганцеві сплави, основним легуючим компонентом яких є марганець (1,0...1,6 %); АМг — манганалі (наприклад, АМг-2) з вмістом магнію 1,8...2,8 % і марганцю 0,2...0,6 %); АВ — авіалі, сплави, леговані кремнієм, магнієм, міддю, марганцем чи хромом з вмістом цих елементів відповідно близько 0,7, 1,0, 0,4, 0,25 %; сплави марки АД (наприклад, АД31 містить магнію 0,4...0,9 % і кремнію 0,3...0,7 %); Д — дюралюміни з вмістом близько 4 % міді, 1,5 % магнію, 0,6 % марганцю; високоміцні складнолеговані сплави (наприклад, сплав 1915, що містить міді 0,1 %; магнію 1,3...1,8 %, марганцю 0,2...0,6 %; кремнію 0,3 %; цинку 3,4...4 %; хрому 0,08...0,2 %; цирконію 0,15...0,22 %; чи сплав 1925, вміст складників якого відповідно до сплаву 1915 становить 0,8 %; 1,3...1,8 %; 0,3...0,7 %; 0,7 %; 3,4...4 %; 0,2 %; 0,1...0,2 %). Ливарні сплави позначають буквами АЛ і порядковим номером сплаву. Наприклад, АЛ8 містить 9,5...11,5 % магнію, АЛ9 — 0,2...0,4 % магнію і 6...8 % кремнію.

Рекомендується також цифрове позначення алюмінієвих сплавів. Цифрою 1 позначають основу всіх сплавів — алюміній. Друга цифра характеризує основний легуючий елемент чи їх групу, останні дві цифри — номер сплаву. Деформаційні сплави позначають тільки непарними останніми цифрами, включаючи нуль, а ливарні — парними. Наприклад, технічний алюміній АД1 позначають 1013, алюмомарганцевий сплав АМц — 1400, манганаль АМг2 — 1520, авіаль АД31 — 1310. Для високоміцних сплавів застосовують лише цифрові позначення.

Легуючими компонентами у структурі сплаву найчастіше є сполуки з алюмінієм. Так, при легуванні магнієм утворюється алюмінат маг-

нію, міддю — алюмінат міді. За наявності кремнію виділяються соліциди (наприклад, соліциди магнію). Загалом структура сплавів являє собою суміш кристалів алюмінію і сполук та компонентів легуючих домішок. На відміну від сталі тут немає значних зміцнювальних вкраплень, подібних до перліту. Зміцнювальні компоненти розподілені рівномірніше і впливають на процес деформування під навантаженнями більш плавно. Тому при силових впливах ділянка текучості в алюмінієвих сплавах не спостерігається. На рис. 2.3 зображені порівняльні діаграми деформацій деяких алюмінієвих сплавів.

Поліпшити механічні якості алюмінієвих сплавів можна шляхом термічної чи механічної обробки. Залежно від виду обробки в кінці позначення марки сплаву додають відповідну букву. Постачання виробів з алюмінієвих сплавів ведуть у м'якому відпаленому стані (умовне позначення М), напівнагартваному (П), нагартваному (Н), термічно зміцненому і природно зістареному (Т), термічно зміцненому й штучно зістареному (ТІ).

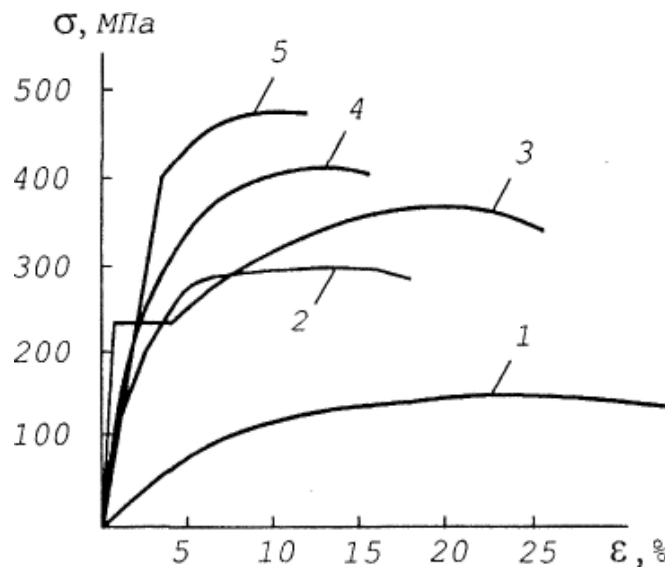


Рис. 2.3 - Діаграми розтягу:

1 — технічно чистий алюміній; 2 — сплав алюмомагнієвий АМГ-6;
3 — сталь ВСтЗкп2; 4 — авіаль АД31ТІ; 5 — Д16Т

Відпаленого стану виробів з алюмінію досягають, витримуючи їх протягом 1,0...1,5 годин при 390...430 °С з подальшим повільним охолодженням (на 30 °С за 1 годину). Після відпалювання матеріал стає більш пластичним, але при цьому зменшується його міцність.

Термічне зміцнення має дві стадії — гартування і старіння.

Гартування полягає у нагріванні до 450... 520 °С й швидкому охолодженні найчастіше у воді, температура якої не нижча 20 °С. При цьому необхідно зазначити, що в алюмінієвих сплавах на відміну від сталі при температурних впливах структура не змінюється.

Відповідно до способу обробки такі сплави називаються нагартваними (Н), чи напівнагартваними (П). Через знижені значення відносного ви-

довження нагартовані матеріали не рекомендується піддавати пластичному деформуванню (наприклад, гнуттю) та зварюванню, щоб уникнути тріщин і розривів.

Старіння можливе природне — протягом 4...30 діб при кімнатній температурі і штучне — при температурі близько 150 °С протягом кількох годин. Природа старіння алюмінієвих сплавів така ж, як у сталі. Після термічної обробки межа міцності сплавів зростає в 1,3—2 рази, а відносно видовження дещо зменшується. Термічній обробці піддають високоміцні алюмінієві сплави, авіалі, дюралюміні. Механічні характеристики сплавів, що не піддаються термічному зміцненню, поліпшують холодною обробкою — витягуванням.

Для будівельних конструкцій найчастіше використовують такі марки: АДІМ, АМцМ, АМг2М, АМг2П, АДЗІТ, АДЗІТІ, 1915Т. Зазначені сплави добре зварюються і мають досить високу корозійну стійкість. Такі сплави, як 1925, дюралюміні, деякі авіалі не зварюються і тому можуть використовуватися лише в клепаних конструкціях чи з конструкціях зі з'єднаннями на болтах.

Сплав марки 1915Т самогартується при охолодженні на повітрі. Цим пояснюється висока міцність зварних з'єднань цього матеріалу без додаткової термічної обробки після зварювання.

Технічний алюміній та алюмінієві сплави, що мають малу міцність (АДІМ, АМцМ, АМг2М, АМг2П), рекомендуються для огорожувальних конструкцій (панелей, покрівель і стін, підвісних стель, переділок, віконних і дверних заповнень, вітражів тощо). У несучих конструкціях необхідно використовувати сплави, які мають підвищену міцність (АДЗІТ, АДЗІТІ, 1915Т, 1925). Для виготовлення алюмінієвих виливків рекомендуються ливарні сплави АЛ8, АЛ9.

2.3. Робота сталі та алюмінієвих сплавів у конструкціях

Робота матеріалу в конструкціях значно залежить від структури металу. Нерівномірності розподілу напружень, зумовлені концентраторами, складний напружений стан, змінний та вібраційний характер навантажень, низькі температури, а також інші фактори зменшують ділянку пластичної роботи і спричиняють крихкість металу.

2.3.1. Пружна і пластична робота. Руйнування

Як зазначено вище, сталі та алюмінієві сплави мають зернисту будову з хаотичною орієнтацією кристалічних ґраток зерен, чим і пояснюються однакові властивості металу в усіх напрямках. Під дією невеликого навантаження розтягу атомні ґратки зерен дещо спотворюються і зразок металу деформується. Після припинення дії навантаження форма зерен та кристалічних ґраток відновлюється, а атоми займають попередні місця. Тобто деформація має пружний характер. Залежність між деформацією і значен-

ням зусилля лінійна.

Під дією навантажень, які дорівнюють або перевищують напруження межі текучості чи умовної межі текучості (див. рис. 2.3), у кристалічних ґратках відбуваються зсуви, після припинення дії навантаження з'являється залишкова пластична деформація, яка не відновлюється. Накопичення пластичних деформацій призводить до порушення цілісності металу, тобто до його руйнування.

Руйнування буває в'язке (пластичне) — від зсуву; крихке — внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження та пластичні деформації, зумовлені переміщенням дислокацій, є причинами *в'язкого руйнування*. У процесі такого руйнування відбувається скупчення дислокацій і пов'язаних з ними пластичних деформацій у певних місцях, що зумовлює виникнення шийки — потоншення матеріалу та появу тріщин.

Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до руйнівних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви (наприклад, при плоскому чи об'ємному розтягу). У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток більшості зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах. Опір матеріалу на відрив суттєво залежить від його структури. Грубозернистість знижує опір відривові і межу текучості. Отже основним завданням легування і термічної обробки є отримання дрібнозернистої однорідно зміцненої структури.

При роботі на стиск метал поводить себе, як при розтягу. Значення межі текучості модуля пружності і довжина ділянки текучості дорівнюють аналогічним показникам при розтягу. Але зруйнувати внаслідок стискання короткі зразки, виготовлені з пластичних металів, не вдається, оскільки зразок розплющується.

2.3.2. Робота металу при плоскому й об'ємному напружених станах

При складному напруженому стані роботу металу прийнято оцінювати через зведені напруження, обчислені за енергетичною теорією:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} ,$$

де $\sigma_i, \tau_{ij} (i = x, y, z; j = z, y, x)$ - відповідно нормальні й дотичні напруження,

або через головні напруження $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3)} .$$

Вид напруженого стану суттєво впливає на механічні характеристики металу. Напруження різних знаків сприяють розвитку пластичних деформацій, але погіршують характеристики міцності. Таким чином, складний напружений стан завжди призводить до погіршення експлуатаційних якостей металу.

2.3.3. Нерівномірний напружений стан

Негативно впливають на міцність конструкції концентратори напружень, якими є будь-які зміни форми зразка. У гладких зразках правильної форми напруження у всіх перерізах, достатньо віддалених від місця прикладення навантаження розтягу, розподіляються рівномірно, а силові лінії прямолінійні. Напружений стан у такому зразку одноосьовий.

Якщо в плоскому зразку створити отвори чи надрізи, лінії силового потоку будуть огинати нові межі. При цьому вони густішають поблизу концентраторів, що характеризує підвищення напружень. Відхилення силових ліній від прямої свідчить про наявність напружень, що діють у двох напрямках. У цьому випадку має місце двоосний напружений стан, який виникає внаслідок зміни контуру меж. Наявність поблизу концентраторів значного перевищення напружень над рівнем середніх значень і складного напруженого стану призводить до утворення тріщин у металі й крихкого руйнування. При цьому чим менший радіус кривизни концентратора, тим вищі рівні напружень поблизу нього. При концентраторі типу тріщини, коли радіус кривизни її вершини прямує до нуля, теоретично напруження можуть досягти нескінченно великих значень. Тому при конструюванні необхідно уникати гострих концентраторів, а спряження виконувати плавно. Під час розрахунку елементів конструкцій місцеві напруження поблизу концентраторів найчастіше не визначають. Граничні значення несучої здатності обчислюють за умовними середніми напруженнями, що допускається лише при використанні пластичних сталей, відносно плавних з'єднаннях і статичних навантаженнях. Старіння та пластичні деформації, які виникають під час холодної обробки металу, значно знижують його стійкість до дії концентраторів і складного напруженого стану.

2.3.4. Вплив температури. Вогнестійкість

Загальна тенденція залежності від температури механічних властивостей металів, що використовуються у будівництві, така: при зростанні температури зменшуються значення модуля пружності та меж текучості й міцності, а низькі температури підвищують крихкість сталі. Причому ці закономірності нелінійні. Так, нагрівання вуглецевої сталі до 200...250 °C мало змінює її механічні властивості. Але вже при 300...350 °C сталь набуває грубозернистої структури і стає крихкою (так звана синьоламкість). При цій температурі не рекомендується піддавати її пластичному деформуванню та ударним навантаженням. Подальше нагрівання сталі знову покращує її пластичність, але починають швидко зменшуватися межі текучості та міцності. Наприклад, при 500 °C ці показники зменшуються приблизно у 1,5 раза, а при 600...650 °C настає температурна пластичність, тобто межа текучості й модуль пружності наближаються до нуля. Суттєве зменшення пластичних властивостей цих сталей спостерігається при охолодженні нижче -10 °C. При температурі нижче -45 °C сталь стає крихкою.

У низьколегованих сталей температурний діапазон, в якому механічні характеристики можна вважати сталими, ширший, ніж у маловуглецевих, і залежить від складу. Алюмінієві сплави значно гірше чинять опір дії підвищених температур. При температурах, що перевищують 250...300 °С, спостерігається температурна пластичність.

Висока міцність матеріалу зумовлює відносно малі перерізи елементів конструкцій. Водночас метал володіє високою теплопровідністю, тому при пожежі несучі конструкції зі сталі та алюмінієвих сплавів швидко нагріваються до температури переходу металу в *пластичний стан* і настає руйнування. Отже, вогнестійкість металевих конструкцій незначна, що є одним з їхніх недоліків.

У будівельній практиці вогнестійкість металевих конструкцій підвищують найчастіше внаслідок ізоляції конструкції від безпосередньої дії вогню та швидкого нагрівання, влаштовуючи захисні теплоізоляційні шари з бетону, особливо з домішками перліту чи вермикуліту, синтетичних та інших матеріалів, завдяки личкуванню гіпсокартонними плитами, керамічними виробами тощо.

2.3.5. Робота металу при повторних та змінних навантаженнях

Навантаження та розвантаження металу в межах пружності не зумовлює пластичних деформацій і графіки деформацій в обох випадках є прямолінійними і збігаються. Коли ж метал піддати пластичним деформаціям і розвантажити, то діаграма розвантаження піде паралельно до лінії пружних деформацій. Під час "відпочинку" внаслідок зрівноваження і перерозподілу деформацій у структурі металу між окремими зернами відновлюється незначна частина пластичних деформацій. Діаграма повторного завантаження піде паралельно лінії пружних деформацій і далі за діаграмою одноразового завантаження (рис. 2.4). Якщо розглядати лише діаграму повторного завантаження, то можна зазначити, що деформаційність металу зменшилася ($\varepsilon - \varepsilon_i \leq \varepsilon$), а умовна межа текучості зросла до рівня σ_i досягнутого при першому завантаженні. Це явище називається *наклепуванням металу* і використовується для підвищення показників міцності сталевих арматури залізобетонних конструкцій (наприклад, арматура класу А-ПВ) та алюмінієвих сплавів. У металах, які не мають достатнього запасу пластичних деформацій, наклепування може зумовити крихке руйнування. Як побічне явище, наклепування спостерігається при всіх видах холодної обробки, пов'язаної з *пластичним деформуванням* металу (різання, пробивання отворів, гнуття). Багаторазові повторні завантаження до рівня напружень, вищих за межу пропорційності, але менших за межу міцності, зумовлюють накопичення пластичних деформацій і руйнування металу внаслідок вичерпання запасу деформаційності.

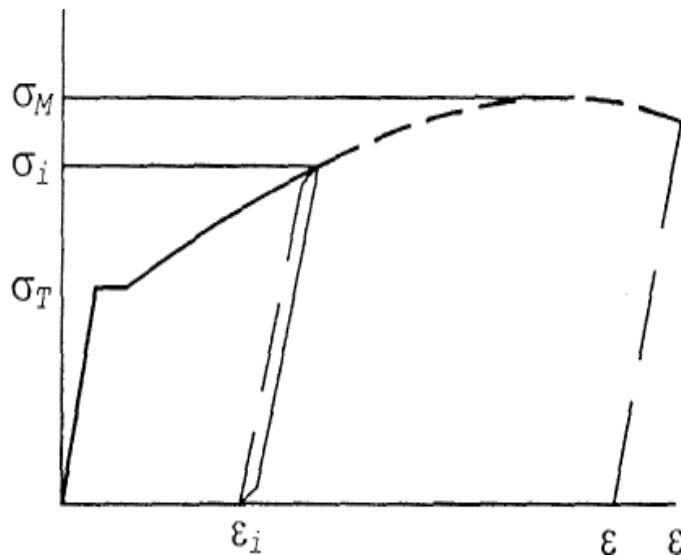


Рис. 2.4 - Діаграма одноразового завантаження та деформування сталі з розвантаженням

Руйнування металу за повторних навантажень при напруженнях, нижчих за межу міцності, називається *втомою металу*, а напруження, при яких відбувається руйнування,— *втомною, чи вібраційною міцністю*. Здатність металу протистояти такому руйнуванню називають *витривалістю*. При цьому важливе значення має рівень напружень, характер завантаження та інші фактори. Чим вищі напруження досягаються при завантаженні, тим швидше руйнується метал. Наприклад, при завантаженні вище межі текучості руйнування починається через кілька десятків або сотень циклів і має назву *пружно-пластичної малоциклової втоми*. Зразок, навантажений нижче межі текучості, витримує мільйони циклів навантаження. Руйнування металу від втоми має крихкий характер і відбувається у такій послідовності: біля дефектів кристалічної ґратки, порушень структури, концентраторів чи дефектів в окремих кристалах з'являються мікротріщини. Мікротріщини є дуже гострими концентраторами. Концентрації напружень біля них зумовлюють розростання мікротріщин у макротріщини. При подальших циклах завантаження макротріщини збільшуються аж до руйнування.

Враховуючи негативний вплив концентраторів напружень на втомну міцність металу, при конструюванні металевих конструкцій необхідно всіма можливими засобами їх уникати або забезпечувати плавну зміну форми.

2.4. Сортамент профілів зі сталі та алюмінієвих сплавів

Для металевих конструкцій промисловість сьогодні постачає прокатні, пресовані, гнуті й гнутозварені профілі. Наявність готових профілів разом з їх машинною обробкою, механізованими і автоматизованими процесами з'єднання забезпечують індустріальне та швидке виготовлення металевих конструкцій.

Перелік прокатних та інших профілів, у якому зазначені їх форма, розміри, допуски, характеристики металу, маси одиниці довжини профілю, геометричні характеристики перерізів, а також умови постачання, називається *сортаментом*.

Усі профілі за умовами використання поділяють на дві групи: профілі загального і спеціального призначення. Найбільш масові *профілі загального призначення*, які широко використовують у різних галузях промисловості та будівництві при найрізноманітніших силових впливах — розтягу, згинанні, стисканні та їх поєднаннях. До цієї групи належать двотаврові балки, швелери, кутники рівнополичкові і нерівнополичкові, труби круглі, прямокутні, квадратні, профілі таврові, Z-подібні, С-подібні, корито-подібні, листи, круг, квадрат, сталеві листи.

До *профілів спеціального призначення*, які використовують у будівництві, належать профілі, форма й розміри яких визначаються функціональним призначенням та особливостями конструкцій. Це гофровані профілі (профільовані настили для покрівель і стін), профілі вікон, дверей, ліхтарів, двотаврові балки для підвісного транспорту, кранові рейки.

Сталеві профілі отримують шляхом гарячого прокатування, холодного профілювання тонких листів та зварювання.

Сортаменти складають звичайно у порядку зростання основних розмірів профілів і оформляють у вигляді державних стандартів або відомчих технічних умов. Більшу частину профілів зі сталі (сортовий та профільний прокати, безшовні труби, листовий прокат тощо) виготовляють методом гарячого прокатування, яке є найдешевшим (за винятком труб) видом формування.

Сортовий прокат поєднує кутники рівно- і нерівнополичкові, круглу, квадратну та стрічкову сталі. Профільний прокат — двотаври, швелери, таври тощо. З багатьох видів листового прокату в будівництві найбільше застосовують товстолистову та широколистову універсальну сталь.

Гнуті, в тому числі гофровані профілі відкритого типу виготовляють методом безперервного холодного профілювання з листової рулонної сталі. Замкнуті гнутозварні профілі виготовляють так само з подальшим зварюванням замикального шва струмами високої частоти. До них належать електрозварні труби круглого перерізу, профілі квадратного та прямокутного перерізів. Профілі двох останніх типів дорожчі за прокатні. Винятком є електрозварні труби, які дешевші, ніж гарячекатані безшовні.

Зварні двотаврові профілі виготовляють з широколистової сталі на потокових лініях шляхом автоматичного електродугового зварювання.

У конструкціях з алюмінієвих сплавів найчастіше використовують прокатні, гнуті й пресовані профілі. Гарячим прокатуванням отримують листи. Кутники, таври, двотаври, швелери, труби та інші профілі (інколи дуже складної форми), як відкриті, так і закриті, найчастіше виготовляють гарячим пресуванням циліндричної заготовки через матрицю з отвором необхідної форми. Випускають також профілі, гнуті в холодному стані. Простий та дешевий процес пресування, а також великий асортимент зу-

мовляють найбільше використання пресованих профілів. Проектуючи будівельні металеві конструкції, необхідно komponувати їх на весь об'єкт у цілому з найменшої кількості різних профілів.

При використанні в одній конструкції профілів однакового калібру, але різної товщини відміна за товщиною має становити не менше 2мм. Забороняється використовувати в одній конструкції профілі однакових розмірів, але з матеріалів різних марок.

З метою зменшення обсягів робіт, зумовлених сортуванням, складуванням, транспортуванням, правлінням і обробкою металу, користуються скороченими сортаментами профілів загального призначення. Ці сортаменти складені на основі аналізу конструкцій масового будівництва. Вони містять перелік найбільш використовуваних профілів і при проектуванні їх застосовують в першу чергу.

2.5. Корозія і захист від неї

Корозія — це процес руйнування металу внаслідок хімічного, біохімічного чи електрохімічного впливу навколишнього середовища.

Існують такі види корозії: газова, атмосферна, в електролітах, у рідинах, які не є електролітами (здебільшого органічних, наприклад, у бензині), ґрунтова, структурна (коли руйнується один з елементів структури), електрична (під впливом електричних, особливо блукаючих струмів), контактна (коли між різними металами в місці контакту виникає різниця електричних потенціалів), щілинкова (у вузьких зазорах між різними деталями), при дії нормальних чи дотичних напружень, біологічна (під впливом мікроорганізмів та продуктів їх життєдіяльності) та інші. Швидкість корозії залежить від багатьох факторів, але вирішальною є наявність в навколишньому середовищі агресивних речовин і вологи. Вступаючи в хімічні реакції з агресивними складниками (насамперед з киснем), метал руйнується. Волога створює передумови для електрохімічної корозії і пришвидшує цей процес. На рис. 2.6 зображена принципова залежність швидкості V атмосферної корозії сталі від товщини плівки адсорбованої вологи i . Ділянка 1 є областю сухої корозії внаслідок окиснення заліза киснем повітря. Втрати металу дуже незначні, практично ними можна нехтувати. Швидкість вологої корозії під адсорбційними плівками води завтовшки 1...10 мкм (ділянка 2 на рис. 2.5) досягає найвищих значень. Розчинення складових компонентів металу, особливо пилу адсорбованою вологою призводить до утворення водних розчинів електролітів і виникнення електричних потенціалів і струмів. Чим більша різниця потенціалів і сила струму, тим інтенсивніша корозія. Зі збільшенням товщини плівки до 1мм (так звана мокра корозія) швидкість корозії зменшується внаслідок утруднення доступу кисню. При товщині шару води понад 1мм швидкість корозії практично постійна. Це так звана корозія в електролітах.

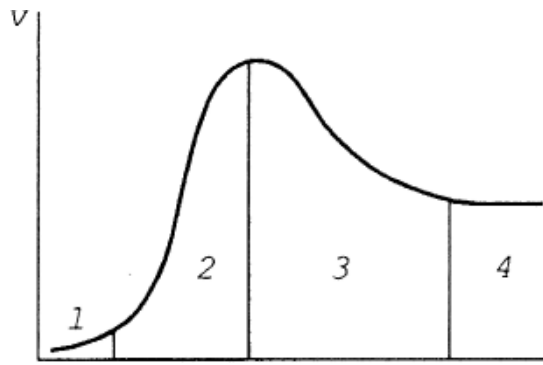


Рис. 2.5 - Швидкість корозії

Забрудненість атмосфери додатково пришвидшує руйнування металу. В умовах відносно чистого повітря сіл швидкість корозії близько 0,004 мм/рік; у містах це значення може досягати 0,03...0,06 мм/рік; у промислових центрах — 0,04...0,11 мм/рік; в умовах морського повітря, що містить велику кількість вологи і солей, — 0,07...0,16 мм/рік. У виробничих будівлях, у тому числі сільських, де рівень забруднення значний, швидкість корозії ще вища.

При температурах 0...+60 °C швидкість корозії майже незмінна, при вищих температурах через швидке випаровування вологи вона знижується. Швидкість корозії сповільнюється і при зниженні температури внаслідок замерзання води. При -20 °C і нижче корозія практично припиняється. Дуже високі температури сприяють зростанню швидкості корозії внаслідок прискорення процесів окиснення та інших хімічних реакцій.

Пришвидшує корозійний процес і наявність напружень у металі. Оскільки деформовані місця мають нижчий потенціал, то між деформованими й недеформованими ділянками конструкцій виникає різниця потенціалів, яка при наявності електроліту зумовлює швидку корозію. Так само різні потенціали мають метал і продукти його корозії. Економічні збитки від усіх видів корозії дуже значні. У промислово розвинених країнах з великими фондами металу вони становлять у середньому 4 % національного доходу. Через корозію втрачається до 1/6 виплавленого металу. Цим пояснюється актуальність питань захисту металу від агресивних впливів.

У будівельних конструкціях найширше застосовують захисні покриття лакофарбовими матеріалами і більш стійкими металами, в окремих випадках вводять відповідні домішки до складу сталі.

Захисні покриття виконують з природних (олійних) чи синтетичних (алкідних, меламінових, кремнійорганічних, епоксидних та інших) матеріалів, які утворюють щільну плівку, стійку до атмосферних і хімічних впливів. Перед нанесенням покриття обов'язково очищують поверхню металу від бруду, окалини, оксидів, вологи, наносять шар ґрунтівки, яка забезпечує надійне зчеплення захисного шару з поверхнею металу. Детально проектування захисту конструкцій від корозії регламентується нормативними документами (наприклад, СНиП 2.03.11—85).

Добрим захистом, хоч і дорогим, є покриття сталі шаром стійкого до корозії металу. Сталеві конструкції цинкують або покривають алюмінієм. Алюмінієві сплави, які мають недостатню корозійну стійкість, покривають шаром чистого алюмінію.

Цинк окиснюється значно повільніше, ніж залізо. Якщо ж цинкова оболонка пошкоджується, то внаслідок нижчого електричного потенціалу цинк стає анодом. При електрохімічній корозії завжди в першу чергу руйнується метал з нижчим потенціалом (анод). Тобто маємо так зване захисне анодне покриття. Алюміній має ще нижчий потенціал. Тому він активніше захищає сталь від руйнування, ніж цинк. Окрім цього, на поверхні алюмінію виникає щільна плівка оксидів, яка герметичне прилягає до поверхні металу і тим самим запобігає окисненню як сталі, так і алюмінієвих сплавів. Важливим фактором забезпечення корозійної стійкості конструкцій та їх елементів є правильне конструювання і в першу чергу вибір форми. Найбільші втрати від корозії спостерігаються у конструкціях покрівель (кроквяних фермах, прогонах, з'єднаннях), елементи яких мають тонкі стінки і велику площу горизонтальних поверхонь. Стійкіші до корозії колони, підкранові балки, елементи яких мають більшу товщину. Вища стійкість до корозії у цих випадках пояснюється також вертикальним положенням більшої частини елементів перерізу, що утруднює відкладення пилу. Пил адсорбує вологу з повітря і містить широкий спектр хімічних елементів та їх сполук, створюючи тим самим найсприятливіші умови для електрохімічної корозії. Найвищу стійкість проти корозії мають замкнуті профілі, внутрішній об'єм яких загерметизований, наприклад, труби або гнутозварні профілі квадратного та прямокутного перерізу. Особливо відзначаються круглі труби, на поверхні яких відкладається значно менше пилу. Найнесприятливішими є двотаври з широкими полицками, де можливі значні відкладення пилу, а також таврові перерізи, складені з двох кутників, у зазорі між якими практично неможливо виконати захист від корозії. В особливо несприятливих умовах (сильноагресивні середовища, високі температури тощо) доцільно використовувати спеціальні сталі, які містять домішки, що підвищують корозійну стійкість. Наприклад, мідь на 20...30 % підвищує корозійну стійкість у середовищі промислових підприємств, а в морському повітрі практично не впливає; марганець знижує корозійну стійкість на промислових підприємствах і дещо підвищує у морському повітрі; хром, нікель та інші легуючі компоненти суттєво підвищують її у більшості середовищ. Але при цьому слід зазначити, що зростання обсягів виплавлення легованих сталей стримується малими запасами легуючих компонентів у природі та їх високою вартістю.

ГЛАВА 3.

ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

3.1. Групи граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами, при яких вони перестають задовольняти вимоги, поставлені під час зведення та експлуатації.

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими граничними станами першої групи є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До граничних станів другої групи належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невідгідні значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та

розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну нелінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

3.2. Навантаження і впливи

Під час монтажу і експлуатації на конструкції діють різні навантаження, зумовлені власною масою конструкцій та деталей, масою снігу та ожеледі, технологічним обладнанням та масою матеріалів, що зберігаються, температурними та сейсмічними впливами тощо. Числові та якісні характеристики навантажень визначають за нормативними документами (наприклад, СНиП 2.01.07-85) або Додатками 1 та 2.

Основними характеристиками навантажень і впливів є їхні нормативні значення P_n , які відповідають нормальним умовам виготовлення, монтажу та експлуатації. Можливі несприятливі відхилення значень навантажень від нормативних враховують за допомогою коефіцієнтів надійності щодо навантажень γ_f , які також приймають згідно з нормами. Розрахункові значення навантажень P обчислюють за рівнянням:

$$F = F_n \cdot \gamma_f. \quad (3.1)$$

Значення коефіцієнта γ_f залежить від мінливості даного навантаження. Наприклад, порівняно з проектними (нормативними) значеннями маса ізоляційних шарів, виконаних в умовах будівельного майданчика, може змінюватися у ширших межах, ніж тих самих шарів, виконаних у заводських умовах. Тому в першому випадку значення коефіцієнта надійності щодо навантаження вищі, ніж у другому (відповідно $\gamma_f = 1,3$ і $\gamma_f = 1,2$).

Це ж стосується маси несучих конструкцій, які загалом мають менші відхилення маси, ніж ізоляційні шари. Найменші відхилення спостерігаються для металевих конструкцій, що виготовляються на основі прокатних профілів чи листів з найменшими допусками до лінійних розмірів. У цьому випадку $\gamma_f = 1,05$. Для залізобетонних конструкцій, допуски на розміри яких ширші, значення коефіцієнта вище: $\gamma_f = 1,1$. Найвища мінливість характерна для навантажень, зумовлених атмосферними явищами — вітром, снігом. Відповідно найвищими є значення $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$ (див. п. 5.7, 6.11 СНиП 2.01.07-85). Високими є

також значення коефіцієнта надійності для навантажень, які виникають під час транспортування і монтажу конструкцій.

Згідно з нормами навантаження класифікують за тривалістю їх дії. Ті, що діють на конструкцію неперервно з часу її виготовлення (власна маса, зусилля попереднього напруження, тиск ґрунту тощо), називають *постійними*. Навантаження, які діють лише певний час, називаються *тимчасовими*. У свою чергу, за тривалістю дії тимчасові навантаження поділяють на *довготривалі* (від маси технологічного обладнання, тиску газів, рідин, сипких матеріалів, що зберігаються у складських приміщеннях, тощо) та *короткочасні* (від тиску вітру, зміни температури, дії кранів, ті, які виникають при транспортуванні, ремонтних роботах, випробуваннях тощо).

Навантаження, що виникають тільки у певних умовах (сейсмічні впливи, впливи при аваріях технологічного обладнання, різкому осіданні ґрунтів, обривах тягових канатів тощо), називають *особливими*.

При одночасній дії кількох навантажень розрахунок конструкцій виконують на дію найнесприятливішого їх поєднання. При цьому, враховуючи ймовірність одночасної дії найневигідніших значень окремих навантажень, вводять як множник при навантаженнях коефіцієнт поєднання ψ (див. СНиП 2.01.07-85).

Для визначення розрахункових зусиль у конструкціях нормами встановлено два розрахункових поєднання навантажень:

- основне поєднання складається з постійних, довготривалих і короткочасних навантажень, дія яких є несприятливою;
- особливе поєднання містить несприятливі постійні, довготривалі, короткочасні та одне найнесприятливіше (з кількох можливих) особливе навантаження.

Коефіцієнт поєднання визначають залежно від тривалості дії навантаження першого виду поєднання згідно з нормативними документами (СНиП 2.01.07-85).

3.3. Нормативні й розрахункові опори. Коефіцієнти безпеки щодо матеріалів

Основними показниками опору металу силовим впливам є нормативні опори R_{yn} та $R_{ин}$, встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості, та межі міцності. Ці значення регламентуються нормами проектування (див. Додаток 6) з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю таким чином, щоб їхня забезпеченість становила не менше 0,95 (рис. 3.1). Оскільки за державними

стандартами контрольні чи бракувальні характеристики металу мають рівну або вищу забезпеченість (0,95... 0,995), то для металевих конструкцій значення нормативних опорів матеріалів дорівнюють їм.

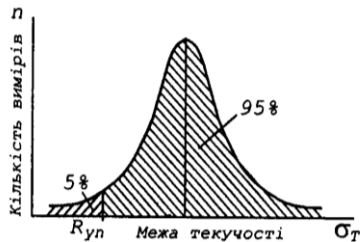


Рис. 3.1 - Гістограма розподілу міцностей металу і схема визначення R_{yn} .

Значення нормативного опору приймають за межею текучості чи межею міцності залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за межею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються великі переміщення, а стиснені елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, більшість тросових конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за межею міцності.

Оскільки механічні властивості металів перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань, у конструкції може потрапити метал з властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Окрім цього, механічні властивості металу контролюють при осьовому розтягові на невеликих зразках правильної форми. Насправді метал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, металовироби можуть мати також від'ємні допуски до розмірів. Вплив цих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Розрахунковий опір визначають шляхом ділення на нього нормативного опору:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (3.2)$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, для вуглецевих сталей, які масово випуска-

ють тривалий час за добре опрацьованою технологією (ТУ 14-1-3023-80), його значення найменші: $\gamma_m = 1,025$, а для відносно нової сталі 12 ГН2МФАЮ (ТУ 14-1-11772-76) – $\gamma_m = 1,15$.

Приймаючи числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом, необхідно керуватися відповідними нормами (наприклад, для сталі – СНиП П-23-81*). Зазначені опори служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормативними документами встановлені розрахункові опори також і для різних напружених станів: R_s – зсув, R_p – зминання торцевої поверхні, R_{th} – розтяг поперек товщини прокату та інші.

3.4. Коефіцієнти умов роботи та надійності конструкцій

Розрахунок не завжди враховує всі обставини роботи конструкцій. Наприклад, у стиснених елементах значної гнучкості навіть невеликі вигини від дії випадкового навантаження, власної маси, наявності початкової кривизни можуть призвести до втрати загальної стійкості. Це стосується і елементів, які зминаються. Конструкції, завантажені переважно постійним навантаженням з малим коефіцієнтом надійності щодо навантаження, можуть зруйнуватися від будь-якого незначного випадкового довантаження. Центрово-стиснені стержні, виконані з кутників, прикріплених однією полчкою, мають значні початкові ексцентриситети прикладення навантаження, що не враховується в обчисленнях. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c як множник до розрахункового опору. Значення цього коефіцієнта також регламентується нормативними документами (див. додаток 3).

Для споруд, які мають різну капітальність, вимоги надійності до конструкцій різні. Наприклад, балка перекриття над приміщенням з великим скупченням людей повинна бути надійнішою, ніж така сама балка в тимчасовій споруді. Вимоги до надійності враховуються коефіцієнтом надійності γ_n на який ділять розрахунковий опір матеріалу. Величину γ_n приймають згідно з „Правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій”.

Для елементів, які розраховують за міцністю з використанням розрахункових опорів R_u , вводять коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,3$. Цим враховується зниження надійності таких елементів через високий рівень розрахункового опору, близького до межі міцності.

3.5. Основні залежності розрахунку за методом граничних станів

Відповідно до перелічених положень граничні нерівності розрахунку можуть бути записані у такому вигляді:

для першої групи граничних станів

$$\sum f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m}, \quad (3.3)$$

де $f(F_i)$ – функція, яка відображає зв'язок між навантаженням F і зумовленими ним напруженнями; R_n – нормативний опір матеріалу; для другої групи граничних станів

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n}, \quad (3.4)$$

де δ і δ_u – відповідно деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень, і граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд, виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень, визначенні впливу різних умов експлуатації та розробці більш досконалих конструктивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах і уточненні значень K_n , γ_n , γ_m .

3.6. Центрово-розтягнені елементи

Робота центрово-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу. Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\delta = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.5)$$

де N – осьове зусилля розтягу; A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, для сталей зі спів-

відношенням $\frac{R_n}{\gamma_u} > R_y$ можна виконати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}. \quad (3.6)$$

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

У центрово-розтягнених елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, з'єднаними у двотавровий чи замкнений прямокутний переріз, двома кутниками, що утворюють тавровий чи хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

3.7. Центрово-стиснені елементи. Міцність і стійкість

Міцність коротких центрово-стиснених стержнів розраховують аналогічно до центрово-розтягнених за формулою (3.5), що пояснюється відповідністю діаграм розтягу та стиску металу.

У довгих стиснених елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стержень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стержня від початкового прямолінійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осьова сила досягає свого критичного значення.

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня та геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стержня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стержень з шарнірним закріпленням кінців (рис. 3.2, а). Зміна способу кріплення (рис. 3.2, б, в, г) спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (3.7)$$

де μ – коефіцієнт зведення довжини стержня.

Аналогічно, впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчис-

лення критичного навантаження для центрально-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{\min}}{l_{ef}^2}. \quad (3.8)$$

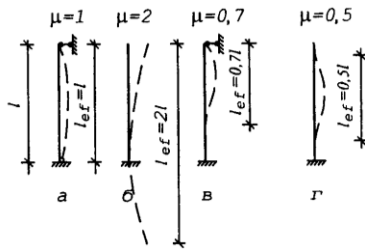


Рис. 3.2 - Розрахункові довжини стиснених стержнів

Перейшовши до критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_{ef}^2} \frac{I_{\min}}{A}$$

та підставивши радіус інерції $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}}$, одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \quad (3.9)$$

Таким чином, несуча здатність залежить лише від гнучкості стержня, оскільки чисельник — величина стала. Отже, несучу здатність стержня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і, тим самим, матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великих гнучкостях і напруженнях, менших за межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже ускладнюється, оскільки втрата стійкості проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . Сьогодні цю задачу розв'язують, використовуючи замість модуля пружності E зведений модуль T , за допомогою якого стержень, що працює у пружно-пластичній стадії, замінюють еквівалентним йому пружним ([27], с. 70—77). У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi. \quad (3.10)$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд

$$\sigma < \sigma_{cr}, \quad (3.11)$$

або у розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c. \quad (3.12)$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці (наприклад, табл. 1 Додатка 8), в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах також наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (3.13)$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта φ .

У дуже гнучких стержнях зазначені випадковості можуть привести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

Критичний стан наскрізного стисненого стержня складеного перерізу, окремі частини якого — вітки, з'єднані планками або решітками (рис. 3.3), визначатиметься не тільки гнучкістю власне стержня, а й жорсткістю з'єднувальних елементів (планок чи решіток). Коефіцієнт поздовжнього згину щодо вільної осі приймають, як для суцільних перерізів, за зведеною гнучкістю λ_{ef} , що враховує податливість з'єднання за допомогою планок чи решіток.

У сталевих стержнях на планках

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)}, \quad (3.14)$$

$$\text{або} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2}. \quad (3.15)$$

де λ_y – гнучкість всього стержня щодо вільної осі $y - y$, обчислена, як для суцільного перерізу; $\lambda_1 = \frac{l_{ef1}}{l_{y1}}$ – гнучкість окремої вітки щодо власної осі перерізу $y_1 - y_1$, паралельної вільній (рис. 3.3);

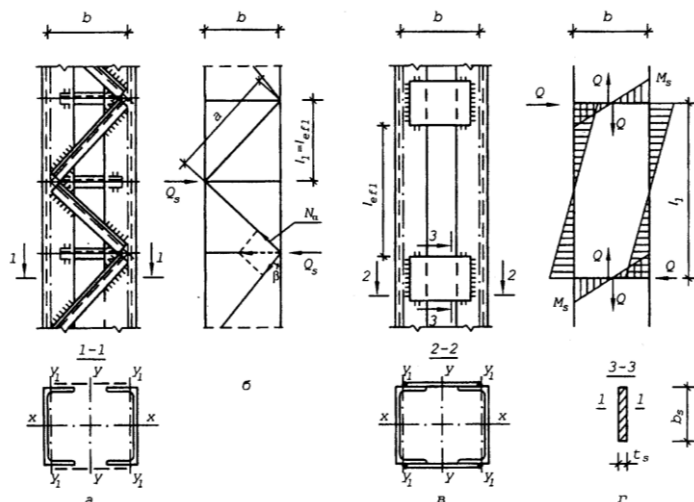


Рис. 3.3. Стержні складеного перерізу: а – з решітками; в – на планках; б, г – відповідні розрахункові схеми

l_{ef1} – розрахункова довжина вітки; l_{y1} – радіус інерції перерізу вітки відносно осі $y_1 - y_1$.

Формула (3.14) використовується при співвідношенні погонних жорсткостей окремих віток і планок, що їх з'єднують:

$$n = \frac{I_{b1}}{l_1} \cdot \frac{b}{I_s} > \frac{1}{5}, \quad (3.16)$$

де I_{b1} та I_s – відповідно моменти інерції перерізів вітки та планки відносно осей $y_1 - y_1$ та $1 - 1$. Формула (3.15) справджується при $n \leq \frac{1}{5}$.

У наскрізних стержнях складеного перерізу зі з'єднувальними решітками зведену гнучкість обчислюють як

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d_1}}}, \quad (3.17)$$

де A – площа перерізу всього стержня; A_{d_1} – площа перерізу розкосів решіток; α_1 – коефіцієнт, що залежить від кута розміщення розкосу, визначається за формулою

$$\alpha_1 = 10 \frac{a^3}{b^2 l_1}, \quad (3.18)$$

де a, b, l_1 – умовні позначення згідно з рис. 3.3.

У стержнях складеного перерізу гнучкість окремих віток λ_1 не повинна перевищувати 40 та зведеної гнучкості λ_{ef} всього стержня. Коли ж ці умови не виконуються, то можливе руйнування стержня внаслідок втрати стійкості однією з віток перерізу.

Для перерізів, складених з кутників, стержнів з алюмінієвих сплавів та в інших випадках при обчисленні λ_{ef} використовують відповідні рекомендації нормативних документів.

Розрахунки з'єднувальних елементів (решіток чи планок) стиснених стержнів виконують на дію умовної перерізувальної сили:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}. \quad (3.19)$$

Це рівняння є емпіричним і враховує наявність випадкових ексцентриситетів у прикладенні нормальної сили та деяку початкову кривизну осі стержня, які зумовлюють виникнення згинальних моментів, а відтак і перерізувальних сил.

Умовну перерізувальну силу між планками чи решітками розподіляють порівну. Для схем, зображених на рис. 3.3, на систему планок чи решіток діє перерізувальна сила $Q_s = 0,5Q_{fic}$.

Звідси осьова сила в розкосі (рис. 3.3, б):

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \beta}. \quad (3.20)$$

Стійкість розкосу перевіряють як для центрово-стисненого елемента за формулою (3.12), підставляючи $N = N_d$ і $A = A_{d_1}$. При цьому приймають значення коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 0,75$, оскільки кутник, що є розкосом, кріпиться до стержня колони однією полочкою.

Обчислюючи гнучкість розкосу, використовують найменше значення радіуса інерції кутника. На зусилля N_d розраховують також з'єднання розкосу з вітками колони.

При обчисленні зусиль у планках стержень складеного перерізу розглядають як раму, де стояками є вітки перерізу, а ригелями – планки. Виходячи з рівноваги вузла приєднання ригеля до стояка

$$Q_s \cdot \frac{l}{2} = Q \cdot \frac{b}{2},$$

одержуємо перерізувальну силу в планці:

$$Q = Q_s \frac{l}{b} \quad (3.21)$$

і відповідно згинальний момент:

$$M = Q \cdot \frac{b}{2}. \quad (3.22)$$

За дією цих зусиль перевіряють міцність власне планок, а також засобів їх приєднання.

Перерізи з кутників, швелерів тощо, з'єднаних впритул або через прокладки, перевіряють як суцільні. Але при цьому відстань між прокладками (в просвіті) або між центрами крайніх болтів не повинна перевищувати $40i$ (i – радіус інерції кутника чи швелера).

У таврових і двотаврових складених перерізах значення i приймають відносно осі, паралельної площині розміщення прокладок, а в хрестових перерізах – мінімальним.

Перевірку стійкості стержня складеного перерізу відносно матеріальної осі x — x здійснюють як суцільного.

3.8. Елементи, що згинаються

3.8.1. Перевірка міцності у пружній стадії. Плоский і косий згини

Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M та перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y, \quad (3.23)$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}, \quad (3.24)$$

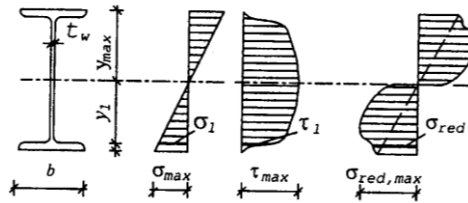


Рис. 3.4 - Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, у яких визначають нормальні напруження; I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту; S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі; b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.25)$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, які знаходяться найдалі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$

(рис. 3.4). Підставляючи у (3.23) момент опору перерізу $W = \frac{I}{y_{\max}}$,

отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n} R_y \gamma_c, \quad (3.26)$$

де W_n – момент опору нетто, який враховує послаблення.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.27)$$

Підставляючи (3.24), маємо

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} R_s \gamma_c, \quad (3.28)$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі; t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При наявності послаблень стінки отворами діаметром d , розміщеними з кроком a , напруження τ необхідно домножувати на коефіцієнт $\alpha = \frac{a}{a-d}$.

Вище вказувалося, що за одночасної дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рис. 3.4 зображена епюра цих напружень. Як бачимо, найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки в полочки. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red, max} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y\gamma_c. \quad (3.29)$$

При згині стержня у двох площинах відносно осей x та y (так званий косий згин) відповідні нормальні напруження додають і перевірка міцності матиме вигляд

$$\sigma_{tot} = \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y\gamma_c. \quad (3.30)$$

Для таких балок є також обов'язковими перевірки міцності стінки на дію дотичних (3.28) і зведених напружень (3.29).

3.8.2. Шарнір пластичності

Згину елемента у межах пружності відповідає трикутна епюра нормальних напружень (див. рис. 3.4 та 3.5). При цьому максимальними напруження є лише у крайніх шарах волокон, а в решті перерізу вони спадають. Цьому напруженому стану відповідає згинальний момент $M = \sigma W$. Найбільше його значення при пружній роботі матеріалу (рис. 3.5, а):

$$M_{el} = \sigma_T W. \quad (3.31)$$

Збільшуючи навантаження, можна досягнути такого стану, коли напруження у крайніх волокнах відповідатимуть межі текучості і подальший їх ріст припиниться через текучість матеріалу (рис. 3.5, з). З ростом навантаження текучість матеріалу поширюватиметься вглиб перерізу від країв до нейтральної осі і тим глибше, чим вищий рівень навантаження (рис. 3.5, в, г). З огляду на спрощену ідеалізовану діаграму деформування сталі (рис. 3.5, б) можна отримати прямокутну епюру напружень (рис. 3.5, д), що відповідає текучості матеріалу всього перерізу. У цьому випадку подальше деформування елемента відбувається без збільшення навантаження, оскільки матеріал тече. Тобто ліва і права частини балки повертаються одна відносно одної. Створюється враження, ніби у місці дії максимального моменту виник шарнір. Це явище називають *шарніром пластичності*. Ділянки текучості матеріалу в балці на рис. 3.5, а заштриховані.

Максимальний момент, який відповідає цьому стану:

$$M_{pl} = \sigma_T \int_A y \cdot dA = \sigma_T \cdot 2 \cdot S = \sigma_T \cdot W_{pl}, \quad (3.32)$$

де W_{pl} – пластичний момент опору.

Пластичний момент опору W_{pl} більший від звичайного W .

Для прямокутного профілю $W_{pl} = \frac{bh^2}{4} = 1,5W$. Для прокатних профілів, у яких основна маса металу зосереджена в полках, це перевищення менше. Так, для двотаврів і швелерів, які згинаються у площині стінки, воно становитиме відповідно 12 і 13 %.

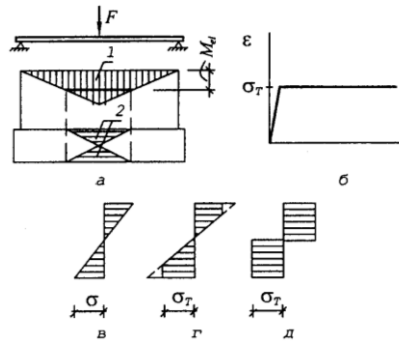


Рис. 3.5 - Послідовність розвитку напружень під дією згинального моменту: а – схема балки; б – ідеалізована діаграма розтягу сталі; в, г, д – послідовні етапи зміни епюри напружень; 1 – епюра моментів; 2 – зони пластичних деформацій

Порівнюючи епюри нормальних і зведених напружень у пружній стадії (див. рис. 3.4), бачимо, що повнота епюри зведених напружень значно вища і ближча до епюри шарніра пластичності (див. рис. 3.5, д). Тому в місцях найбільших згинальних моментів недопустимі значні дотичні напруження, оскільки вони пришвидшують утворення шарніра пластичності.

Нормативні документи дають змогу врахувати розвиток пластичних деформацій в елементах, виконаних з пластичних сталей ($\sigma_T \leq 580$ МПа) і завантажених статичним навантаженням. При цьому балки повинні бути стійкими. Коли в умовах плоского згину допускаються пластичні деформації, перевірка міцності має вигляд

$$\frac{M}{c_1 \cdot W_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.33)$$

Те саме для косого згину:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (3.34)$$

Коефіцієнти c_1, c_x, c_y (а також c_{1m}, c_{xm}, c_{ym} для зон чистого згину) враховують вищу несучу здатність згинального елемента у пружно-пластичній стадії порівняно з пружною і обчислюють їх за рекомендаціями норм. При цьому для плоского згину дотичні напруження у стінці перерізу не повинні перевищувати $0,9 R_s$, а для косого – $0,5 R_s$.

Нерозрізні й защемлені балки після утворення пластичних шарнірів повинні зберігати статичну незмінність. У цьому випадку також враховують перерозподіл моментів між опорними й проміжними ділянками балок [27], с. 86-88).

Окрім міцності та стійкості, що розраховуються за вимогами першої групи граничних станів (на дію розрахункових навантажень), вимоги другої групи граничних станів обмежують прогини згинальних елементів. Прогини балки f , що виникають від нормативних навантажень, не повинні перевищувати граничних значень f_u . Числові значення граничних прогинів балок регламентуються СНиП2.01.07-85 (Доповнення. Розд. 10).

3.8.3. Стійкість елементів

Елементи, що згинаються, можуть втратити несучу здатність внаслідок порушення стійкості. При досягненні критичного навантаження згин супроводжується закручуванням стержня (рис. 3.6) у площині, перпендикулярній до площини згину. Як наслідок у поясах балки з'являються пластичні деформації, що швидко поширюються на весь переріз, і елемент втрачає несучу здатність. Ейлер запропонував такий вираз для обчислення критичної сили:

$$F_{cr} = \frac{c}{l_{ef}^2} \sqrt{E \cdot I_y \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2} \right)}, \quad (3.35)$$

де c – коефіцієнт, який залежить від розміщення навантаження на балці (на верхньому чи нижньому поясі) і її закріплення; l_{ef} – вільна довжина (між закріпленнями) стисненого поясу балки; $E I_y$ – жорсткість перерізу балки при згині відносно осі, перпендикулярної до площин згину; $G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_{ef}^2}$ – жорсткість при утрудненому крученні; G –

модуль зсуву; I_w – секторіальний момент інерції; I_t – момент інерції при крученні.

Якщо позначити $\alpha = \frac{l_{ef}^2 \cdot G \cdot I_t}{E \cdot I_w}$, де $G = \frac{E}{2}(1 + \nu)$ – модуль пружності при зсуві; ν – коефіцієнт Пуассона, то з (3.35) отримаємо

$$F_{cr} = \frac{c}{l_{ef}^2} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_t \cdot \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}\right)}. \quad (3.36)$$

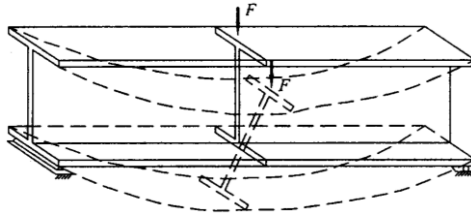


Рис. 3.6 - Втрата стійкості елементом, що згинається

Відповідні критичні напруження:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{F_{cr} \cdot \eta \cdot l}{W}, \quad (3.37)$$

де η – коефіцієнт, який залежить від положення F_{cr} на довжині балки.

Прийнявши $W = \frac{2 \cdot I_x}{h}$ у розгорнутому вигляді, маємо

$$\sigma_{cr} = \frac{h \cdot c \cdot h}{2 I_x l_{ef}} \sqrt{I_y \cdot I_t \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot \left(1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}\right)}. \quad (3.38)$$

Як і для стиснених елементів, з метою спрощення зручно подати значення критичних напружень через розрахунковий опір:

$$\sigma_{cr} = \phi_b R_y \gamma_c. \quad (3.39)$$

Згідно з нормами коефіцієнт ϕ_b обчислюють залежно від коефіцієнтів α (значення якого наведено вище) та

$$\phi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_t} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

де ψ – приймають за таблицями норм згідно з характером навантаження і значенням коефіцієнта α .

Таким чином, перевірка стійкості елементів, що згинаються, має вигляд

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \varphi_b R_y \gamma_c. \quad (3.40)$$

Перевіряти стійкість елементів при згині немає потреби, якщо стиснений пояс неперервно і надійно закріплений жорстким настилом, а також при малих відношеннях розрахункової довжини l_{ef} до ширини верхнього поясу b . Залежності для обчислення найбільших значень l_{ef}/b наведені в нормативних документах.

3.9. Елементи, на які діють осьові сили та згинальний момент

3.9.1. Умови міцності

Розглядаючи одночасну дію на стержень осьової стискальної сили і згинального моменту, скористаємося принципом незалежності їх дії. Від обох навантажень у перерізах елемента виникатимуть нормальні напруження. Епюра напружень від дії осьової сили σ_N — прямокутна, а від моменту σ_M — трикутна (рис. 3.7, в).

Аналітично результуючу епюру (рис. 3.7, в та рис. 3.8, а) можна описати як суму:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A_n} + \frac{M \cdot y}{I_n}, \quad (3.41)$$

де перший доданок описує епюру напружень, зумовлених нормальною силою, а другий — згинальним моментом.

Аналогічно при наявності згинальних моментів у площинах обох головних осей перерізу отримуємо умову міцності в пружній стадії:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x \cdot y}{I_{x,n}} + \frac{M_y \cdot x}{I_{y,n}} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.42)$$

де M_x, M_y — згинальні моменти у площинах, перпендикулярних до головних осей перерізу, відповідно X, Y ; x та y — координати відносно головних осей точки перерізу, в якій сумарні напруження досягають найбільших значень.

Для елементів з пластичних сталей, що мають добре виявлену ділянку текучості, міцність перерізу цим не вичерпується, оскільки значна частина перерізу працює при напруженнях, менших за межу текучості. Збільшення навантаження зумовлює текучість матеріалу спочатку лише на невеликій ділянці перерізу (рис. 3.8, б), яка посту-

пово розширюється разом зі зростанням зовнішнього навантаження (рис. 3.8, в), аж поки не охопить усю площу перерізу (рис. 3.8, г).

Розрахункова схема для обчислення несучої здатності у цьому випадку зображена на рис. 3.8, д. Згинальний момент M , який діє у перерізі, можна замінити парою сил N_M , прикладених з плечем z . Ці сили є рівнодійними силами частин 1 епюри напружень.

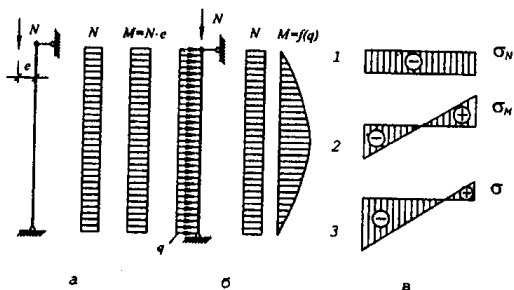


Рис. 3.7 - Стержні, на які діють осьова сила і згинальний момент: а – позакентрово-стиснені; б – стиснено-згинані; в — епюри нормальних напружень від нормальних сил (1); від згинальних моментів (2); результуюча епюра (3)

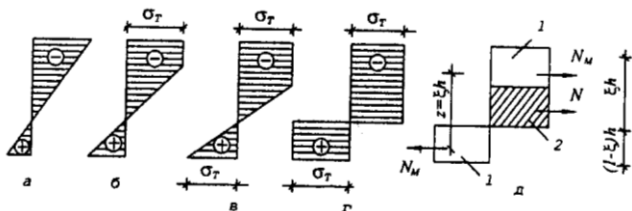


Рис. 3.8 - Епюри напружень від одночасної дії осьових сил і згинальних моментів: а-г – послідовні етапи утворення шарніра пластичності; д – розрахункова схема

Рівнодійна частини епюри 2 (заштрихована) відповідає нормальній силі N . Розглянемо прямокутний переріз розмірами $b \times h$. Висота частини перерізу 1 становить $(1 - \xi) h$, де ξ — відносна висота стисненої зони перерізу.

Таким чином,

$$N_M = b \cdot (1 - \xi) \cdot h \cdot \sigma_T = b \cdot h \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T,$$

$$M = N_M \cdot z = b \cdot h \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T \cdot \xi \cdot h = b \cdot h^2 \cdot \xi \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T,$$

$$N = b \cdot (1 - 2\xi) \cdot h \cdot \sigma_T = b \cdot h \cdot (1 - 2\xi) \cdot \sigma_T.$$

Позначивши

$$\frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} = \nu, \quad \frac{M}{W_{n,pl} \cdot \sigma_T} = \mu,$$

де $A_n \cdot \sigma_T$ – осьове зусилля, при якому досягаються напруження теку-
чості за відсутності згинальних моментів; $W_{n,pl} \cdot \sigma_T$ – те ж, згинальний
момент за відсутності осьової сили. Обчислимо

$$\nu = \frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} = \frac{b \cdot h \cdot (1 - 2\xi) \cdot \sigma_T}{b \cdot h \cdot \sigma_T} = 1 - 2\xi, \quad (3.48)$$

$$\mu = \frac{M}{W_{n,pl} \cdot \sigma_T} = \frac{b \cdot h^2 \cdot \xi \cdot (1 - \xi) \cdot \sigma_T}{\frac{1}{4} b \cdot h^2 \cdot \sigma_T} = 4\xi(1 - \xi), \quad (3.49)$$

де $W_{n,pl} \cdot \sigma_T = \frac{1}{4} b \cdot h^2$ – пластичний момент опору. Визначаємо ξ з
(3.43):

$$\xi = \frac{\nu + 1}{2}.$$

Далі, підставляючи ξ в (3.44), отримуємо

$$\nu^2 + \mu = 1,$$

або

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot \sigma_T} \right)^2 + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.45)$$

Замінюючи σ_T на значення розрахункового опору металу,
приймаючи $W_{n,pl} \cdot \sigma_T = c_1 \cdot W_n$ і вводячи коефіцієнт умов роботи конс-
трукції, отримуємо умову міцності для прямокутного перерізу:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^2 + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.46)$$

Відповідно до форми перерізу показник степеня при першому
доданку матиме інші значення.

У загальному вигляді норми рекомендують таку форму за-
пису умови міцності позacentрово-стиснених і стиснено-згинаних
елементів при допущенні пластичних деформацій:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.47)$$

де n – коефіцієнт, що залежить від форми перерізу.

Наприклад, для двотаврових симетричних перерізів, замкнутих прямокутних профілів і труб його значення становитиме 1,5.

При наявності згинальних моментів у двох площинах умова міцності матиме вигляд

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.48)$$

Елементи із сталей підвищеної і високої міцності, межа текучості яких перевищує 580 МПа, через нижчі пластичні якості матеріалу необхідно розраховувати лише в пружній стадії (3.42). Елементи з м'яких, пластичних сталей при $\sigma_T < 580$ МПа розраховують у пружно-пластичній стадії за формулами (3.47), (3.48). Це стосується і характеру навантажень. У випадку навантажень, які сприяють крихкому руйнуванню (динамічний характер навантаження, наявність великих перерізувальних сил $\tau > 0,5R_s$ тощо), необхідно користуватися формулою (3.42).

Нормативні документи накладають також обмеження на використання виразів (3.47) і (3.48) при $\frac{N}{A_n R_y} < 0,1$.

Розраховуючи міцність елементів, на які діють осьова розтягувальна сила і згинальний момент, використовують ті ж формули, що й для стиску зі згином (3.42), (3.47) і (3.48), оскільки характер їх роботи та епюри напружень подібні.

3.9.2. Стійкість

Втрата стійкості спостерігається у позacentрово-стиснених та стиснено-згинаних елементах. Причому порівняно з центрово-стисненими елементами втрата стійкості відбувається при нижчих рівнях напружень. Це пояснюється тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже навіть при незначних початкових рівнях навантажень.

Як і в попередніх випадках, за рекомендаціями нормативних документів критичні напруження обчислюють, використовуючи значення розрахункового опору матеріалу:

$$\sigma_{cr} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.49)$$

Звідси умова перевірки стійкості:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.50)$$

де φ_e – коефіцієнт, яким розрахунковий опір приводиться до значення критичних напружень.

Величину φ_e приймають згідно з табл. 2 Додатка 8 залежно від зведеного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості. Зведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (3.51)$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, який визначають за СНиП II-23-81*; m – відносний ексцентриситет.

Обчислюючи m , значення ексцентриситету прикладення нормальної сили $e = \frac{M}{N}$ порівнюють з радіусом ядра найбільш стисненої частини перерізу $\rho = \frac{W_c}{A}$. Таким чином, для перерізу зі суцільної стінкою

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{e \cdot A}{W_c}, \quad (3.52)$$

де W_c – момент опору перерізу для найбільш стисненого волокна.

При наскрізних перерізах з решітками чи планками, розміщеними у площині дії згинального моменту, значення зведеного відносного ексцентриситету визначають подібно:

$$m = \frac{e \cdot A \cdot \alpha}{I}, \quad (3.53)$$

де α – відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стисненої вітки, але не менше відстані до осі стінки цієї ж вітки.

Значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ визначають, як це наведено у параграфі 3.7, для центрально-стиснених стержнів.

Треба зазначити, що при однакових гнучкостях коефіцієнт φ_e для стиснено-згинальних стержнів є меншим, ніж у випадку центрального стиску стержня (φ). Це очевидно, оскільки згинальний момент зумовлює деформацію осі стержня і тим самим погіршує його стійкість. Тому значення критичних напружень і критичної сили є нижчими. Можна також зазначити, що стиснено-згинані стержні дещо стійкіші, ніж позакентрово-стиснені (див. рис. 3.7, б), бо у першому випадку повнота епюри, а отже, і деформація стержня, нижчі. Але у нормативних документах ця невелика різниця не відображена і розрахунок для обох випадків однаковий.

При конструюванні, знаючи несприятливий вплив згинального моменту на стійкість, необхідно переріз орієнтувати так, щоб площа його найбільшої жорсткості співпадала чи була паралельна площині дії згинального моменту. При цьому не виключена можливість втрати стійкості у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому напрямку критичні напруження визначають як для центрово-стиснених елементів, оскільки згинальний момент у цій площині відсутній. Тоді перевірка матиме вигляд

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} = c \cdot \varphi_y \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.54)$$

де c – коефіцієнт, який враховує негативний вплив згину в площині, перпендикулярній до тієї, яку розглядають; φ_y – коефіцієнт поздовжнього згину в площині, перпендикулярній до площини дії моменту.

Обчислення коефіцієнта c детально регламентується нормативними документами (наприклад, п. 5.31 і табл. 10 СНиП П-23-81*). Величину φ_y приймають як для центрово-стиснених елементів, відпо-

відно до гнучкості $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ у площині, яка розглядається.

За наявності згинальних моментів у обох площинах стійкість стержня буде ще нижчою. Проектуючи такі стержні, керуються вказівками нормативних документів.

3.10. Особливості роботи і розрахунку елементів з алюмінієвих сплавів

Стержні з алюмінієвих сплавів працюють подібно до сталевих. Відмінності у їх роботі зумовлені різницею механічних властивостей матеріалу. Здебільшого впливає така негативна риса алюмінієвих сплавів, як знижений порівняно зі сталлю модуль пружності. Це зумовлює суттєве зниження загальної стійкості стержнів, на які діє стискальна сила, згинальний момент чи їх поєднання. Одночасно зростають прогини згинальних елементів. Усе це змушує збільшувати габарити перерізів стержнів і тим самим знижує ефект від меншої порівняно зі сталлю густини матеріалу. Алюмінієві сплави мають також відносно невисоку межу витривалості.

Водночас широка сировинна база, висока технологічність, спрощена обробка, знижена власна маса конструкцій, здатність алюмінієвих сплавів зберігати механічні характеристики при низьких температурах, гарний зовнішній вигляд, підвищена корозійна стійкість створюють передумови для широкого їх використання.

ГЛАВА 4. З'ЄДНАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Загальні відомості

У будівництві використовують такі основні види з'єднань: за допомогою зварювання, болтові, на заклепках.

Найпоширенішими є зварні з'єднання (близько 95 % усіх з'єднань), хоча болтові й заклепкові з'єднання відомі раніше. Винахідником зварювання є вітчизняний вчений М. М. Бернардос. У 1882 р. він запатентував "Спосіб з'єднання і роз'єднання металів дією електричного струму", в якому запропоновано розігрівати метал електричною дугою з використанням неплавких вугільних електродів. Метал, потрібний для заповнення об'єму шва, отримували за рахунок присадкового стержня, що плавився в електричній дузі.

Цей процес був удосконалений російським вченим М.Г.Слав'яновим, який у 1888 р. запропонував спосіб зварювання електродом, що плавиться. У 20-х роках минулого століття ідеї зварювання розробляв Д. А. Дульчевський, а з кінця 30-х років — акад. Є. О. Патон, який запровадив більшість із сучасних методів зварювання. Нині справу акад. Є. О. Патона продовжують вчені Українського інституту електрозварювання, який відіграє роль провідної науково-дослідної установи світового масштабу.

Широке застосування зварних з'єднань забезпечують такі їхні переваги:

- висока міцність та надійність;
- відсутність проміжних деталей та отворів (що спрощує конструкцію);
- простота виконання;
- економія металу на 10-20% порівняно з болтовими та заклепковими з'єднаннями (через відсутність ослаблень та проміжних деталей);
- високий рівень механізації та автоматизації процесів зварювання.

Водночас зварні з'єднання мають певні недоліки:

- залишкові деформації та напруження внаслідок нерівномірного нагрівання та вистигання металу;
- значні концентрації напружень поблизу та безпосередньо у швах, що зумовлює зниження міцності при повторних і вібраційних навантаженнях;
- у навколошовній зоні термічно та механічно зміцнені метали відпускаються;

- для виконання зварного з'єднання потрібне спеціальне обладнання.

У будівництві найбільше використовують електродугове зварювання. За рівнем механізації та автоматизації процесів розрізняють такі його види: ручне, напівавтоматичне (автоматизована подача зварювальних матеріалів і ручне переміщення дуги вздовж шва) та автоматизоване зварювання (всі операції автоматизовано).

За способом заповнення шва металом та технологічними ознаками розрізняють:

- зварювання електродом, що плавиться;
- зварювання неплавким електродом (вугільним чи вольфрамовим із введенням у дугу присадкового стержня для отримання необхідного об'єму рідкого металу і заповнення шва).

Розплавлений метал ізолюється від дії атмосферного повітря шаром шлаку, флюсу чи струменем захисного газу.

З'єднання за допомогою заклепок використовують у металевих конструкціях з 20-х років XIX ст. Болтові з'єднання з'явилися практично одночасно з чавунними конструкціями (близько середини XVIII ст.). Багаторічна практика використання таких з'єднань свідчить про їхню високу надійність.

Болти широко використовують під час монтажу конструкцій, що зумовлено простотою їх встановлення. Вони не потребують спеціалізованого обладнання. Відсутність термічної дії дає змогу уникнути залишкових напружень та деформацій. Отвори під болти чи заклепки є відносно невеликими концентраторами напружень. Цим забезпечується необхідна надійність конструкцій при несприятливому характері навантажень. Тому при інтенсивних динамічних, вібраційних та повторних навантаженнях доцільно використовувати заклепкові й болтові з'єднання.

4.2. Зварні з'єднання

4.2.1. Класифікація та характеристика зварних швів

За конструктивними ознаками розрізняють стикові, кутові й прорізні шви.

Стиковими швами з'єднують елементи, розміщені в одній площині (рис. 4.1, а). Ці шви найраціональніші, бо створюють найменші концентрації напружень. Їхнім недоліком є необхідність додаткової обробки граней з'єднаних елементів значної товщини для забезпечення повного провару (рис. 4.1, в—є). Чим більша товщина елементів, які підлягають з'єднанню, тим складніший вид обробки вико-

ристовують і більший кут зрізання граней. Загалом рекомендовані кути найчастіше перебувають у межах $\alpha = 30 - 70^\circ$.

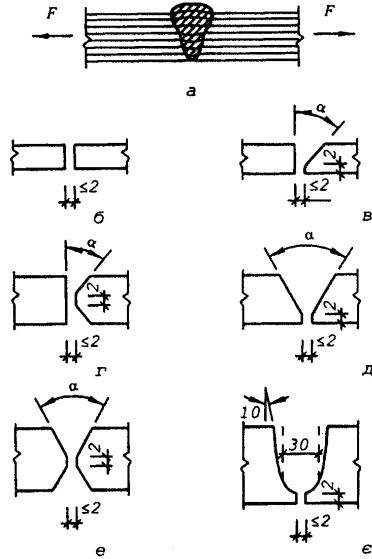


Рис. 4.1- Стовпкові шви і обробка граней перед зварюванням: а – стикове з'єднання і характер силових ліній; б – без обробки; в, г – односторонні Y- та K-подібні; б, є – двосторонні V- та X-подібні; є – криволінійна обробка

наплавленням металу в отвори одного зі з'єднуваних елементів (рис. 4.3.). Для виготовлення електрозаклепок використовують електроди з тугоплавкими обмазками. Під час зварювання електрод поступово заглиблюється у розплавлений метал, поки верхній елемент не буде проплавлено наскрізь. Тугоплавка обмазка електрода плавиться повільніше, ніж сталеве осердя, і захищає дугу від розплавленого металу. Після видалення електроду розплав заповнює отвір і утворює електрозаклепку.

За призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які служать для передачі зусиль, близьких до їхньої несучої здатності, та конструктивні, що служать лише для фіксації елементів і не передають значних зусиль.

За протяжністю розрізняють шви суцільні й переривчасті.

Кутові шви утворюються при наплавленні шва в куті, складеному гранями з'єднуваних елементів. За формою вони близькі до трикутника. Залежно від положення відносно напрямку дії зусилля кутові шви поділяють на флангові й лобові. Шви, паралельні лінії дії зусилля, називаються *фланговими* (рис. 4.2, а), а перпендикулярні — *лобовими* (рис. 4.2, б).

Кутові шви створюють значні концентрації напружень, оскільки при передачі зусилля з одного елемента на другий силові лінії дуже викривлюються (рис. 4.2, в).

Прорізнi шви утворюються при заповненні металом прорізів у з'єднуваних елементах (рис. 4.3). Необхідно зазначити, що виготовлення прорізів дуже трудомістке. Різновидом прорізних швів є електрозаклепки, утворені

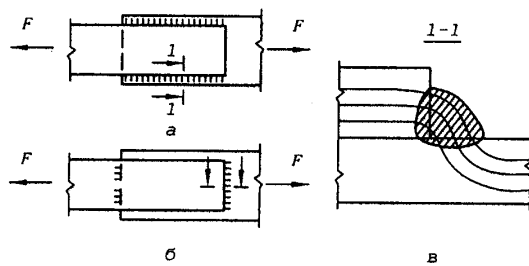


Рис. 4.2 - З'єднання на кутових швах:
а – флангових; б – лобових; в – переріз кутового шва
і характер силових ліній

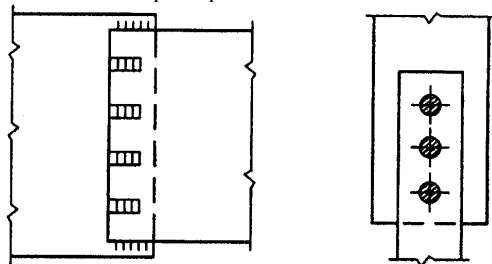


Рис. 4.3 - Прорізні шви

при конструюванні їх необхідно уникати.

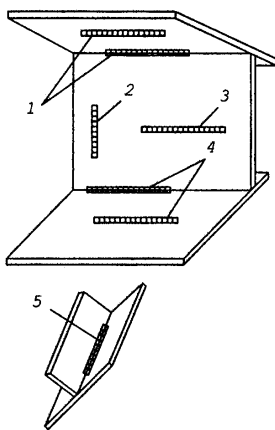


Рис. 4.4 - Положення швів у просторі: 1 – стельові;
2 – вертикальні;
3 – горизонтальні на вертикальній поверхні;
4 – нижні; 5 – човником

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на нижні, вертикальні, стельові, горизонтальні на вертикальній поверхні та човником (рис. 4.4). Найзручнішими для виконання є нижні шви. Шви на вертикальній площині складніші й вимагають висококваліфікованого підходу. Найскладнішими є стельові шви, що накладаються знизу. Якість таких швів нижча, тому

Загалом у конструкціях зі зварними з'єднаннями необхідно передбачати використання механізованих і автоматизованих способів зварювання. При проектуванні конструкцій з нижніми швами значної довжини найпродуктивніше автоматичне зварювання. Напівавтоматичне зварювання менш продуктивне. Але при цьому можливе виконання швів будь-якого просторового положення. Можна рекомендувати автоматичне зварювання під шаром флюсу для поясних швів балок, колон та інших елементів довжиною понад 3 м, а також стикових швів – понад 500 мм; напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу – при менших довжинах швів. Якщо ж автоматичне чи напівавтоматичне зварювання виконати неможливо, застосовують ручне.

4.2.2. Види зварних з'єднань

Стандарти на електродугове зварювання передбачають такі види з'єднань: стикове, кутове, таврове, внапуск (рис. 4.5).

Стикові з'єднання виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах тощо. Особливо доцільні вони в листових конструкціях, оскільки забезпечують найменшу концентрацію напружень, економічні, зручні для фізичних методів контролю якості, герметичності швів.

Таврові й кутові з'єднання використовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо. Такі з'єднання можуть бути з повним і неповним проплавленням товщини. При статичних навантаженнях проектують неповне проварювання, бо проплавлення всієї товщини ускладнює процес зварювання і зумовлює його подорожчання. Повне проплавлення передбачають лише у достатньо обґрунтованих випадках, наприклад, у поясних з'єднаннях підкранових балок, оскільки непровар у корені шва є концентратором напружень і зумовлює значне зниження втомної міцності металу шва.

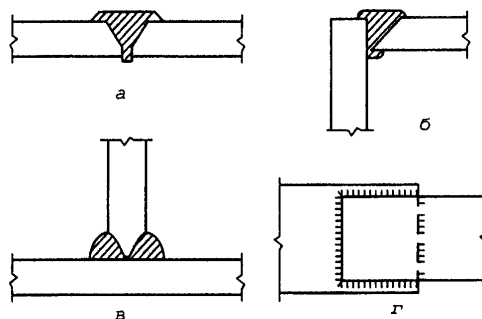


Рис. 4.5 - Види зварних з'єднань:
а – стикове; б – кутове; в – таврове; г – внапуск

З'єднання внапуск утворюють з допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах. Для цього виду з'єднання допускаються менші точності виготовлення деталей та спрощується виконання. На відміну від стикових з'єднань внапуск властиві значні концентрації напружень, що негативно впливають на їхню роботу при динамічних навантаженнях. При статичних навантаженнях і використанні пластичних сталей негативний вплив концентрацій напружень у кутових швах незначний.

Застосування у будівельних конструкціях прорізних швів, електрозаклепок і переривчастих швів обмежене. Їх можна використовувати у несучих конструкціях, на які не впливають рухомі чи вібраційні навантаження та розтягувальні зусилля, а також у допоміжних елементах. Відстань між переривчастими швами не повинна перевищувати $15t$ у стиснених і $30t$ у розтягнених неробочих елементах (t – найменша товщина з'єднаних елементів).

Якість зварних швів обов'язково контролюють. Методи контролю регламентовані у частині III „Будівельних норм і правил” на виконання і приймання робіт.

4.2.3. Стискові з'єднання. Основи розрахунку і конструювання

Стикові шви у з'єднанні можуть бути розміщені перпендикулярно (рис. 4.6, а) або під кутом (рис. 4.7) до лінії дії сили. Такі з'єднання найраціональніші, оскільки мають найменші матеріаломісткість і концентрації напружень.

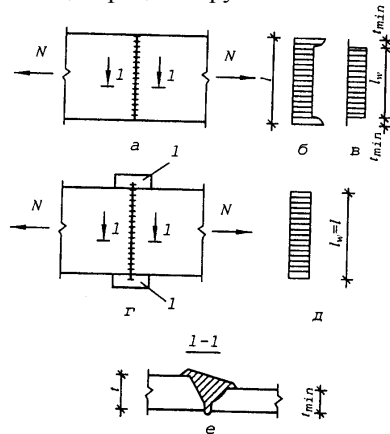


Рис. 4.6 - Розрахунок стикових швів на дію осової сили: а – без вивідних планок; б – фактична епюра нормальних напружень; в, д – розрахункові епюри; г – з вивідними планками; е – переріз стикового шва; і – вивідні планки

Найчастіше стикові шви застосовують при з'єднанні листового металу, хоча допускається їх використання і при з'єднанні профілів. Але при цьому важко забезпечити повне проварювання у місцях перетину окремих частин перерізу (наприклад, стінок і полицок у двотаврах чи швелерах).

Якісно виконане стикове з'єднання має незначні концентрації напружень через наявність непровару і кратеру на кінцях шва (рис. 4.6, б), а також зміну товщини у місці наплавлення шва. Непровар і кратер ліквідують виведенням кінців шва на тимчасові технологічні планки (рис. 4.6, г), які після закінчення зварювання зрубують. Концентратори, зумовлені зміною товщини, зникають, якщо механічно

(струганням, фрезеруванням, шліфуванням) зняти метал шва, який виступає за межі товщини з'єднаних елементів.

Стикове з'єднання може працювати на дію осьових сил (стиск та розтяг), згин, кручення, зріз та різні поєднання цих зусиль. Завдання розрахунку – забезпечити необхідну міцність шва. При цьому використовують основні формули, наведені в главі 3.

При дії осьових зусиль напруження у шві перевіряють за формулою

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{A_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (4.1)$$

де $A_w = l_w t_{\min}$ – площа перерізу шва; R_{wy} – розрахунковий опір металу стикового шва за межею текучості; $l_w = l - 2t_{\min}$ – розрахункова довжина шва (рис. 4.6, в); t_{\min} – найменша товщина з'єднуваних елементів (рис. 4.6, є).

Наявність тимчасових вивідних планок дає змогу приймати $l_w = l$ (рис. 4.6, з, д).

Підставивши

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (4.2)$$

Розрахунковий опір металу шва приймають згідно з рекомендаціями норм: $R_{wy} = R_y$ для стиску, а при наявності фізичних методів контролю якості також і для розтягу чи згину; $R_{wy} = 0,85R_y$ – для розтягу і згину за відсутності фізичних методів контролю якості шва. При цьому обов'язковими є правильний добір матеріалів для зварювання згідно з табл. 4 додатка 6 або вказівками норм та повний провар товщини з'єднуваних елементів.

Якщо конструкцію розраховують з допущенням пластичних деформацій згідно з розрахунковим опором за межею міцності R_u , то і з'єднання проектує з підстановкою у формулу (4.2) замість R_{wy} розрахункового опору металу шва за межею міцності R_{wu} та коефіцієнта надійності γ_u :

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{wu} \frac{\gamma_c}{\gamma_u}. \quad (4.3)$$

Коли ж напруження у шві перевищують характеристики міцності металу шва, стиковий шов виконують навскіс, збільшуючи тим самим його довжину (рис. 4.7). Найчастіше кут закладення шва приймають 1:2. Таке з'єднання при правильному доборі матеріалів для зварювання і повному проварові товщини є рівноцінним основному ме-

талу і не потребує розрахунку. Не розраховують також з'єднання з нормальними стиковими швами при виведенні швів на тимчасові технологічні планки, фізичних методах контролю якості шва та дотриманні інших конструктивних вимог норм (рис. 4.6, г). У цьому випадку і площа, і розрахунковий опір металу шва відповідають основному металу. Тобто з'єднання є рівноміцним.

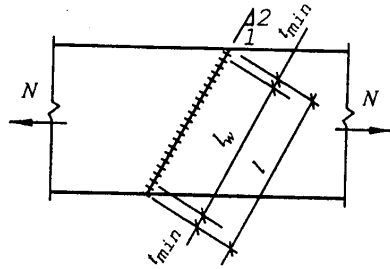


Рис. 4.7 - Стикове з'єднання за допомогою скісного шва

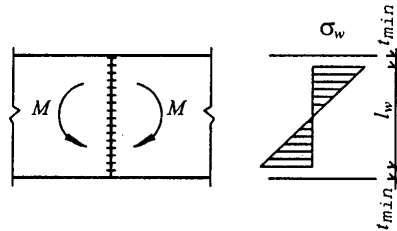


Рис. 4.8 - Епюра напружень у стиковому шві від дії згинального моменту

При дії на шов згинального моменту (рис. 4.8) перевірці підлягає рівень найбільших нормальних напружень:

$$\sigma_{w,M} = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (4.4)$$

Або, підставляючи момент опору шва $W_w = \frac{t_{\min} \cdot l_w^2}{6}$,

$$\sigma_{w,M_{\max}} = \frac{6M}{t_{\min} \cdot l_w^2} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (4.5)$$

У випадку роботи шва на зріз (рис. 4.9) розрахунок виконують за середніми значеннями дотичних напружень:

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{l_w \cdot t_{\min}} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c, \quad (4.6)$$

де $R_{ws} = 0,58R_{wy}$ – розрахунковий опір металу шва на зріз.

У з'єднаннях реальних конструкцій зазначені зусилля найчастіше діють у поєднанні. Розглянемо випадок одночасної дії нормальної сили і згинального моменту. Від обох зусиль у перерізі шва виникають нормальні напруження однакового чи протилежного напрямку. Вислідні напруження σ_w є алгебраїчною сумою напружень $\sigma_{w,N}$ та $\sigma_{w,M}$, зумовлених нормальною силою N та згинальним моментом M :

$$\sigma_w = \sigma_{w,N} + \sigma_{w,M} = \frac{N}{l_w \cdot t_{\min}} + \frac{6M}{l_w^2 \cdot t_{\min}} \leq R_{wy} \gamma_c. \quad (4.7)$$

Коли ж у з'єднанні одночасно діють нормальні та дотичні напруження, то перевірку виконують за зведеними напруженнями:

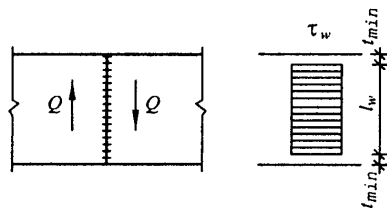


Рис. 4.9 - Розрахункова епюра дотичних напружень у стисковому шві від дії перерізуювальної сили

$$\sigma_{w,red} = \sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,5R_{wy}\gamma_c, \quad (4.8)$$

де величини $\sigma_{w,N}$, $\sigma_{w,M}$, τ_w визначають, як це зазначено вище; 1,5 – коефіцієнт, що враховує зміну міцності матеріалу при складному напруженому стані.

Основні конструктивні вимоги при проектуванні стикових з'єднань:

- правильний добір матеріалів для зварювання;
- повний провар товщини з'єднуваних елементів (при цьому доцільним є зварювання з обох боків, що забезпечує симетрію шва).

В умовах монтажу допускається однобічне зварювання з підварюванням кореня шва та зварювання на металевій підкладці, що залишається;

- забезпечення вільного доступу до зварного з'єднання з урахуванням обраного способу та технології зварювання;
- використання високопродуктивних максимально автоматизованих способів зварювання;
- при динамічних навантаженнях напливи металу шва, які виступають за межі поверхні з'єднуваних елементів, рекомендується знімати механічною обробкою. Це, разом з використанням тимчасових вивідних планок, дає змогу позбутися навіть тих невеликих концентрацій напружень, які властиві стиковим швам.

4.2.4. З'єднання кутовими швами

З'єднання кутовими швами виконуються внапуск, коли один елемент накладається на інший, за допомогою накладок, у тавр і кутом (рис. 4.10).

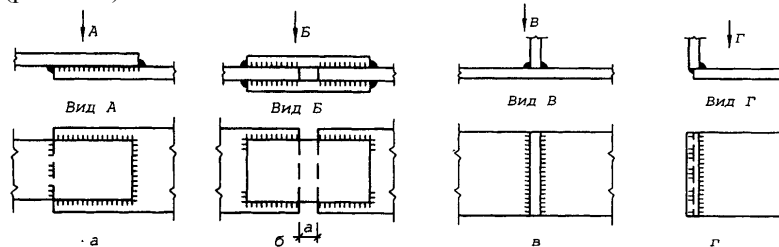


Рис. 4.10 - З'єднання кутовими швами: а – внапуск; б – за допомогою накладок; в – у тавр; г – кутове

З'єднання може бути виконане фланговими чи лобовими швами, а також їх поєднанням.

4.2.5. З'єднання фланговими швами

З'єднання на флангових швах (рис. 4.11, а) характеризуються нерівномірним розподілом напружень як по ширині з'єднання, так і по його довжині. Оскільки шви, через які передаються зусилля, розміщені на краях з'єднуваних елементів, то в цих місцях спостерігається концентрація напружень (рис. 4.11, б). Окрім цього, основна частина зусилля передається поблизу кінців шва (рис. 4.11, в). При довгих флангових швах їхня середня частина практично не бере участі у передачі зусиль. Тому у розрахунку враховують довжину шва, яка не перевищує деякого розрахункового значення $l_{w_{max}}$. Шви руйнуються від кінців, де діють найбільші напруження, до середини. Визначено два види руйнування:

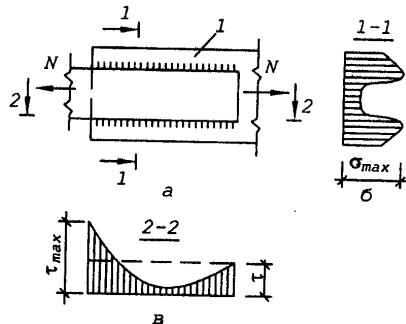


Рис. 4.11 - З'єднання на флангових швах: а – план з'єднання; б – епюра нормальних напружень у перерізі 1-1 елемента 1; в – епюра дотичних напружень у шві, переріз 2-2

- за наплавним металом шва приблизно по бісектрисі кута (переріз 1-1, рис. 4.12);
- за межею сплавлення (переріз 2-2, рис. 4.12).

Навантаження будь-якого характеру завжди спричиняють зріз металу на одній з цих площин. Площа зрізу становить:

для площини 1

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w; \quad (4.9)$$

для площини 2

$$A_{wz} = \beta_z k_f l_w; \quad (4.10)$$

де β_f, β_z – коефіцієнти переходу від катета шва k_f до ширини відповідної площини руйнування; l_w – розрахункова довжина шва.

Значення коефіцієнтів β_f та β_z залежать від глибини проплавлення металу, що, в свою чергу, зумовлено видом зварювання та положенням елементів при зварюванні. Наприклад, автоматичне і напівавтоматичне зварювання виконують більшою силою струму, ніж ручне, тому глибина плавлення металу більша і значення коефіцієнтів відповідно вищі. Діапазон зміни коефіцієнтів: $\beta_f = 0,7 \dots 1,10$, $\beta_z = 1,00 \dots 1,15$. Конкретні числові значення приймають згідно зі СНиП П-23-81*.

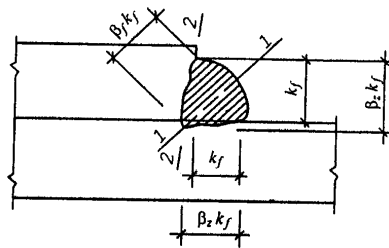


Рис. 4.12 - Розрахункова схема кутового шва: 1, 2 – розрахункові перерізи за наплавленим металом та межею сплавлення

шва, рекомендується заводити кутові шви за торці з'єднаних елементів на 15...20 мм (рис. 4.10, б).

Флангові шви розраховують за середніми значеннями дотичних напружень зрізу у зазначених площинах 1 та 2. Таким чином, перевірки міцності з'єднання під дією осової сили (рис. 4.11) матимуть вигляд:

за наплавленим металом:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{A_{wf}} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (4.12)$$

за межею сплавлення:

$$\tau_{wz} = \frac{N}{A_{wz}} = \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c; \quad (4.13)$$

де n – кількість швів;

R_{wf} , R_{wz} – розрахункові опори металу шва відповідно за наплавленим металом та межею сплавлення; γ_{wf} , γ_{wz} – коефіцієнти умов роботи шва.

Згідно з рекомендаціями норм приймають такі розрахункові опори:

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wu}}; \quad (4.14)$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}, \quad (4.15)$$

де R_{wun} – нормативний опір наплавленого металу шва, який залежить від типу електродів чи марки зварювального дроту; γ_{wu} – коефіцієнт надійності за матеріалом для наплавленого металу шва.

Перевіряючи міцність флангових швів, необхідно пам'ятати, що їх розрахункова довжина не повинна перевищувати значень:

Значення розрахункової довжини кутового шва обчислюють аналогічно стиковому з урахуванням непроплавлення і кратеру.

$$l_w = l - 2k_f, \quad (4.11)$$

де l – геометрична довжина шва. Щоб пом'якшити концентрації напружень на кінцях шва, а також винести зони непроплавлення та кратера за межі довжини

$$l_w \leq l_{w,\max} = 85\beta_f k_f. \quad (4.16)$$

Матеріали для зварювання вибирають відповідно до марки сталі елементів, які з'єднуються, та наявного технологічного обладнання з урахуванням групи конструкції й кліматичного району будівництва. При цьому мають виконуватися умови:

для сталі з межею текучості до 285 МПа – $R_{wf} \geq R_{wz}$,

при ручному зварюванні – $R_{wf} \geq 1,1R_{wz}$, але водночас

$$R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f};$$

для сталі з межею текучості понад 285 МПа $R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}$.

4.2.6. З'єднання лобовими швами

Лобові шви (рис. 4.13, а) передають зусилля по ширині з'єднаних елементів більш рівномірно, ніж флангові, але надзвичайно концентровано внаслідок малої ширини шва. Їх робота пов'язана зі значними концентраціями напружень, зумовленими викривленням силових ліній та наявністю щілини між з'єднуваними елементами. Найкраще викривлення силових ліній спостерігається у корені шва біля щілини. Саме там концентрації напружень найбільші (рис. 4.13, б).

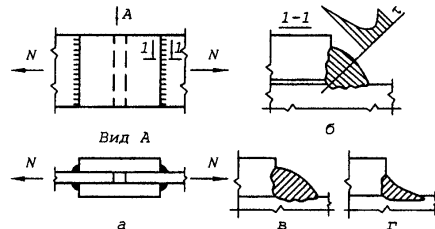


Рис. 4.13 - З'єднання на лобових швах:
а – конструкція з'єднання; б – епюра дотичних напружень у перерізі шва; в, г – пологий та увігнутий шви

верхній частині валика шва може бути зменшена внаслідок застосування пологих та увігнутих швів (рис. 4.13, в, г) чи механічного оброблення шва з метою забезпечення плавного переходу від одного елемента до іншого.

Як і у флангових швах, у даному випадку руйнування відбувається за наплавленим металом або межею сплавлення (відповідно пе-

Зі збільшенням глибини проплавлення концентрація напружень поблизу кореня шва може дещо зменшуватися. Але уникнути її повністю не вдається, оскільки основною причиною є наявність у з'єднанні щілини між з'єднуваними елементами. Концентрація напружень у

перізи 1-1 або 2-2, рис. 4.12). Внаслідок значних концентрацій напружень у шві характер руйнування лобового шва крихкий.

Аналітичний запис умов міцності з'єднання аналогічний фланговим швам (4.12), (4.13). Обмеження на граничну розрахункову довжину лобового шва відсутнє, оскільки зусилля передається рівномірно всією шириною з'єднання.

4.2.7. Таврове з'єднання

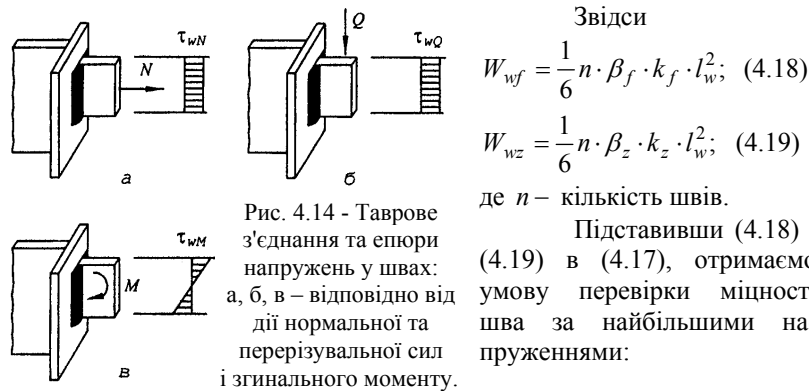
Схеми з'єднань та епюри дотичних напружень, які виникають у швах, зображені на рис. 4.14.

Під дією нормальної сили (рис. 4.14, а) робота з'єднання аналогічна роботі з'єднання лобовими швами, а перерізувальної сили (рис. 4.14, б) – роботі з'єднання фланговими швами. Відповідним чином виконують і розрахунок (4.12) та (4.13).

Згинальний момент зумовлює нерівномірний розподіл напружень (рис. 4.14, в). Їхні найбільші значення:

$$\tau_{wM} = \frac{M}{W_w}, \quad (4.17)$$

де W_w – момент опору перерізу шва шириною $\beta_f k_f$ чи $\beta_z k_z$ (залежно за яким з перерізів ведуть розрахунок) і висотою, що дорівнює розрахунковій довжині шва l_w .



$$\tau_{wMf} = \frac{6M}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (4.20)$$

$$\tau_{wMz} = \frac{6M}{n \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_w^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (4.21)$$

При поєднанні нормальної та перерізуювальної сил зі згинальним моментом виконують геометричне додавання дотичних напружень, зумовлених цими зусиллями (відповідно τ_{wN} , τ_{wQ} , τ_{wM}). Необхідно врахувати, що напрямки τ_{wN} і τ_{wM} паралельні, а τ_{wQ} – перпендикулярний до них. Звідси перевірка міцності має вигляд

$$\sqrt{(\tau_{wNf} + \tau_{wMf})^2 + \tau_{wQf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (4.22)$$

$$\sqrt{(\tau_{wNz} + \tau_{wMz})^2 + \tau_{wQz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (4.23)$$

Як бачимо, умови міцності кутових і стикових швів при одночасній дії декількох силових чинників різні і їх не слід плутати. Це пояснюється тим, що у стикових швах можуть виникати як нормальні, так і дотичні напруження, а у кутових швах – лише дотичні.

4.2.8. Головні конструктивні вимоги при проектуванні з'єднань на кутових швах

Розміри та форму зварних кутових швів приймають, дотримуючись таких найважливіших вимог:

1) катети кутових швів приймають згідно з розрахунком, але обов'язково більшими чи рівними найменшим значенням, зазначеним у нормах. Найменші значення визначені з метою забезпечення достатньої глибини проплавлення і належної якості з'єднання залежно від товщини з'єднуваних елементів і виду зварювання;

2) співвідношення сторін шва найчастіше приймають 1:1 (рис. 4.15, а);

3) при з'єднанні елементів різної товщини, коли шов накладають на грань товстішого елемента, катет кутового шва k_f не повинен перевищувати $1,2 t_{\min}$, оскільки при більших значеннях спостерігається наскрізне проплавлення тоншого зі з'єднуваних елементів. У цьому випадку допускаються також шви з неоднаковими катетами, в яких більший катет прилягає до товстішого елемента (рис. 4.15, б);

4) розрахункова довжина шва не повинна бути меншою за $4 k_f$ чи 40 мм. Коротші шви неякісні, оскільки при зварюванні метал

з'єднуваних елементів не встигає належним чином нагрітись і спостерігається непроплавлення;

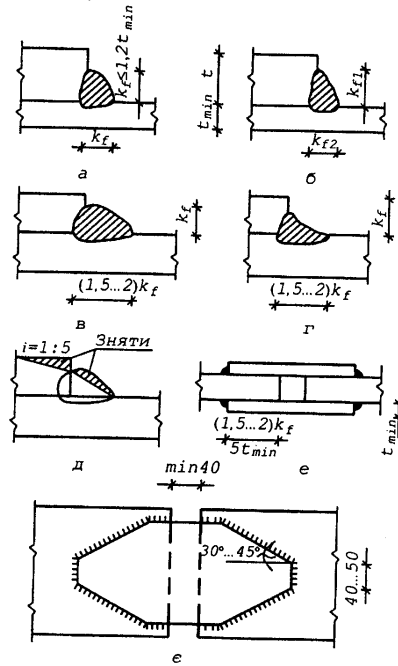


Рис. 4.15 - Конструювання з'єднань на кутових швах:
а-г – відповідно рівносторонній та підвищений, пологий та вгнутий шви;
д – схема механічної обробки; е, є – конструкції накладок

5) розрахункова довжина флангових швів не повинна перевищувати $85 \beta_f \cdot k_f$ за винятком швів, у яких забезпечена передача зусилля по всій довжині шва (наприклад, з'єднання полиць зі стінкою у зварних двотаврах тощо);

6) при динамічних навантаженнях з метою зменшення концентрацій напружень формують пологі або вгнуті шви зі значною глибиною проплавлення (рис. 4.15,в,г) і механічно обробляють поверхні швів та елементів (рис. 4.15, д).

Регламентуються також розміри накладок і напусків:

- сумарна площа перерізу накладок має бути не меншою за переріз основних елементів;
- розмір напусків не повинен бути менший за $5 t_{\min}$, де t_{\min} – товщина тоншого елемента (рис. 4.15,є);

- форма накладок повинна сприяти плавному переходу зусилля з одного елемента на другий, особливо це стосується конструкцій, на які діють повторні та вібраційні навантаження.

При близькому розміщенні зварних швів відстань між ними має бути не меншою за 40...50 мм, щоб уникнути поєднання залишкових напружень від термічної дії кожного зі швів (див., наприклад, рис. 4.15, є).

4.2.9. Комбіновані з'єднання

З'єднання, що мають різні види швів, називають *комбінованими*. Прикладом можуть бути з'єднання на лобових і флангових швах (рис. 4.16, а). Хоча деформованість цих швів різна (флангові є відносно пластичними, а лобові – крихкими), в граничному стані, безпосередньо перед руйнуванням, напруження у них близькі й шви працюють спільно. Тому розрахунок виконують за сумарною площею швів обох видів, підставляючи в (4.12) і (4.13) загальну довжину швів з одного боку стику.

У практиці трапляються поєднання стикових і кутових швів (рис. 4.16, б), хоча через підвищену трудомісткість таке поєднання невіддале. Оброблення граней під стиковий шов, а також зачищення стикового шва до одного рівня з поверхнею з'єднуваних елементів (інакше неможливо щільно вкласти накладки) вимагають значних витрат праці. Окрім цього, накладки збільшують матеріаломісткість стику.

При розрахунку спочатку визначають несучу здатність стикового шва:

$$N_w = R_{wy} \cdot \gamma_c \cdot t_{\min} \cdot l_w \quad (4.24)$$

Далі за різницею зусиль обчислюють зусилля у накладці:

$$N_f = N - N_w, \quad (4.25)$$

де N – зусилля, що діє.

Визначають її розміри:

$$A_f = \frac{N_f}{R_y \cdot \gamma_c} \quad (4.26)$$

та розраховують шви кріплення накладок, як це подано вище.,

4.2.10. Особливості зварних з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Алюміній є високоактивним металом, тому при нагріванні інтенсивно окислюється, утворюючи тугоплавкий оксид Al_2O_3 , темпера-

тура плавлення якого близько 2050°C . Частинки плівки оксиду, що залишаються у зварювальній ванні, є дефектами, які протидіють проплавленню і утворенню монолітного шва. Тому перед зварюванням оксиди з поверхні металу зчищають, а розплавлений під час зварювання метал надійно захищають від доступу кисню.

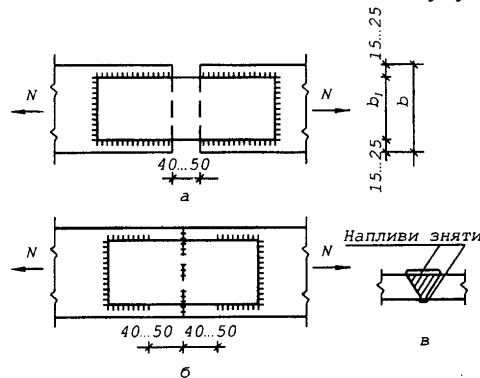


Рис. 4.16 - Комбіновані з'єднання:
а – фланговими та лобовими швами;
б – стиковими та кутовими швами; в – схема
оброблення стикового шва перед
встановленням накладки

Найчастіше зварювання виконують у середовищі інертного газу – так зване аргонно- чи, рідше, гелієво-дугове зварювання. Використовують як неплавкі (вольфрамові), так і плавкі електроди. Зварювання можна здійснювати і під шаром флюсу в автоматичному режимі. При ручному зварюванні застосовують також електроди з обмазками. Склад флюсів чи обмазок має забезпечувати хімічне зв'язування кисню повітря.

Газове зварювання виконують нейтральним ацетиленово-кисневим полум'ям. Надлишок кисню зумовлює утворення плівок оксидів, а ацетилену – пористості шва за рахунок вільного водню. В обох випадках якість шва знижується.

Передумовою доброї зварюваності є старанне очищення поверхонь, які з'єднуються, від бруду.

При нагріванні до $500...600^{\circ}\text{C}$ різко знижується міцність алюмінію і підвищується його крихкість. Щоб уникнути руйнування елементів у процесі зварювання під дією навантаження від власної маси чи легких ударів і невеликих переміщень, обов'язковим є надійне закріплення зварюваних деталей. Висока плинність алюмінієвих сплавів у розплавленому стані вимагає встановлення підкладки в місцях зварювання.

Необхідно зазначити, що для пластичних алюмінієвих сплавів з успіхом використовують холодне зварювання шляхом деформування.

4.3. З'єднання на болтах і заклепках

4.3.1. Загальні відомості

У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 10...30 мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм та більше. Довжина болтів зумовлена конструкцією з'єднання і може змінюватися у широких межах (рис. 4.17, а). Розмір головки болта під ключ найчастіше становить $1,5d$.

Розрізняють болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільшого використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Переважно використовують болти М20, а для дрібного фасонного прокату – М16 та М12. Встановлюють болти в отвори, діаметр яких більший за діаметр болтів на 3 мм (для зазначених діаметрів). Отвори формують в окремих з'єднуваних деталях шляхом пробивання чи свердлення. Тому при складанні спостерігається деяке неспівпадання осей отворів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

Болти підвищеної точності встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечуємо щільний контакт між болтом і стінкою отвору. При цьому отвори в усіх з'єднуваних деталях повинні накладатися, бо інакше не вдасться встановити болти. Тому отвори просвердлюють у зібраному й зафіксованому пакеті з'єднуваних елементів або попередньо просвердлюють чи пробивають отвори меншого діаметра в окремих деталях, а після збирання пакету розсвердлюють їх на проектний діаметр. Можливе свердлення отворів в окремих деталях відразу на проектний діаметр. Але тоді обов'язковим є використання кондукторів, які забезпечують точне розміщення отворів.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей. При цьому використання болтів з автоматної сталі у будівельних конструкціях не допускається, що необхідно зазначати на кресленнях. Доволі широко застосовують також сталі підвищеної міцності.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (наприклад, 4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге збільшений у 10 разів, - значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, класів міцності 5 і 6 — відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 — для болтів класу 10.9.

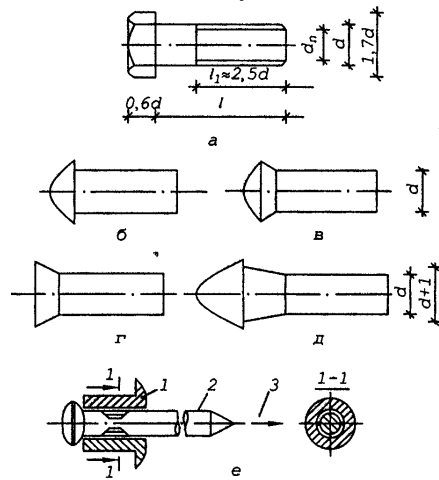


Рис. 4.17 - Болти та заклепки:
а – болт; заклепки з напівкруглою (б),
напівпотаємною (в), потаємною (г) та
підвищеною (д) закладними головками;
е – комбінована заклепка

Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. У місцях прилягання головок болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин з'єднаних елементів. Для закріплення гайок на постійних болтах застосовують контргайки чи пружинні шайби. Вид закріплення необхідно зазначати у проекті.

Високоміцні болти виготовляють лише з високо міцних сталей

40 Х Селект, 38 ХС Селект, 40 ХФА Селект, 30 ХЗМФ, 30 Х2НМФА та інших і піддають термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...4 мм.

Утворюють (пробивають чи свердлять) отвори в окремих деталях, тому при збиранні конструкцій має місце певне неспівпадання отворів.

Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднаних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання дешевших болтів грубої чи нормальної точності.

Для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фахверку найчастіше використовують самонарізальні болти, які мають спеціальний профіль для нарізання різьби в отворах з'єднуваних деталей під час загвинчування. Найпоширенішими є болти діаметром до 8 мм.

Анкерні (фундаментні) болти передають зусилля розтягу на фундамент. Сортамент анкерних болтів передбачає діаметри від 12 до 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні.

Останнім часом замість заклепкових з'єднань у сталевих конструкціях найчастіше застосовують високоміцні болти та зварювання. Заклепки використовують дуже обмежено, лише при значних динамічних та вібраційних навантаженнях, їх виготовляють з м'яких сталей (наприклад, Ст2закл., Ст3закл., 09Г2 та інші). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис. 4.17, б-д).

Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Заклепкове з'єднання утворюють у два етапи. Перший – осаджування стержня до повного заповнення отвору, другий – формування замикальної головки. При звичайних заклепках (рис. 4.17, б, в) щільне заповнення отвору забезпечується для пакетів товщиною до $3,5d$. Більші товщини вимагають осаджування з двох сторін, тобто частина металу закладної головки також повинна переходити в отвір. У цьому випадку використовують заклепки з підвищеною головкою і конічною частиною стержня (рис. 4.17, д).

Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають. При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до $650...700^{\circ}\text{C}$ (яскраво-червоне свічення), а при клепанні пневматичним молотком – до $1000...1100^{\circ}\text{C}$. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепання нагрівають до $1000...1100^{\circ}\text{C}$. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стержень і формують замикальну головку. Тобто деформування заклепок здійснюють при високих температурах, коли матеріал перебуває у пластичному стані. Охолоджуючись, заклепка вкорочується, стискаючи тим самим пакет. Як наслідок, між окремими з'єднуваними елементами виникають суттєві сили тертя, що поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для отримання якнайбільших сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту ($600...650^{\circ}\text{C}$), оскільки при переході аустеніту в ферит об'єм металу збільшується, а це знижує величину обтиску пакету. При дотриманні

цієї умови залишкові напруження натягу заклепки становлять 120...140 МПа.

У холодному стані заклепки ставлять за звичайних температур, коли матеріал має значну міцність. Тому для осаджування стержня і формування замикальної головки потрібні потужніші клепальні скоби. Натомість не потрібно нагрівати заклепки і витримувати їх під тиском. Тому холодне клепаання продуктивніше від гарячого. Зусилля натягу заклепок у цьому випадку менші (близько 20...60 МПа), оскільки виникають лише внаслідок пружної віддачі з'єднаних елементів, стиснутих клепаальною скобою.

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм (див. 4.3.7 та 4.17, е).

4.3.2. Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг

Найчастіше розтяг спостерігається у фланцевих з'єднаннях (рис. 4.18). При цьому використовують болти нормальної точності, а при значних зусиллях – високоміцні. Несучу здатність болта, не враховуючи концентрації напружень, можна записати:

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn}, \quad (4.27)$$

де R_{bt} – розрахунковий опір матеріалу болта розтягові; A_{bn} – площа перерізу стержня болта нетто, визначена за діаметром d_n (рис. 4.17, а).

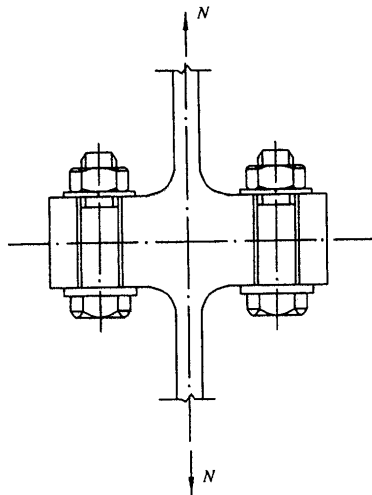


Рис. 4.18 - Болтове фланцеве з'єднання

Обчислюючи несучу здатність заклепки, у (4.27) підставляють відповідно розрахунковий опір матеріалу заклепки розтягу та площу перерізу стержня, обчислену за діаметром отвору.

Значення R_{bt} залежить від матеріалу, з якого виготовлено болт чи заклепку, і визначається згідно з табл. 6 додатка 6. Числове значення розрахункового опору болта є меншим, ніж розрахунковий опір розтягу аналогічного матеріалу в конструкції, що пояснюється наявністю концентрацій напружень поблизу головки та різьби.

Руйнуються болти чи заклепки у зонах найбільших концентрацій напружень: болти – у місці різьби, а заклепки – у місці з'єднання стержня з головкою (відривання головки).

Для передачі зусилля розтягу N необхідна така кількість болтів:

$$n = \frac{N}{N_{bt}}. \quad (4.28)$$

Отримане значення заокруглюють до більшого числа.

4.3.3. Робота і розрахунок болтів підвищеної точності та заклепок на дію зсувних зусиль

Для з'єднань, у яких елементи зсуваються один щодо іншого, спостерігається два види вичерпання несучої здатності: зріз стержня болта чи заклепки (рис. 4.19, а) та зминання металу (рис. 4.19, б). При зминанні металу стержень болта або заклепки згинається, що зумовлює його видовження і виникнення значних зусиль розтягу. Як наслідок, руйнування найчастіше відбувається у результаті обривання головки або розривання стержня болта у місці різьби.

Можливе руйнування і елементів, що з'єднуються. Внаслідок тиску стержня болта чи заклепки у матеріалі з'єднаних елементів можуть розвиватися значні пластичні деформації. При розміщенні болтів або заклепок поблизу краю з'єднаних елементів спостерігається сколювання матеріалу (рис. 4.20). Тому відстані від краю елемента до болта заклепки, а також між болтами обмежують.

Відповідно до схем роботи (рис. 4.19) при дії зсувних зусиль несучу здатність болта визначають:

за зрізом стержня:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b; \quad (4.29)$$

за зминанням:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b, \quad (4.30)$$

де R_{bs} , R_{bp} – розрахункові опори болта чи заклепки відповідно на зріз та зминання; A – розрахункова площа стержня болта, обчислена за його діаметром d (рис. 4.17, а), або площа заклепки, обчислена за діаметром отвору; n_s – кількість площин зрізу (на рис. 4.19, а, $n_s = 2$); $\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку; γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднання.

Розрахункові опори та коефіцієнти умов роботи приймають згідно з рекомендаціями норм.

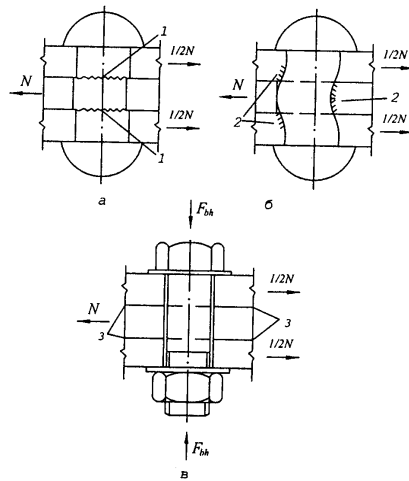


Рис. 4.19 - Розрахункові схеми болтових і заклепкових з'єднань при роботі на зсув: а – зріз стержня; б – зминання матеріалу; в – з'єднання за допомогою високоміцного болта; 1 – площини зрізу; 2 – поверхні зминання; 3 – площини тертя

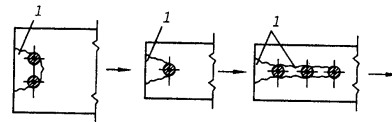


Рис. 4.20 - Форми руйнування з'єднаних елементів (і – лінії пластичних деформацій)

Проектуючи з'єднання, обов'язково перевіряють міцність з'єднаних елементів. Перевірку виконують за їхніми геометричними характеристиками нетто, враховуючи послаблення перерізу отворами.

Кількість болтів у з'єднанні обчислюють за формулою

$$n \geq \frac{N}{N_{b,\min}}, \quad (4.31)$$

де $N_{b,\min}$ – найменше зі значень розрахункових зусиль для одного болта, отримане за (4.29), (4.30).

4.3.4. Високоміцні болти. Робота і розрахунок у з'єднаннях, що працюють на зсув

Сили зсуву у з'єднаннях на високоміцних болтах, як це зазначено вище, передаються за рахунок тертя між поверхнями з'єднаних елементів, інтенсивно стиснених натягом болтів (рис. 4.19, в). Тобто несуча здатність болта Q_{bh} визначається силами тертя.

Для однієї поверхні тертя

$$Q_{bh} = F_{bh} \cdot \mu \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_h}, \quad (4.32)$$

де F_{bh} – зусилля натягу болта; μ – коефіцієнт тертя; γ_h – коефіцієнт надійності для з'єднання на високоміцних болтах.

Значення γ_b приймають, як і в (4.29) та (4.30).

Сила натягу болта обмежується його несучою здатністю на розтяг:

$$F_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bn}, \quad (4.33)$$

де R_{bh} – розрахунковий опір матеріалу високоміцного болта розтягу;
 A_{bh} – площа болта нетто.

Силу натягу болтів F_{bh} і спосіб її контролю обов'язково позначають на кресленнях.

Підставивши (4.33) в (4.32), отримаємо:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \mu \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_c}. \quad (4.34)$$

Суттєво впливає на несучу здатність болтового з'єднання стан контактних поверхонь, а відтак і коефіцієнт їх тертя між собою. Поверхні, додатково не підготовлені, мають найнижчі значення коефіцієнта тертя ($\mu = 0,25$). Відповідно несуча здатність такого з'єднання найменша. При старанній обробці значення коефіцієнта тертя можуть досягати $\mu = 0,58$. Пропорційно зростає і несуча здатність. Конкретні значення μ залежно від обробки поверхонь подані у нормах.

Треба зазначити, що у всіх випадках поверхні очищають від бруду, мастил, фарб тощо.

Необхідну кількість болтів у з'єднанні, що перебувають під дією сили зсуву, обчислюють за формулою

$$n = \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c}, \quad (4.35)$$

де k – кількість поверхонь тертя.

Таким чином, проектуючи з'єднання з більшою кількістю поверхонь тертя, можна зменшити кількість болтів і поліпшити техніко-економічні показники (вартість, металомісткість та трудомісткість).

Перевірку міцності з'єднаних елементів, послаблених отворами під болти, виконують при динамічних навантаженнях – за площею перерізу нетто A_n , а при статичних навантаженнях – за площею бруто A , коли $A_n \geq 0,85A$, або умовною розрахунковою площею $A_c = 1,18 A_n$ для значень $A_n < 0,85A$.

4.3.5. Розрахунок з'єднань на болтах і заклепках під дією різних силових факторів

На з'єднання часто діють такі силові фактори, як згинальні моменти та перерізувальні сили.

Під дією згинального моменту зусилля у болтах розподіляються пропорційно відстаням від центра ваги з'єднання до осей болтів (рис. 4.21). Найбільші сили діють у найвіддаленіших болтах.

Кожна пара болтів, розміщених симетрично відносно центра, сприймає частину згинального моменту:

$$M_{bi} = N_{bi} \cdot l_i,$$

а всі болти разом — повний момент:

$$M = m \sum_{i=1}^k M_{bi} = m \sum_{i=1}^k (N_{bi} \cdot l_i), \quad (4.36)$$

де N_{bi} — зусилля, які виникають у болтах; l_i — відстані між парами болтів, розміщеними симетрично відносно центра ваги з'єднання (див. рис. 4.21); k — кількість пар болтів; m — кількість рядів болтів (на рис. 4.21 $m = 2$).

Виходячи з пропорційності сил N_i відстаням l_i , можемо описати будь-яку з сил через найбільшу N_{b1} :

$$N_{bi} = N_{b1} \frac{l_i}{l_1}.$$

Підставляючи (4.37) у (4.36), отримаємо

$$M = m N_{b1} \frac{\sum_{i=1}^k l_i^2}{l_1}. \quad (4.38)$$

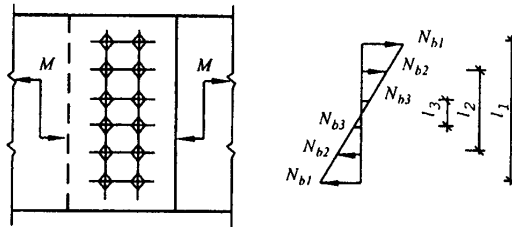


Рис. 4.21 - Розрахункова схема болтового з'єднання, на яке діє згинальний момент

Звідси, приймаючи $N_{bi} = N_{M,\max}$ та $l = l_{\max}$, найбільше можливе зусилля у болтах:

$$N_{M,\max} = \frac{M \cdot l_{\max}}{m \sum_{i=1}^k l_i^2}. \quad (4.39)$$

Умову міцності з'єднання на болтах підвищеної точності можна записати таким чином:

$$N_{M,\max} \leq N_{b,\min}, \quad (4.40)$$

де $N_{b,\min}$ – несуча здатність болта, прийнята за меншим зі значень, отриманим згідно з (4.29) і (4.30).

При дії перерізуювальної сили Q спрощено вважають, що зусилля у болтах розподіляються рівномірно. Таким чином, зусилля, що діє на один болт:

$$N_Q = \frac{Q}{n}, \quad (4.41)$$

де n – кількість болтів у з'єднанні.

Несучу здатність з'єднання вважають забезпеченою, якщо сила N_Q , яка діє на болт, не перевищує його несучої здатності:

$$N_Q \leq N_{b,\min}. \quad (4.42)$$

Розглянемо випадок одночасної дії на з'єднання осьової N і перерізуювальної Q сил та згинального моменту M (рис. 4.22). На болти діятимуть сили відповідно N_N , N_Q , N_M .

Силу N_N обчислюють аналогічно N_Q :

$$N_N = \frac{N}{n}. \quad (4.43)$$

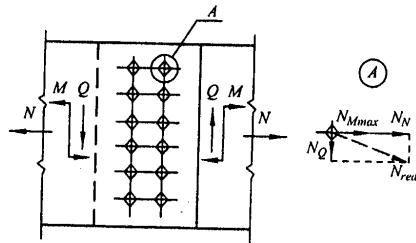


Рис. 4.22 - Розрахункова схема болтового з'єднання при поєднанні силових факторів

Сили N_M і N_N діють в одному напрямку, а N_Q – перпендикулярна їм (рис. 4.22). Звідси найбільше значення рівнодійної сили N_{red} і перевірка міцності:

$$N_{red} = \sqrt{(N_N + N_{M,\max})^2 + N_Q^2} \leq N_{b,\min}. \quad (4.44)$$

Аналогічно розраховують з'єднання на заклепках чи високоміцних болтах, а найбільше значення $N_{M,\max}$, N_N , N_Q чи N_{red} порівнюють з несучою здатністю заклепки чи високоміцного болта.

4.3.6. Основні конструктивні вимоги

У межах одного конструктивного елемента використовують болти чи заклепки однакового діаметра. Для легких конструкцій рекомендуються діаметри до 20 мм, для середніх – 20...24 мм, важких – 24...30 мм.

Розкручуванню болтових з'єднань запобігають встановленням додаткових гайок (контргайок) чи пружинних шайб. Заварювати гайки з цією метою не можна. Якість встановлення постійних болтів перевіряють простукуванням. При цьому болти та гайки не повинні зміщуватися чи вібрувати.

Обов'язковою є щонайвища щільність з'єднання (навіть для конструкцій, до яких не висувають вимог герметичності). Наявність щілин знижує довговічність конструкцій, бо корозія металу в них відбувається надзвичайно інтенсивно. Щільність з'єднання перевіряють щупом товщиною 0,3 мм. Всі уступи та нерівності, які не дають змоги забезпечити щільне з'єднання деталей, видаляють механічною обробкою.

Аналогічними є вимоги до з'єднань на заклепках. Стержень заклепки після клепаання повинен щільно заповнювати отвір, головки заклепок мають бути правильно сформовані, посаджені центрально відносно осі стержня, щільно прилягати до поверхні конструкції і відповідати діаметру заклепки.

Перед складанням з'єднань на високоміцних болтах перевіряють стан поверхонь деталей і його відповідність проекту. Під головки і гайки високоміцних болтів встановлюють термічно оброблені шайби. Перепад поверхонь з'єднуваних деталей не має перевищувати 0,5 мм. При перепадах 0,5...3,0 мм на деталі, що виступає, механічною обробкою створюють скіс з нахилом 1:10. Використовувати кисневе та дугове різання у цьому випадку заборонено. Перепади, що перевищують 3 мм, заповнюють прокладками. Заданий проектом натяг високоміцних болтів забезпечується затягуванням гайок динамометричними ключами з контролем крутного моменту чи кута повороту ключа. Відхилення зусилля натягу в менший бік не допускається. Проконтролювавши зусилля, головки болтів фарбують, а з'єднання шпаклюють по контуру.

Відстані між центрами болтів чи заклепок до інших елементів або ребер приймають такими, щоб забезпечити можливість роботи гайковими ключами, механізованими інструментами, клепальними скобами або молотками. Розміщують осі болтів і заклепок на прямих лініях – рисках. Риски орієнтують паралельно та перпендикулярно до осі елемента (рис. 4.23). Відстані між центрами болтів вздовж риски називають кроком. Прив'язки риск приймають кратними 5 мм. Розміщення риск для прокатних профілів нормоване сортаментом.

У всіх випадках обмежують як найменшу, так і найбільшу відстань між осями болтів чи заклепок. Найменші відстані диктуються можливістю влаштування з'єднання (роботи інструментом) та необхідністю уникнути руйнування з'єднуваних елементів (див. рис. 4.20).

Найбільші — вимогою забезпечення щільності з'єднання та стійкістю елементів при стиску. Числові значення відстаней наведені в нормах (див. також табл. 4.1).

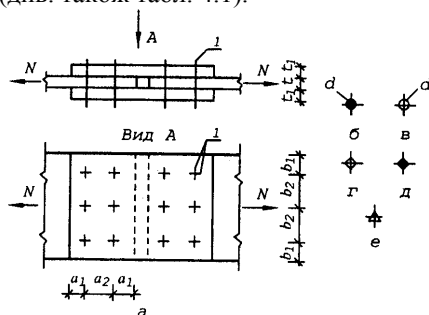


Рис. 4.23 - Розміщення рисок болтів і заклепок (а) та їх умовні позначення (б – е): б – отвір; в – заклепка; г – болт потайний грубої чи підвищеної точності; д – тимчасовий болт; е – високоміцний болт; 1 – риси

У монтажних з'єднаннях, коли болти лише фіксують конструкції (конструктивні болти), відстані між ними приймають близькими до максимальних. Коли ж болти є розрахунковими і передають значні зусилля, то їх розміщують на мінімальних відстанях. Це дає змогу зменшити розміри накладок і металомісткість конструкції.

Таблиця 4.1 – Конструктивні вимоги до розміщення болтів і заклепок у сталевих конструкціях

Характеристика відстані	Відстань при розміщенні болтів
Відстані між центрами болтів чи заклепок у будь-якому напрямку:	
найменші	$2,5d^*$
найбільші у крайніх рядах при відсутності об'ємлення з кутників (розтяг і стиск)	$8d$ або $12t$
найбільші у середніх рядах, а також у крайніх при наявності об'ємлення з кутників	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
Відстані від центрів болтів і заклепок до країв елементів:	
найменші вздовж зусилля	$2d$
такі ж поперек зусилля	
при обрізних краях	$1,5d$
при прокатних краях	$1,2d$
найбільші	$4d$ або $8t$
найменші для високоміцних болтів	$1,3d$

* При межі текучості сталі з'єднуваних елементів понад 380 МПа приймати 3б;
б – діаметр отвору; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента.

Розміщують болти і у шаховому порядку. Найменшу відстань між їхніми центрами приймають $a + 1,5d$, де a – відстань між рядами поперек зусилля. При такому розміщенні площу перерізу елемента, необхідну для перевірки міцності, визначають з урахуванням послаблення його отворами лише в одному з перерізів, перпендикулярних до напрямку дії зусилля.

У кріпленнях одного елемента до іншого через проміжні прокладки, а також у кріпленнях з односторонніми накладками через наявність не врахованих розрахунком ексцентриситетів та значною нерівномірністю розподілу сил кількість болтів чи заклепок збільшується порівняно з розрахунком на 10%.

З тих же міркувань при застосуванні у з'єднаннях коротких обрізків кутників для кріплення виступаючих полиць кутників чи швелерів необхідно збільшувати розрахункову кількість болтів і заклепок, якими кріпляться ці обрізки, на 50 %.

4.3.7. Особливості болтових та заклепкових з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Заклепкові з'єднання в алюмінієвих конструкціях використовують значно ширше, ніж у сталевих. Вони добре працюють як при статичних, так і динамічних навантаженнях.

Виконують заклепкові з'єднання у холодному стані. При цьому матеріал заклепки повинен бути достатньо пластичним (наприклад, застосовують сплави АД1Н, АМг2Н, АМг5М, АВТ). За формою розрізняють заклепки з потайними закладними головками та з виступними. Обриси виступних головок найрізноманітніші – від сферичних чи конічних до фігурних. На головки наносять шифр, який свідчить про марку сталі заклепки.

Найпоширеніші діаметри заклепок 8...20 мм (з кроком 2 мм). Діаметри отворів повинні перевищувати діаметри заклепок на 0,2...1 мм (відповідно 8,2; 10,2; 12,35; 14,4; 16,55; 18,6; 21 мм).

Товщина пакету з'єднуваних елементів не має перевищувати чотирьох діаметрів заклепки, а в монтажних з'єднаннях – п'яти.

Для забезпечення корозійної стійкості заклепки виготовляють зі сплаву, близького до матеріалу конструкції.

При з'єднанні тонких листів, якщо підхід з інструментом можливий лише з одного боку, використовують так звані комбіновані заклепки (див. рис. 4.17, є). Деталі заклепки виконують з таких матеріалів: заклепку 1 діаметром 4,8 мм — з алюмінієвого сплаву марки СвАМЗ; стержень 2 діаметром 2,5 мм – з оцинкованого сталевого дроту марки 45. Товщина з'єднуваного пакету не повинна перевищувати 3

мм. Встановлюють заклепку в отвір діаметром 5 мм. її замикальна головка формується головкою стержня при переміщенні його в напрямку 3. Після цього вільний кінець стержня обламують. Болти найчастіше використовують, коли під час експлуатації необхідно розбирати з'єднання та при утрудненому доступі до місця з'єднання тощо. Болти виготовляють з того ж чи міцнішого сплаву, що й з'єднувані елементи, або зі сталі. Перспективним є використання високоміцних болтів. На сталеві болти обов'язково наносять захисне покриття.

Широко використовують болти з кільцями, що обтискуються на різьбовій частині, так звані болти-заклепки, чи локболти. Болти виконують зі сталі (ЗОХГСА, 16ХСН) або міцних алюмінієвих сплавів (В94, Діб, В95), а кільця – з пластичних сплавів (В65, АВ, Д18).

З успіхом використовують також самонарізані болти.

Розраховують з'єднання, як це викладено вище для сталевих болтів та заклепок, підставляючи відповідні розрахункові опори. При використанні сталевих високоміцних болтів необхідно пам'ятати, що алюмінієві сплави та сталь мають різні коефіцієнти лінійного розширення, тому в умовах великої амплітуди зміни температур виникають додаткові температурні напруження, що збігаються чи не збігаються за знаком з напруженими від натягу. Це явище необхідно врахувати, призначаючи значення попереднього натягу болта, щоб уникнути залишкових деформацій.

Відстані між центрами болтів і заклепок обмежують, як і для сталевих конструкцій. Їхні числові значення наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Конструктивні вимоги до розміщення болтів і заклепок у конструкціях з алюмінієвих сплавів

Характеристика відстані	Відстань
Між центрами у будь-якому напрямку:	
найменші	Для заклепок $3d$
найбільші	Для болтів $3,5d$
у крайніх рядах при відсутності обрамлення з кутників	$5d$ або $10d$
при наявності такого обрамлення в крайніх рядах у випадку розтягу	$12d$ або $20t$
при наявності такого обрамлення в крайніх рядах, а також у середніх рядах у випадку стиску	$10d$ або $14t$
Від центра заклепки чи болта до краю елемента:	
найменші вздовж зусилля та по діагоналі	$2,5d$
найменші поперек зусилля при обрізних краях	$2,5d$
найменші поперек зусилля при прокатних краях	$2d$
найбільші	$6t$

Позначення d і t , як у табл. 4.1.

ГЛАВА 5. КОНСТРУКЦІЇ БАЛКОВИХ КЛІТОК

5.1. Загальна характеристика балок і балкових кліток

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, що працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Це одні з найпоширеніших конструкцій, які використовують як несучі елементи в перекриттях і покрівлях будівель та споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, у мостах тощо. Балки застосовують як при малих (наприклад, прогони легких покрівель), так і значних навантаженнях (балки мостів, підкранові балки тощо).

Найраціональнішими є балки довжиною до 20 м, хоча при інтенсивних навантаженнях ділянка раціональних прольотів збільшується. Так, з успіхом експлуатуються балкові мости з прольотами до кількох сотень метрів.

За статичною схемою балки поділяють на однопролітні розрізні, консольні та нерозрізні багатопролітні (рис. 5.1). За витратою металу ефективнішими є нерозрізні та консольні балки. Але трудомісткість їх виготовлення та монтажу вища, ніж однопролітних.

Найчастіше проектують металеві балки двотаврового перерізу (рис. 5.2). Такий переріз економічний щодо витрати металу і зручний у конструюванні. Застосування двостінних балок виправдано лише при наявності значних крутних моментів. Легкі балки часто виготовляють зі швелерів (наприклад, прогони). Економічними є й балки з перфорованою стінкою, які виготовляють шляхом розрізування прокатних двотаврів по ламаній лінії з подальшим зварюванням виступних частин.

Залежно від прольоту і навантаження балки виготовляють: з прокатних, пресованих та гнутих профілів (рис. 5.2, а, б, в) і складеного перерізу (рис. 5.2, г, д).

Проектуючи конструкції, необхідно пам'ятати, що балки складеного перерізу дорожчі й трудомісткіші, їх використання обгрунтоване лише тоді, коли прокатні чи гнуті профілі не задовольняють вимоги міцності, жорсткості, стійкості тощо.

Серед балок складених перерізів більш економічними є балки, в яких елементи перерізу з'єднані зварюванням. Трудомісткість виготовлення клепаних балок вища приблизно на 20 %, а металомісткість – на 15 %. Застосування клепаних балок доцільне при значних змінних та динамічних навантаженнях, оскільки вони краще витримують дію таких навантажень.

З метою економії рекомендується використовувати у найбільш напружених ділянках поясів сталі підвищеної міцності, виконуючи всі

інші частини з менш міцної вуглецевої сталі (так звані бісталеві балки). Знаходять застосування і попередньо напружені металеві балки, які внаслідок внутрішнього перерозподілу зусиль і використання високоміцних сталей мають зменшену металомісткість і вищу жорсткість.

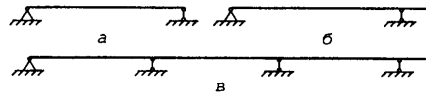


Рис. 5.1 - Найпоширеніші статичні схеми балок:
а – однопролітна розрізна; б — консольна; в – багатопролітна нерозрізна

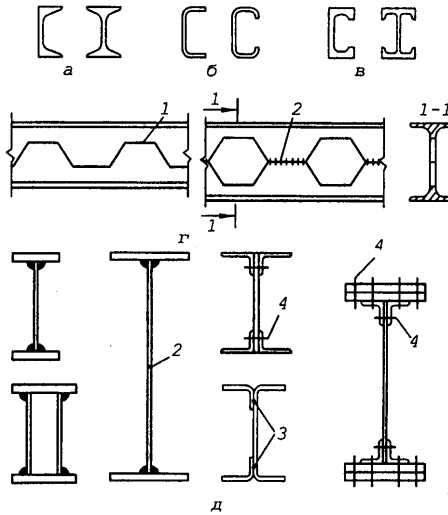


Рис. 5.2 - Приклади найпоширеніших перерізів балок:
а – прокатних; б – гнутих; в – пресованих; г – з перфорованою стінкою; д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – стиковий шов; 3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (наприклад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (так званих балкових кліток). Поверх балкових кліток влаштовують настил.

Розглянемо найбільш поширені типи балкових кліток.

Спрощений (рис. 5.3, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Тут корисне навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 5.3, б) містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що спираються на головні. Корисне наван-

таження настилом передається на балки настилу, які, в свою чергу, передають його на головні, а ті — на опори.

Ускладнений тип (рис. 5.3, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Ланцюжок передачі навантаження такий: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор (наприклад, колони).

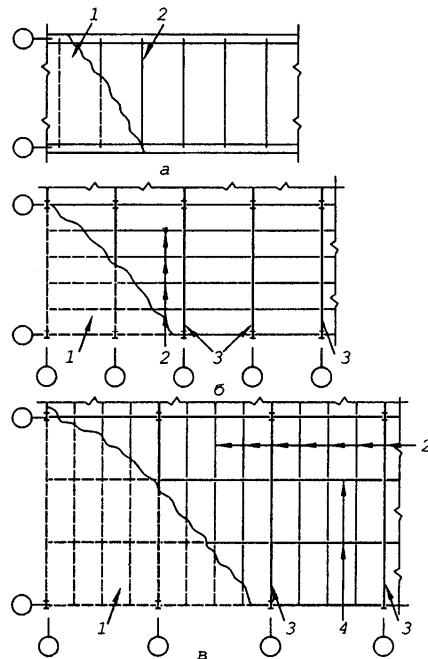


Рис. 5.3 - Типи балкових кліток: а – спрощений; б – нормальний; в – ускладнений; 1 — настил; 2 — балки настилу; 3 – головні балки; 4 – допоміжні балки

ше при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балкової клітки:

спирання зверху (поверхове розміщення балок) – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних. З'єднання найбільш зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття (рис. 5.4, а);

приєднання збоку — другорядні балки приєднують до основних збоку через ребра жорсткості чи опорні столики (рис. 5.4, б, в, г). Застосовується при обмеженій висоті перекриття.

Найпоширенішим і найдешевшим є спрощений тип балкової клітки. Його застосування доцільне при малих прольотах, коли балки можуть бути виконані з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу.

Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металевому і 2.0...3.5 м – при залізобетонному.

Ускладнений тип застосовують порівняно рідко, ли-

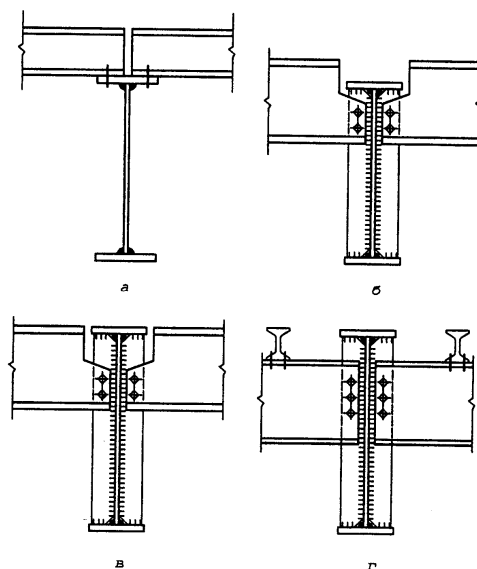


Рис. 5.4 - Типи спряжень балок: спирання зверху (а), збоку: підвищене (б), на одному рівні (в), знижене (г)

5.2. Настили

Основним типом настилів є монолітний і збірний залізобетон. Дерев'яні настили використовують обмежено через малу довговічність. Сталеві настили зумовлюють збільшення витрат металу і тому допускаються лише при належному техніко-економічному обґрунтуванні. Найчастіше їх використовують у металургійній та хімічній промисловостях, для яких характерні підвищена температура і агресивність середовища.

Розглянемо лише сталеві настили. Інші вивчають у відповідних курсах.

Для настилів найчастіше використовують сталеві листи за товщиною 6...14 мм. При товщинах 6... 10 мм використовують листи з рифами на поверхні (рифлені, ромбічні або чечевичні), а при більших – гладкі. Поверх гладкого сталевого настилу обов'язково влаштовують нековзку підлогу. Настили майданчиків, розміщених у приміщеннях вибухово небезпечних підприємств, доцільно виконувати наскрізними та з матеріалів, що не дають іскор. При невеликих навантаженнях (3...7 КПа) і прольотах (500...1400 мм) використовують просічно-витяжну сталь. У ряді випадків, коли це зумовлено технологічними вимогами

(наприклад, поблизу обладнання та комунікацій), настил роблять знімним.

Товщину плоских настилів обчислюють залежно від навантаження, відносних граничних прогинів f/l (де f – прогин, а l – проліт настилу) та статичної схеми.

У незнімних конструкціях настили приварюють до балки. Під навантаженням у них виникають напруження як від згину, так і від розтягу (рис. 5.5). При співвідношенні $l/t \leq 50$ (де t – товщина настилу) настил жорсткий і напруження від розтягу незначні. Навпаки, при $l/t \geq 300$ настил гнучкий і незначним є напруження від згину. У будівництві найчастіше використовують настили зі співвідношенням $50 < \frac{l}{t} < 300$, коли напруження від розтягу і згину співмірні. У цьому випадку для обчислення потрібної товщини настилу чи найбільшого його прольоту можна скористатися рівнянням Тимошенка-Телояна:

$$\frac{l}{f} = \frac{4 \cdot n_0}{16} \left(1 + \frac{76E}{(1-\nu^2)n_0^4 g_n} \right), \quad (5.1)$$

де $n_0 = \frac{l}{f}$ – відношення прольоту настилу до граничного значення його прогину; g_n – нормативне навантаження; ν – коефіцієнт Пуассона (для сталі $\nu = 0,3$).

У графічній формі рівняння (5.1) подано на рис. 5.5, г.

Горизонтальну опорну реакцію, на дію якої необхідно розрахувати шви кріплення настилу до балок, обчислюють за формулою

$$H = 0,25\pi^2 \left(\frac{1}{n_0} \right)^2 \frac{E \cdot t \cdot g}{(1-\nu^2)g_n}. \quad (5.2)$$

5.3. Прокатні, гнуті та пресовані балки

Найпоширенішими і найекономічнішими типами профілів балок є прокатні двотаври та швелери, гнуті швелери та пресовані профілі, близькі за формою до двотаврів чи швелерів. В умовах плоского згину ефективніші двотаврові та подібні до них профілі. Швелери асиметричні, а тому їх згин супроводжується скручуванням, водночас вони краще працюють на косий згин. Окрім цього, відносно ширша, ніж у двотаврів полочка створює певні конструктивні зручності при спирах на них настилів.

5.3.1. Визначення поперечного перерізу

Згідно з чинним сортаментом у профілів, які використовують для балок, місцева стійкість елементів перерізу найчастіше забезпечена. Винятком є лише гнуті профілі. Загальна стійкість балки забезпечується настилом, що спирається і кріпиться до неї по всій довжині. Тому добір перерізу виконують, використовуючи рівняння міцності (3.26). Обчисливши найбільший згинальний момент у балці M_{\max} та призначивши марку матеріалу і його розрахунковий опір R_y , визначають потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.3)$$

Далі, згідно з сортаментом, встановлюють найближчий номер профілю, момент опору якого не менший за потрібний.

Визначивши розміри профілю, перевіряють міцність стінки на зріз від дії найбільшої поперечної сили Q_{\max}

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.4)$$

де S та I – відповідно статичний момент половини перерізу та момент інерції всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу. Коли умова міцності (5.4) не задовольняється, необхідно збільшити номер профілю і повторити перевірку.

Для допоміжних балок в ускладненому типі балкової клітки необхідно виконати перевірку міцності стінки у місці прикладення зосередженої сили (найчастіше опорної реакції балки настилу):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.5)$$

де F – сума опорних реакцій балок настилу чи інших конструкцій, що спираються у даному місці на допоміжну балку; $l_{ef} = b + 2t_f$ – розрахункова довжина, на якій розподіляється місцевий тиск (рис. 5.6); b – ширина опори конструкції, спертої на допоміжну балку; t_f – товщина полочки допоміжної балки, обчислена у місці її з'єднання зі стінкою (рис. 5.6).

Стінка балки у місці з'єднання з полочкою повинна мати достатню міцність щодо дії зведених напружень:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.6)$$

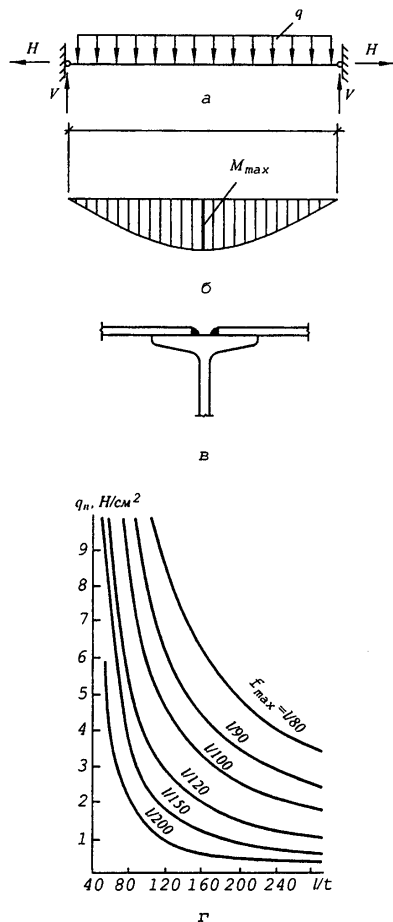


Рис. 5.5 - Розрахунок настилів:
а – розрахункова схема; б – епюра
згинальних моментів;
в – конструкція кріплення настилу до
балки; г – граничні навантаження на
настил

но-пластичній стадії, трансформували (5.3) згідно з рекомендаціями, запропонованими у 3.8.2 і рівнянні (3.33):

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (5.9)$$

де $\sigma_x = \frac{M \cdot h_w}{2I_n}$ – нормальні напруження у місці з'єднання;
 $\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ – середні дотичні напруження у стінці;
 $h_w = h - 2t_f$ – розрахункова висота стінки; h – висота перерізу балки.

Якщо стиснений пояс балки недостатньо закріплений (наприклад, головні та допоміжні балки в ускладнених типах балкових кліток чи балки настилу при рухомому приєднанні настилу), перевіряють загальну стійкість балки згідно з (3.40):

$$\frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (5.7)$$

Для перевірки жорсткості необхідно обчислити прогин балки і порівняти його з граничним значенням f_u :

$$f \leq f_u \quad (5.8)$$

Якщо всі перевірки задовольняються, переріз вибрано правильно. Якщо ж ні, треба збільшити номер профілю і повторити розрахунок.

При значних запасах жорсткості (умова (5.8), особливо для нерозрізних балок), доцільно допустити роботу балки у пружно-пластичній стадії, трансформували (5.3) згідно з рекомендаціями, запропонованими у 3.8.2 і рівнянні (3.33):

Тим самим зменшується витрата сталі. Але всі подальші перевірки, а також додаткові умови, викладені у 3.8.2, повинні задовольнятися.

Добираючи переріз, треба пам'ятати, що робота у пружно-пластичній стадії можлива лише для балок зі сталей, які мають межу текучості до 580 МПа.

Прокатні та пресовані перерізи здебільшого мають таку форму, що місцева стійкість окремих їх елементів (стінки, полицок) забезпечена. Для гнутих профілів необхідно перевіряти місцеву стійкість стінки та стиснутої полицки, про що йтиметься нижче.

5.4. Балки складеного перерізу

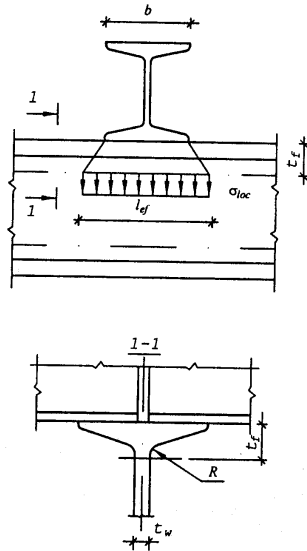


Рис. 5.6 - Розрахункова схема для обчислення місцевих напружень

Основні форми перерізу таких балок зображені на рис. 5.2. Вони складаються з полицок (поясів) та стінки, з'єднаних між собою в єдиний переріз. Як зазначалося, найпоширенішою є двотаврова форма перерізу, утворена з трьох листів шляхом зварювання.

Добираючи переріз такої балки, у першу чергу визначають її висоту, яка повинна задовольняти вимоги якнайменшої матеріаломісткості конструкції, достатньої жорсткості та не перевищувати габарити, передбачені архітектурно-конструктивними рішеннями будівлі.

5.4.1. Оптимальна висота перерізу

Проектуючи будь-яку конструкцію, у тому числі й балку, крім вимог достатньої несучої здатності та жорсткості необхідно задовольняти також вимогу щонайменшої її матеріаломісткості.

Розглянемо, як змінюватиметься металомісткість балки зі зміною її висоти h .

Загалом витрати металу на балку G дорівнюватимуть сумі витрат на стінку G_w та полицки G_f :

$$G = G_w + G_f, \quad (5.10)$$

де G , G_w , G_f – маси, що відповідають 1 м довжини балки.

Масу полицок можна обчислити у такій послідовності. Згинальний момент M сприймається одночасно полицками і стінкою, тобто на полицки припадає деяка його частина c : $M_f = c \cdot M$. (5.11)

Замінімо згинальний момент M_f парою сил N_f , прикладених на рівні центрів полицок. Звідси зусилля в полицках становлять

$$N_f = \frac{M_f}{h}, \quad (5.12)$$

де h – плече прикладення сил N_f , що зрівноважують згинальний момент M_f , наближено рівне висоті перерізу (фактичне плече дорівнює $h - t_f$, але через незначну товщину полицки порівняно з висотою h нею можна нехтувати). Звідси площа кожної з полицок

$$A_f = \frac{N_f}{R_y \gamma_c} \quad (5.13)$$

$$G_f = 2 \cdot A_f \cdot \rho \cdot \varphi_f, \quad (5.14)$$

де ρ – густина металу; φ_f – конструктивний коефіцієнт, який враховує вплив на загальну масу полицок наявних стиків, накладок, змін перерізу тощо.

Підставивши у (5.14) рівняння (5.11)-(5.13), остаточно отримуємо:

$$G_f = \frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{h R_y \gamma_c}. \quad (5.15)$$

Отже, зі збільшенням висоти перерізу маса полицок зменшується (рис. 5.7).

Характер зміни не є лінійним, оскільки від зміни висоти залежить розподіл згинального моменту між стінкою і полицками. Коефіцієнт φ_f також дещо коливається.

Аналогічно витрата металу на стінку:

$$G_w = A_w \cdot \rho \cdot \varphi_w, \quad (5.16)$$

де $A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки; φ_w – конструктивний коефіцієнт, що відповідає за змістом φ_f .

Окрім цього, φ_w враховує додаткову витрату металу на ребра жорсткості.

Приймаючи з невеликою похибкою $h_w = h$ і підставляючи у (5.16), отримаємо

$$G_w = h \cdot t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w. \quad (5.17)$$

Таким чином, зі збільшенням висоти перерізу маса стінки зростає (див. рис. 5.7).

На підставі (5.10), (5.15) та (5.17) можемо записати:

$$G = \frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{h \cdot R_y \cdot \gamma_c} + h \cdot t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w. \quad (5.18)$$

Загальний вигляд графіка (5.18) також зображений на рис. 5.7.

Шукаючи h_{ef} як мінімум функції (5.18), прирівнюємо її похідну по h нулеві:

$$\frac{dG}{dh} = 0, \quad (5.19)$$

або

$$\frac{-2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{R_y \cdot \gamma_c \cdot h^2} + t_w \cdot \rho \cdot \varphi_w = 0. \quad (5.20)$$

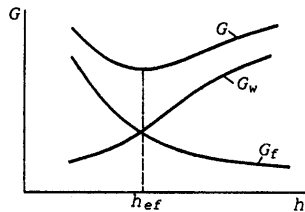


Рис. 5.7 - Характер зміни металомісткості балки G та окремих її частин (стінки G_w і полиць G_f) залежно від висоти

$$\text{Звідси } h = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot M \cdot \rho \cdot \varphi_f}{R_y \cdot \gamma_c \cdot t_w \cdot \varphi_w}}. \quad (5.21)$$

$$\text{Підставляючи } \frac{M}{R_y \gamma_c} = W,$$

$$\sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot \varphi_f}{\varphi_w}} = k, \quad h = h_{ef}, \quad \text{отримаємо}$$

$$h_{ef} = k \sqrt{\frac{W}{t_w}}, \quad (5.22)$$

де h_{ef} – оптимальна висота; W – статичний момент опору перерізу балки; k – загальний конструктивний коефіцієнт, який враховує описані вище параметри і має такі значення:

Таблиця 5.1

Конструкція балки	Постійний переріз полиць	Змінний переріз полиць
На зварюванні	1,1	1,0
На заклепках	1,25	1,0

З існуючого досвіду проектування товщину стінки (мм) можна приймати:

$$t_w = 7 + 0,003 \cdot h, \quad (5.23)$$

де в першому наближенні $h \approx \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right)l$; l – проліт балки.

Момент опору перерізу W , необхідний для забезпечення несучої здатності балки, знаходять за умовою міцності щодо нормальних напружень:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.24)$$

При цьому попередньо обчислюють найбільше значення згинального моменту M_{\max} , призначають матеріал конструкцій і його розрахунковий опір та значення коефіцієнта умов роботи γ_c .

Висота перерізу балки h_{ef} найвигідніша з огляду на витрати матеріалу. Як зменшення, так і збільшення висоти проти h_{ef} призводить до перевитрат металу. На підставі рис. 5.7 можна зазначити, що в оптимально запроектованій балці маси двох полиць G_f та стінки G_w з деталями, що їм відповідають, повинні бути однаковими чи близькими. Окрім цього, функція (5.19) поблизу свого мінімуму змінюється повільно. Це дає змогу компоувати переріз відповідно до сортаменту на листову сталь, уникаючи її поздовжнього різання та пов'язаних з цим додаткових витрат. Переважно відхилення висоти балки від H_{ef} не повинні перевищувати 10...15 %, інакше відчутним стає зростання витрат сталі.

5.4.2. Найменша висота

Найменша висота перерізу балки зумовлена вимогою забезпечення необхідної жорсткості. Розглянемо статично визначену балку на двох опорах прольотом l , завантажену рівномірно розподіленим навантаженням g . Прогин такої балки під дією нормативного навантаження g_n становить

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot l^4}{E \cdot I}. \quad (5.25)$$

де E – модуль пружності матеріалу балки; I – момент інерції її перерізу відносно центральної осі.

Підставляючи $M_n = \frac{g_n \cdot l^2}{8}$, отримаємо

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot l^2}{E \cdot I}. \quad (5.26)$$

Знаючи, що $I = \frac{1}{2} W \cdot h$, маємо

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{M_n \cdot l^2}{E \cdot W \cdot h}. \quad (5.27)$$

Оскільки $\frac{M_n}{W} = \sigma_{n,\max}$ і виходячи з умови міцності

$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = R_y \gamma_c$, знаходимо $\sigma_{n,\max}$ через співвідношення

$$\frac{\sigma_{n,\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{M_n}{M}:$$

$$\sigma_{n,\max} = \frac{M_n}{M} = R_y \gamma_c. \quad (5.28)$$

Знаючи, що $M = \frac{1}{8} g l^2$ та $M_n = \frac{1}{8} g_n l^2$, тобто $\frac{M_n}{M} = \frac{g_n}{g}$,

отримуємо $\sigma_{n,\max} = \frac{g_n}{g} R_y \gamma_c$. Підставляючи у (5.27), дістаємо

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l^2}{E \cdot h} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (5.29)$$

Приймаючи прогин f рівним його граничному значенню f_u , згідно з розділом 10 доповнень до СНиП 2.01.07-85 отримуємо

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l^2}{E \cdot h_u} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (5.30)$$

Щоправда, у зазначених нормах граничні прогини подані у вигляді співвідношення f_u / f . Використовуючи його,

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot l}{E \cdot \left(\frac{f_u}{f} \right)} \cdot \frac{g_n}{g}. \quad (5.31)$$

Отримана висота є найменшою для забезпечення необхідної жорсткості при повному використанні міцності матеріалу (тобто коли

максимальні напруження досягають значень розрахункового опору металу).

При більшій висоті перерізу балка матиме запас жорсткості ($f < f_u$). Зменшення висоти зумовлює неповне використання міцності матеріалу. При $f < f_u$ максимальні напруження не досягнуть значень розрахункового опору матеріалу і відповідно зростуть витрати металу. Причому навіть невелике зменшення висоти проти h_{\min} спричинює суттєві додаткові витрати матеріалу. Такий варіант може бути прийнятий, якщо проектування будівлі ведеться паралельно з її будівництвом і значення h_{\min} перевищують конструктивну висоту, визначену в процесі архітектурно-конструктивного komponування.

Остаточно висоту балки приймають не меншою за h_{\min} і якнайближчою до h_{ef} .

5.4.3. Визначення поперечного перерізу балок

У цьому підручнику розглядатимемо лише найпоширеніші зварні балки. При проектуванні балок на заклепках, болтах та інших видах з'єднань необхідно звертатися до спеціальної літератури.

У першу чергу визначають висоту стінки балки h_w . При цьому керуються значенням висоти перерізу, отриманим раніше.

З достатньою точністю можна прийняти

$$h_w = h. \quad (5.32)$$

В одночас, величина h_w обов'язково повинна відповідати значенням, передбаченим сортаментом. Це дає змогу уникнути непродуктивних витрат праці та матеріалів на різання металу та його подальшу обробку. Необхідно також пам'ятати, що ходова ширина металевого листового прокату не перевищує 2000...2400 мм. При більшій висоті стінки передбачають стикове з'єднання.

Товщину стінки визначають з умов міцності та стійкості. Найменша товщина з умови міцності становить

$$t_{w,\min} = 1,5 \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}. \quad (5.33)$$

Отримане значення заокруглюють до найближчої більшої величини згідно з сортаментом.

Далі оцінюють місцеву стійкість стінки за величиною умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (5.34)$$

При відсутності рухомого навантаження найбільшим значенням умовної гнучкості, за якого стінка стійка, є $\bar{\lambda} < 3,2$; при рухомому характері навантаження $\bar{\lambda} < 2,2$.

Але якщо за основу взяти ці значення, то стінку доведеться виконувати дуже товстою, тобто неекономно витратиться метал. Тому стінки проектують переважно більш гнучкими, зміцнюючи їх поперечними ребрами жорсткості. Однак при дуже високих значеннях гнучкостей виникає потреба ще й у додаткових поздовжніх ребрах. Це різко збільшує обсяг зварювальних робіт, їх трудомісткість, а відповідно й вартість. Тому поздовжніх ребер уникають. Потреба у поздовжніх ребрах найчастіше виникає при значеннях умовної гнучкості $\bar{\lambda} > 4,8$.

Виходячи з вимог забезпечення місцевої стійкості стінки, задовільні результати отримують також за формулою (5.23).

Загалом доцільно приймати стінку якнайтоншою. Це дає змогу економити метал за рахунок раціональнішого його розподілу у перерізі, а саме вищої концентрації у полицках.

Визначивши розміри стінки, добирають полицки. При цьому виходять з потрібного моменту опору перерізу балки:

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.35)$$

Оскільки найчастіше переріз приймають симетричним, то можливе обчислення потрібного моменту інерції перерізу

$$I = W \cdot \frac{h}{2}. \quad (5.36)$$

Водночас момент інерції всього перерізу I складається з моментів інерції полицок I_f та стінки I_w :

$$I = I_f + I_w, \quad (5.37)$$

де $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$ можна обчислити за відомими h_w, t_w . Звідси потрібний момент інерції полицок

$$I_f = I - I_w. \quad (5.38)$$

Нехтуючи складовою моменту інерції полицок відносно власних центральних осей симетрії, можемо записати

$$I_f = 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2, \quad (5.39)$$

або
$$I_f = \frac{1}{2} \cdot A_f \cdot h^2,$$

де $h \approx h_w$.

Таким чином, отримуємо можливість обчислити потрібну площу однієї полицки:

$$A_f = 2 \cdot \frac{I_f}{h^2}. \quad (5.40)$$

Розміри полицки, які забезпечували б потрібну площу, приймають, керуючись сортаментом. Але при цьому, як і у випадку зі стінкою, необхідно врахувати вимоги загальної стійкості балки та місцевої стійкості стисненої полицки.

Для забезпечення загальної стійкості балки полицки повинні бути достатньо широкими. Нормами встановлено граничне значення співвідношення $\frac{l_{ef}}{b_f}$ (де l_{ef} – розрахункова довжина балки; b_f – ширина полицки), при якому гарантована загальна стійкість балки і зникає потреба у її перевірці.

У дуже широких балках напруження нерівномірно розподіляються по ширині полицки. Вузькі балки потребують частого розкріплення. Тому в будівельній практиці найчастіше приймають

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right) h. \quad (5.41)$$

З метою забезпечення місцевої стійкості стисненої полицки обмежується величина її звису b_{ef} . В умовах пружних деформацій

$$b_{ef} \leq 0,5 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.42)$$

де t_f – товщина полицки.

Технологічні особливості зварювання полицок і стінки також зумовлюють певні обмеження. З метою зменшення залишкових напружень від термічної дії зварювання доцільно дотримуватися умови

$$t_f \leq 3 \cdot t_w. \quad (5.43)$$

Таким чином, зазначені вимоги дають змогу наближено запроєктувати потрібний складений переріз балки (рис. 5.8). Приєднання балок настилу чи другорядних балок до основних переважно викону-

ють за допомогою болтів нормальної або грубої точності. Найчастіше застосовують болти М12...М20, для яких у верхніх полицках головних балок передбачають отвори відповідно 15...23 мм. Добір прийнятого перерізу балки завершують перевітками міцності загальної стійкості та жорсткості.

Перевірки міцності:

на дію згинального моменту $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$;

на дію поперечної сили $\tau = \frac{\alpha \cdot M_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c$,

де $\alpha = a/(a-d)$ враховує ослаблення перерізу отворами; a і d – відповідно крок і діаметр отворів; на дію місцевих тисків

$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c$, на дію зведених напружень у місці прикладення

зосереджених сил

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \gamma_c.$$

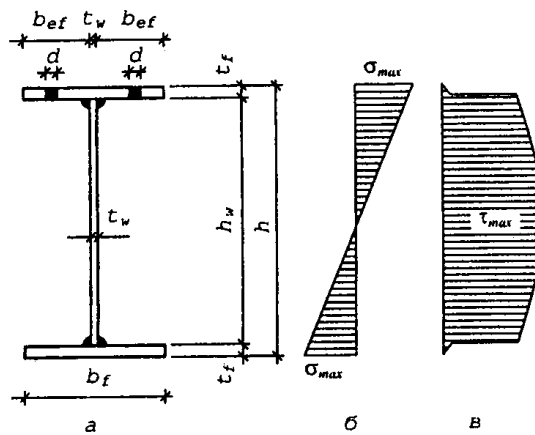


Рис. 5.8 - Розрахунковий переріз балки: а – форма перерізу та його розмір; б, в – епюри нормальних і дотичних напружень

Перевірка загальної стійкості: $\frac{M}{W_c} \leq \varphi_b \cdot R_y \cdot \gamma_c$ (її не викону-

ють, якщо $\frac{l_{ef}}{b}$ не перевищує граничних значень згідно з нормами).

Перевірка жорсткості: $f \leq f_u$ (перевірку не виконують, якщо $h > h_{\min}$).

Умовні позначення, їх зміст та особливості обчислень наведені у главі 3 та 5.3.1.

5.4.4. Зміна перерізу

Переріз балки добирають за найбільшими значеннями зусиль: згинальним моментом M_{\max} і поперечною силою Q_{\max} . Ці максимальні значення спостерігаються лише на обмежених ділянках довжини (рис. 5.9). На ділянках, де зусилля менші, міцність металу використовується лише частково. Тобто існує передумова для зменшення перерізу і відповідно витрати металу.

Розглядаючи рис. 5.9, а, б, можемо зауважити, що поперечна сила і зумовлені нею дотичні напруження найменших своїх значень набувають посередині балки. Цим самим ніби створюється можливість зменшити товщину стінки (поперечна сила сприймається переважно стінкою, роль полочки тут незначна). Але саме посередині прольоту діє найбільший згинальний момент і відповідні йому нормальні напруження; окрім цього, суттєве зменшення товщини стінки балки зумовлює втрату нею стійкості. З цих міркувань змінювати переріз стінки недоцільно.

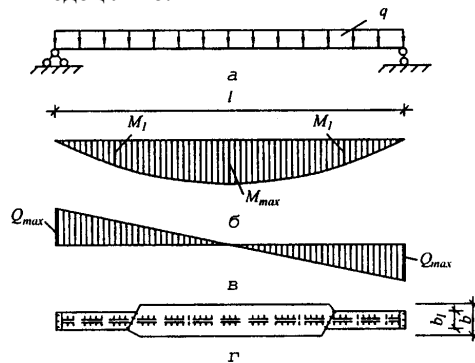


Рис. 5.9 - Зміна перерізу балки:
а – розрахункова схема; б, в – епюри
згинальних моментів і поперечних сил;
г – обриси полочок балки

Найменші значення згинального моменту для випадку, зображеного на рис. 5.9, спостерігаються поблизу опор. Це дає змогу або зменшити висоту перерізу, залишивши незмінним переріз полчок, або зменшити полчки при сталій висоті перерізу. Зміну висоти перерізу застосовують вкрай рідко, оскільки при цьому зростає трудомісткість і вартість виготовлення балки.

Широко застосовують лише зміну перерізу полчок, що пояснюється простотою конструктивного вирішення і високою його технологічністю. При цьому зміну перерізу виконують шляхом зменшення

ширини полицок поблизу опор (рис. 5.9, г). Зменшення товщини недоцільне, оскільки ускладнює конструкцію перекриття, зумовлює значну концентрацію напружень і вимагає механічного оброблення з'єднуваних елементів поблизу стику для плавного їх сполучення.

Зміну перерізу переважно виконують лише один раз. Економія сталі при цьому становить 10...12 % (див. рис. 5.9, г). Повторна зміна дає додаткову економію сталі близько 3...4 %, що не окупає витрат праці на влаштування стиків полицок.

Найчастіше, змінюючи переріз, ширину полицки зменшують удвоє. Але при цьому її ширина b_{f1} не може бути меншою за $0,1 h$, бо порушиться загальна стійкість балки. Ширина b_{f1} повинна залишатися достатньою для автоматизованого виконання полицкових швів, що залежить від наявного зварювального обладнання. При використанні зварювальних автоматів здебільшого $b_{ef1} \geq 100$ мм, або $b_{f1} \geq 200 + t_w$ (мм). Зварювальні головки дають змогу проектувати полицки вужчими.

За моментом опору W_1 обчислюють несучу здатність зменшеного перерізу:

$$M_1 = W_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.44)$$

і за епюрою моментів чи аналітично визначають місце зміни перерізу.

Можливий також інший шлях обчислень. Практика свідчить, що найдоцільніше змінювати переріз на відстані близько $\frac{1}{6}l$ від опори. Визначають згинальний момент у місці зміни перерізу M_1 і, як це викладено у 5.4.3, добирають переріз полицки b_{f1} .

З'єднання між собою окремих частин полицки у місці зміни перерізу виконують стиковим швом. При цьому доцільно використовувати вивідні планки та фізичні методи контролю якості шва. Коли ж якість стикового шва контролюють лише візуально, то для розтягнутої полицки передбачають навіскісний стиковий шов. Цим забезпечується його рівномірність основному металу. Для зменшення концентрації напружень перехід від більшої ширини b_f до меншої b_{f1} обов'язково виконують плавно, забезпечивши технологічні скоси.

У місці зміни перерізу полицок рівень нормальних напружень близький до розрахункового опору металу. Значними також є дотичні напруження. Тому тут обов'язкові такі перевірки міцності:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1}{W_{1n}} \leq R_y \cdot \gamma_c ;$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_{1xy}^2} \leq 11,5 \cdot R_y \gamma_c .$$

Детально ці перевірки описані вище.

З міркувань безпеки заборонено поєднувати зміну перерізу полицок зі стиками стінки та місцями прикладення зосереджених навантажень.

5.4.5. З'єднання полицки зі стінкою

При згині балки полицки зсуваються відносно стінки. Для забезпечення роботи полицок і стінки як єдиного перерізу необхідно надійно їх з'єднати. Розглянемо з'єднання за допомогою електродугового зварювання.

У суцільному перерізі найбільші дотичні (зсувні) напруження між стінкою і полицкою описують за відомою формулою Журавського:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I \cdot t_w} , \quad (5.45)$$

де S_f – статичний момент полицки відносно центральної осі перерізу балки.

У складеному перерізі зсувні зусилля на контакті між стінкою і полицкою

$$F_s = \tau \cdot A , \quad (5.46)$$

де A – площа контакту.

Переходячи до погонних зсувних зусиль, що припадають на одиницю довжини, тобто при $A = 1 \cdot t_w$, отримуємо

$$F_s = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I \cdot t_w} \cdot 1 \cdot t_w = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I} . \quad (5.47)$$

Потрібний катет шва (враховуючи $t_w = 1$):

за наплавленням металом

$$k_f = \frac{F_s}{n \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} , \quad (5.48)$$

за межею сплавлення

$$k_f = \frac{F_s}{n \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}. \quad (5.49)$$

Визначаючи катет шва, необхідно врахувати його найменші значення з умови зварюваності.

Поличкові шви роблять неперервними односторонніми чи двосторонніми. Односторонні шви дають змогу суттєво зменшити трудомісткість виготовлення балок, витрату зварювальних матеріалів. Але при цьому повинні виконуватися такі основні умови:

за характером навантаження має бути статичним і прикладним симетрично;

стійкість балки має забезпечуватись жорстким настилом, який неперервно спирається на верхній пояс балки і надійно з ним зв'язаний;

не допускається розвиток пластичних деформацій;

у місцях прикладення зосереджених навантажень доцільно встановлювати поперечні ребра жорсткості.

У балках і ригелях рамних конструкцій біля опорних вузлів використовують двосторонні поясні шви. Не можна використовувати односторонні шви у конструкціях, які експлуатуються в середньо- чи сильноагресивному середовищах, оскільки у відкритій щілині між поличкою та стінкою спостерігається інтенсивна корозія.

Переривчасте точкове або пунктирне зварювання використовують при з'єднанні гнутих профілів (див. рис. 5.2, д). У цьому випадку зсувне зусилля F_s , що припадає на один зварний шов,

$$F_s = \frac{Q_{\max} \cdot S_i \cdot a}{I}. \quad (5.50)$$

(S_i – статичний момент частини перерізу, що може зсуватися; a – крок зварних швів), не повинно перевищувати його несучої здатності.

5.5. Стійкість елементів перерізу балки

Факторами, що можуть спричинити втрату стійкості, є інтенсивні стискальні та зсувальні напруження. Наявність розтягу підвищує стійкість елемента навіть при випадкових несприятливих діях. Таким чином, у перерізі балки можуть втрачати стійкість стиснені поличка та стінка.

5.5.1. Стійкість стисненої полицки

У поздовжньому напрямку полицка стиснена нормальними напруженнями, розподіленими у перерізі рівномірно (рис. 5.10, а). Дотичні напруження незначні, ними нехтуємо. Поясними з'єднаннями полицка приєднана до стінки. Враховуючи невелику жорсткість стінки на згин порівняно з полицкою, вважаємо їх з'єднання шарнірним.

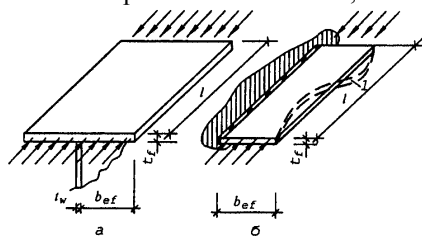


Рис. 5.10 - Місцева стійкість стисненої полицки: а – фрагмент верхнього поясу балки; б – розрахункова схема стисненої полицки; l – форма втрати стійкості

Таким чином, розрахунковою схемою звису полицки є пластинка шириною b_{ef} та товщиною t_f , шарнірно закріплена вздовж довгої сторони й завантажена поздовжнім рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 5.10, б).

Втрата стійкості починається з вільного незакріпленого краю пластини. За теорією

пружності критичні напруження для прямокутної пластини становлять

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot D}{b_{ef}^2 \cdot l_f}, \quad (5.51)$$

де k – коефіцієнт, що враховує спосіб закріплення та характер завантаження пластини; $D = \frac{E \cdot t_f^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість пластини.

Підставивши значення D отримаємо

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot D}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{l_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad (5.52)$$

Прийнявши $\sigma_{cr} = R_y$ (в цьому випадку повністю використовується міцність матеріалу) і підставивши π та $\nu = 0,3$ (коефіцієнт Пуассона для сталі), після перетворення отримаємо

$$\frac{R_y}{E} = \frac{k \cdot 3,14^2}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{l_f}{b_{ef}} \right)^2, \quad (5.53)$$

$$\text{або } \frac{R_y}{E} = 0,902k \left(\frac{l_f}{b_{ef}} \right)^2.$$

При даній формі пластинки $\left(\frac{l}{b_{ef}} > 3 \right)$, способі її закріплення та навантаження значення коефіцієнта α дорівнює 0,46. Остаточно

$$\frac{R_y}{E} = 0,42 \left(\frac{l_f}{b_{ef}} \right)^2, \quad (5.54)$$

або у формі, близькій до запису норм:

$$\frac{b_{ef}}{l_f} = 0,65 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (5.55)$$

Враховуючи нерівності полицки та деяку нерівномірність розподілу напружень, у нормах умову стійкості стисненої полицки записують з деяким запасом:

$$\frac{b_{ef}}{l_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (5.56)$$

5.5.2. Стійкість стінки

Напружений стан стінки складний. У ній діють як нормальні, так і дотичні напруження, спричинені згинальними моментами, місцевими навантаженнями та поперечними силами. При високих рівнях напружень стінка може втрачати свою первинну плоску форму, тобто стійкість. Для підвищення стійкості стінки підкріплюють ребрами жорсткості. При втраті стінкою стійкості ребра залишаються прямолінійними і ділять стінку на відсіки. У розрахунках відсіки приймають незалежними один від одного.

Розглянемо відсік, розміщений посередині балки. У межах відсіку діють згинальні моменти, близькі до максимальних, та невеликі перерізувальні сили (див. рис. 5.9, б, в), які зумовлюють відповідні нормальні та дотичні напруження. Впливом незначних дотичних напружень нехтуємо.

Стінка, як і розглянута вище полицка, є прямокутною пластинкою. Але схема її роботи інша. Стінка закріплена у поясах з обох сторін і розподіл нормальних напружень у ній нерівномірний. Нижня частина стінки розтягнена і тому стійка. Втрата стійкості можлива лише у верхній, стисненій частині стінки.

Оскільки стінка частково затиснена у полицках, то критичні напруження σ_{cr} залежатимуть не тільки від її власних розмірів, тобто

зведеної гнучкості $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, але и від розмірів полицок, їх здатності протистояти скручуванню. У нормах вплив полицок прийнято враховувати введенням коефіцієнта c_{cr} .

Опускаючи доведення, записуємо значення критичних напружень:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}. \quad (5.57)$$

Значення коефіцієнта c_{cr} для зварних балок приймають залежно від коефіцієнта δ такими:

Таблиця 5.2

δ	0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	30
c_{cr}	30	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

де

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3; \quad (5.58)$$

b_f і t_f – відповідно ширина и товщина стисненої полицки балки; h_w і t_w – висота й товщина стінки; β – коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості балок та умови роботи стисненого поясу.

Умова перевірки стійкості стінки при дії нормальних напружень:

$$\sigma \leq \sigma_{cr} \cdot \gamma_c, \quad (5.59)$$

де σ – найбільші стискальні напруження на межі стінки.

Для зварних балок:

$$\sigma = \frac{M}{J} y, \quad (5.60)$$

де M – середнє значення згинального моменту в межах відсіку; y – відстань від центра ваги перерізу до межі стінки (для симетричних перерізів $y = 0,5 h_w$).

У випадках, коли умова (5.59) не задовольняється, можлива втрата стійкості стінки. При цьому у стисненій зоні стінка набирає форми поздовжньої хвилі (рис. 5.11). Частіше розміщення поперечних ребер майже не поліпшує стійкості, оскільки на ребра припадають вузли хвилі. Необхідно передбачити поздовжнє ребро у зоні найбільш імовірної втрати стійкості стінкою (рис. 5.12). Найчастіше поздовжні

ребра розташовують на відстані $b_1 = (0,2 \dots 0,25)h_w$ від стисненого поясу.

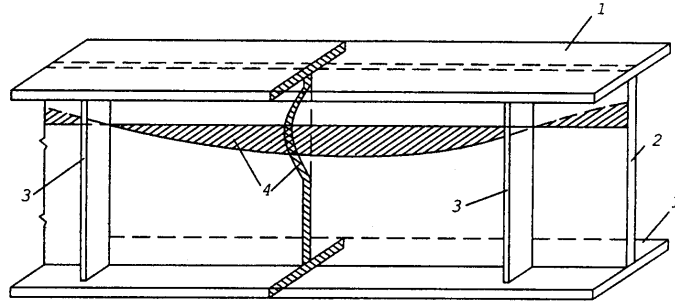


Рис. 5.11 - Форма втрати стійкості стінкою балки під дією нормальних напружень: 1 – полочки балки; 2 – стінка; 3 – поперечні ребра жорсткості; 4 – форма деформації стінки

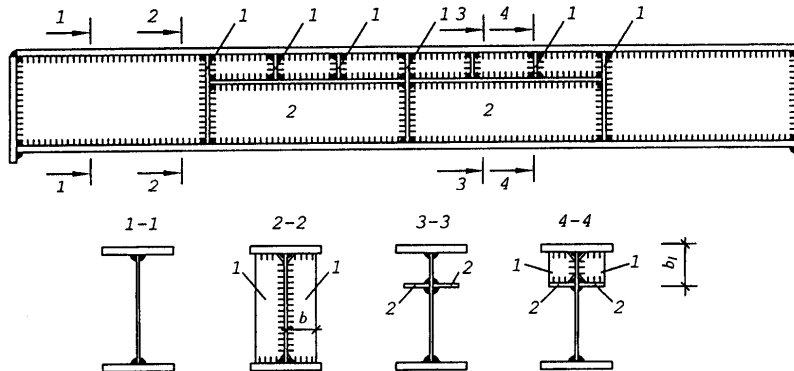


Рис. 5.12 - Конструкція балки зі стінкою, підсиленою поперечними (1) та поздовжніми (2) ребрами жорсткості

Розміри поздовжніх ребер та стійкість новоутворених відсіків стінки перевіряють згідно з рекомендаціями норм.

Зазначимо, що виконання поздовжніх ребер дуже трудомістке через зростання кількості швів. Тому застосовують їх лише у виняткових випадках. Доцільніше дещо збільшити товщину стінки.

У припорних відсіках діють великі дотичні напруження. Під їх дією відсік стінки скошується і може втрачати стійкість (рис. 5.13). Значення критичних напружень залежить від розмірів відсіку стінки,

обмеженого полічками і ребрами, а саме від умовної гнучкості стінки:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.61)$$

де d – менша сторона відсіку стінки h_{ef} чи a .

Значення критичних напружень обчислюють за формулою

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (5.62)$$

де μ – відношення більшої сторони відсіку до меншої.

Умова, за якої стійкість забезпечена:

$$\tau \leq \tau_{cr} \cdot \gamma_c, \quad (5.63)$$

де $\tau = \frac{Q}{h_w t_w}$ – середні напру-

Рис. 5.13 - Форма втрати стійкості стінкою під дією дотичних напружень

ження зсуву у межах стінки; Q – середнє значення перерізувальної сили зсуву у межах відсіку.

Найчастіше у відсіку одночасно діють як згинальні моменти, так і перерізувальні сили. У цьому випадку перевірка стійкості виглядатиме так:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c. \quad (5.64)$$

При завантаженні стисненого поясу балки зосередженими силами у перерізах, які не зміцнені поперечними ребрами жорсткості, враховують погіршення умов стійкості стінки через наявність місцевих напружень σ_{loc} (рис. 5.14). Значення критичних напружень при місцевому навантаженні:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (5.65)$$

де c_1 – коефіцієнт, який приймають згідно з рекомендаціями норм залежно від співвідношення сторін відсіку $\frac{a}{h_{ef}}$, співвідношення $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$,

значення δ , обчисленого за (5.58), та гнучкості стінки $\bar{\lambda} = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$

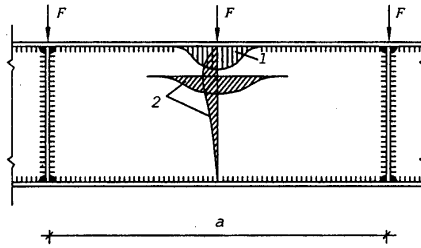


Рис. 5.14 - Втрата місцевої стійкості стінкою під дією місцевих напружень:
1 – епюра σ_{loc} ; 2 – форма втрати стійкості стінкою

Загалом умова стійкості стінки має вигляд

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (5.66)$$

Величину σ_{loc} обчислюють за (5.5).

5.6. Конструювання поперечних ребер жорсткості

Поперечні ребра жорсткості служать для підвищення стійкості стінки балки при дії дотичних і місцевих напружень. Їх передбачають, коли умовна гнучкість стінки балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (5.67)$$

перевищує 3,2 у випадку нерухомого навантаження і $\bar{\lambda}_w > 2,2$ при рухомому навантаженні.

Відстані між поперечними ребрами залежать від умовної гнучкості стінки. Вони не повинні перевищувати $2 h_{ef}$, якщо $\bar{\lambda} > 3,2$ і $2,5 h_{ef}$, якщо $\bar{\lambda}_w < 3,2$. Окрім цього, поперечні ребра жорсткості встановлюють у місцях прикладення значних зосереджених нерухомих навантажень і на опорах.

5.6.1. Проміжні ребра жорсткості

Розміри ребер приймають такими, щоб забезпечити незмінність їхньої форми навіть при втраті стінкою стійкості. Вони можуть розміщуватись симетрично з обох боків стінки, а також бути несиметричними – однобічними. З досвіду проектування випливає, що ширина кожного з парних симетрично розміщених ребер (див. рис. 5.12, переріз 2-2) повинна становити, мм:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{30} + 40, \quad (5.68)$$

а несиметричних однобічних ребер:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{24} + 50. \quad (5.69)$$

Товщина ребер у всіх випадках:

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (5.70)$$

У зварних балках груп конструкцій 2-4 (тобто для більшості балок під статичні навантаження) переважно застосовують однобічні ребра жорсткості, розміщуючи їх з одного боку балки. При однобічних поличкових швах ребра жорсткості розміщують з боку, протилежного швам. В інших випадках доцільні парні ребра.

Однобічне ребро жорсткості, розміщене у місці прикладення зосередженого навантаження, додатково розраховують як позacentро-во-стиснений стержень. Ексцентриситет прикладення сили дорівнює відстані від серединної площини стінки до центра ваги розрахункового перерізу стержня. Розрахунковий переріз має вигляд тавра, який скла-

дається з ребра жорсткості та смуги стінки завширшки $c = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

з обох боків від ребра (рис. 5.15). Розрахункову довжину стержня приймають рівною висоті стінки h_{ef} .

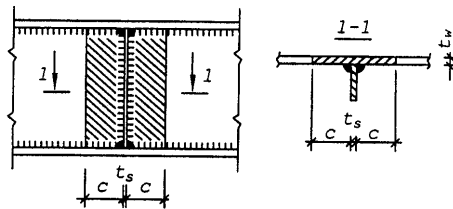


Рис.5.15 - Розрахункова схема однобічного ребра

Ребра жорсткості закріплюють однобічними швами. При експлуатації балок у середньо- чи сильноагресивних середовищах та при динамічному характері навантажень обов'язковими є двосторонні шви.

5.6.2. Опорні ребра

Для передачі значних опорних реакцій на конструкції, розміщені нижче (наприклад, колони), в балках влаштовують опорні ребра. У будівельній практиці найширше використовують два конструктивних рішення: опорні ребра безпосередньо на кінцях балки (рис. 5.16, а) та віддалені від кінців (рис. 5.16, б). Опорна реакція передається через торці ребер. Їх старанно вирівнюють (найчастіше фрезерують), щоб забезпечити щільне прилягання по всій поверхні контакту з опорою.

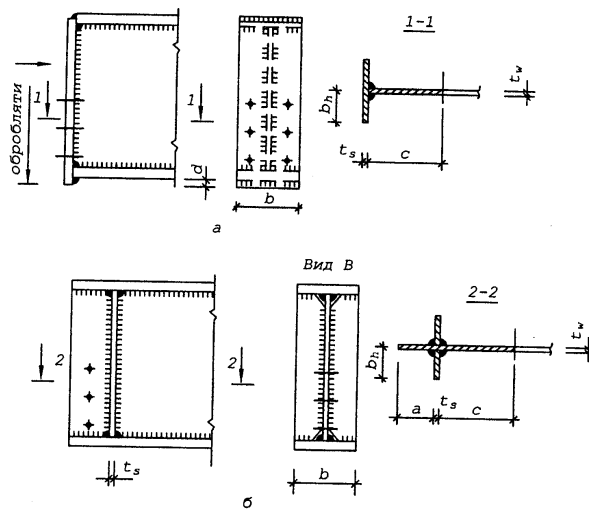


Рис. 5.16 - Конструкції опорних ребер балок:
а – на краю балки; б – зі зміщенням

Переріз опорних ребер вибирають згідно з умовами міцності та стійкості. Ширину опорного ребра b приймають рівною ширині полицок. При розмірі $d \leq 1,5t_s$ для першої конструкції опорного ребра (рис. 5.16, а), а також для другої конструкції (рис. 5.15, б) напруження на контактній поверхні не повинні перевищувати міцності металу на зминання R_p :

$$\frac{F}{b \cdot t_s} \leq R_p \gamma_c, \quad (5.71)$$

де F – опорна реакція балки; b і t_s – ширина і товщина контактної поверхні опорного ребра. Якщо ж у першій конструкції випуск опорного ребра d , перевищує $1,5t_s$, враховуючи можливу втрату стійкості випуску ребра при пластичних деформаціях, перевірка міцності виглядатиме так:

$$\frac{F}{b \cdot t_s} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.72)$$

З метою збереження плоскої форми опорного ребра (тобто забезпечення його місцевої стійкості) дотримуються умови (5.70).

Перевіряють також загальну стійкість опорного ребра на поздовжній згин у площині, перпендикулярній площині стінки балки. Пе-

ревірку виконують як для центрально-стисненого стержня, завантаженого опірною реакцією:

$$\frac{F}{A_{ef}} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (5.73)$$

У розрахункову площу A_{ef} включають переріз опорного ребра та стійку частину стінки завширшки до $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Таким чином,

згідно з рис. 5.16 (перерізи 1-1, 2-2), площу опорного стояка можна записати відповідно для першого і другого варіантів:

$$A_{ef} = b \cdot t_s + c \cdot t_w, \quad (5.74)$$

$$A_{ef} = b \cdot t_s + (a + c) \cdot t_w, \quad (5.75)$$

де $c = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$; $a \leq c$; a – фактичний розмір за рис. 5.16, але не бі-

льше c . Розрахункову довжину опорного стояка приймають рівною висоті стінки. Шви кріплення опорних ребер до стінки розраховують як кутові флангові на дію опорної реакції балки. При цьому слід пам'ятати про обмеження на розрахункову довжину таких швів.

5.7. Стики балок

У балках розрізняють два типи стиків: заводські стики, що виконують на підприємствах металевих конструкцій, якщо довжина наявного металопрокату недостатня; *монтажні* стики, які виконують на будівельних майданчиках, коли умови транспортування вимагають поділу конструкції балки на кілька частин, які перед монтажем з'єднують.

Заводські стики переважно виконують за допомогою зварювання. Монтажні стики можуть бути як зварними, так і на болтах чи заклепках. Виконання монтажних стиків трудомістке і має високу вартість.

5.7.1. Заводські стики

Заводські стики листів для стінки і полицок балок складеного перерізу виконують переважно за допомогою стикових швів, рівномірних основному металу. При цьому стики окремих елементів перерізу (стінки і полицок) не повинні накладатися.

Розміщують стики в зонах, де у відповідних елементах діють невеликі напруження: поясів – ближче до опор, стінки — до середини балки. Послідовність зварювання призначають такою, щоб залишкові напруження були якнайменші. Спочатку зварюють поперечні стикові шви окремо в кожному елементі, далі накладають поличкові шви і лише після цього приварюють ребра жорсткості.

Прокатні перерізи найчастіше стикують за допомогою накладок. Їх стикове з'єднання утруднене, бо у місцях спряжень поличок зі стінкою має місце непроплавлення. Конструкція такого стику зображена на рис. 5.17. Під час розрахунку вважають, що згинальний момент M_s у місці стику передається накладками на поличках, а перерізувальна сила Q_s – накладками на стінці. Зусилля у накладках поличок утворюють пару сил, що врівноважують згинальний момент. Звідси

$$N_{fs} = M_s / h, \quad (5.76)$$

де h – плече пари сил, за значенням дорівнює висоті перерізу.

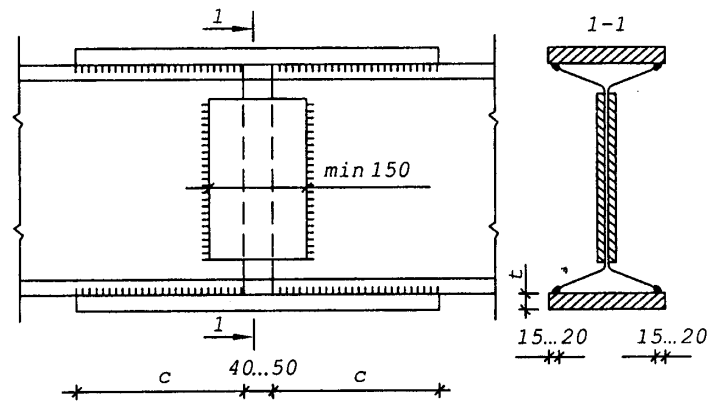


Рис. 5.17 - Конструкція заводського стику прокатної балки

За значенням N_{fs} обчислюють потрібну площу перерізу накладок:

$$A_{fs, \min} = \frac{N_{fs}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.77)$$

Ширина накладок повинна бути на 30...40 мм більшою (чи меншою) за ширину поличок, що забезпечує потрібні конструктивні умови для зварювання швів. Товщину накладок приймають згідно з сортаментом такою, щоб отримана площа накладки A_{fs} не була меншою від

$$A_{fs, \min}.$$

Шви кріплення накладок, розміщені з одного боку від стику, проектують рівномісними накладкам, тобто розраховують за несучою здатністю:

$$N_{fw} = A_{fs} \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (5.78)$$

Накладки на стінці роблять двосторонніми з листів, товщина яких близька до товщини стінки. Шви кріплення накладок з кожного боку стику розраховують на дію перерізуювальної сили Q_s .

Конструктивні вимоги до стиків зображені на рис. 5.17. Значення s приймають не меншим ніж $5t$, $4k_f$ і 40 мм.

5.7.2. Монтажні стики

Для прокатних профілів конструкція монтажних стиків аналогічна заводським. У балках складених перерізів монтажні стики найчастіше виконують за допомогою зварювання та високоміцних болтів.

При використанні зварювання з'єднання виконують за допомогою стикових швів. Міцність стику перевіряють як суцільний переріз. Напруження у ньому не повинні перевищувати розрахункового опору стикового зварного з'єднання R_{wy} , R_{wi} . У зв'язку з тим, що за відсутності устаткування для фізичних методів контролю якості з'єднання у розтягненій зоні $R_{wy} = 0,85R_y$, доцільно монтажний стик розміщувати за межами зони дії найбільшого згинального моменту, в перерізах, для яких $M \leq 0,85M_{\max}$. Для забезпечення рівномісності стику ефективним також є застосування навскісного стику розтягнутої полицки та вивідних планок для стикових швів обох полицок.

Для зменшення залишкових напружень заводські шви, що з'єднують стінку з полицками, не доводять до місця стику на 500 мм. З цією ж метою обов'язковим є дотримання порядку зварювання (рис. 5.18). Матеріали для зварювання повинні відповідати марці матеріалів полицок і стінки балки, а технологія зварювання – забезпечувати повне проплавлення з'єднаних елементів.

Крім зварювання, у монтажних стиках використовують з'єднання на високоміцних болтах і болтах підвищеної точності. З'єднання на заклепках застосовують обмежено. Незважаючи на вищу вартість високоміцних болтів, вони технологічніші, бо легко встановлюються і послаблення перерізу отворами при їх використанні часто не враховують.

У стиках з використанням болтів кожен елемент перерізу перекривають двосторонніми накладками. Це дає змогу зменшити кількість болтів та розміри накладок, оскільки болти працюють за двозріз-

ною схемою. Відстані між болтами приймають 2,5...3,0 d . Це також забезпечує якнайменші розміри накладок. Площа перерізу накладок не повинна бути меншою за площу з'єднаних елементів. З'єднання кожного з елементів розраховують незалежно, згідно з зусиллями, які в них діють.

Вважають, що вся перерізувальна сила передається через накладку на стінці. Згинальний момент розподіляють між елементами перерізу пропорційно до їх моментів інерції. Таким чином, згинальний момент, який передається через накладку стінки:

$$M_{ws} = M_s \frac{I_w}{I}, \quad (5.79)$$

де M_s – згинальний момент у місці стику; I_w, I – моменти інерції стінки і всього перерізу відносно центральної осі.

Частина згинального моменту, яка припадає на накладку полицок:

$$M_{fs} = M_s - M_{ws}. \quad (5.80)$$

Як і в прокатних балках, момент M_{fs} передається у вигляді пари сил, прикладених на рівні центру ваги накладок верхньої та нижньої полицок. Можна вважати, що плече пари сил z дорівнює відстані між центрами полицок:

$$z = h_w + t_w. \quad (5.81)$$

Таким чином, зусилля, яке діє на накладку полицок

$$N_{fs} = \frac{M_{fs}}{z}, \quad (5.82)$$

а найменша сумарна площа накладок кожної з полицок:

$$A_{nfs, \min} = \frac{N_{fs}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.83)$$

Для приєднання накладок до полицок з одного боку від стику необхідна така кількість болтів:

при болтах підвищеної точності

$$n = \frac{A_{ef, s} \cdot R_y}{N_b}, \quad (5.84)$$

при високоміцних болтах

$$n = \frac{A_{ef, s} \cdot R_y}{Q_{bh}}, \quad (5.85)$$

де $A_{ef,s} \cdot R_y$ – несуча здатність накладок; $A_{ef,s}$ – сумарна розрахункова площа накладок; R_y – розрахунковий опір матеріалу накладок; N_b та Q_{bh} – несуча здатність болта підвищеної точності та високоміцного.

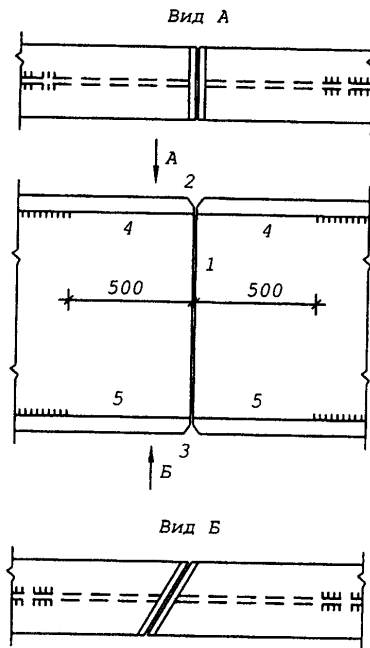


Рис. 5.18 - Конструкція зварного стику балки складеного перерізу:
1-5 – послідовність зварювання монтажних швів

Нагадаємо, що розрахункову площу приймають рівною площі нетто для болтів підвищеної точності $A_{ef,s} = A_{n,s}$; для високоміцних болтів: $A_{ef,s} = A_s$ (площі бруто) при $A_{n,s} \geq 0,85 A_s$ і $A_{ef,s} = 1,18 A_{n,s}$ при $A_{n,s} < 0,85 A_s$, для динамічних навантажень $A_{ef,s} = A_{n,s}$.

Довжину накладок визначають за розміщенням потрібної кількості болтів.

Накладки на стінці приймають двосторонніми з товщиною, що дорівнює товщині стінки, чи на 1...2 мм меншою.

Через накладки на стінці, окрім перерізувальної сили Q_s , передається ще й частина згинального моменту $M_{w,s}$. Причому зусилля у болтах N_M , які вини-

кають від дії згинального моменту, розподіляються між болтами нерівномірно, а пропорційно відстані від нейтральної осі перерізу до болтів (рис. 5.19).

Найбільшими є зусилля у крайніх горизонтальних рядах болтів $N_{M,max}$, розміщених від осі на відстані y_k (рис. 5.19).

Звідси зусилля у будь-якому i -му ряді болтів

$$N_{M,i} = N_{M,max} \cdot \frac{y_i}{y_k}, \quad (5.86)$$

де y_i та y_k – відстані від нейтральної осі до i -го та найдалшого болтів.

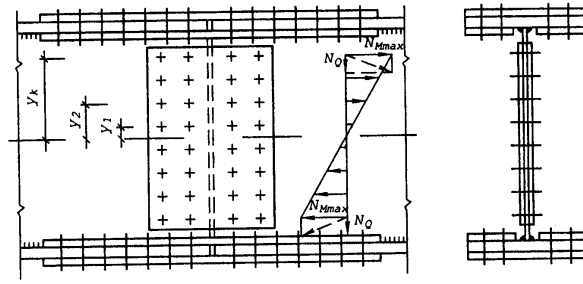


Рис. 5.19 - Конструкція стику зварної балки на болтах

Кожна пара болтів, симетричних відносно нейтральної осі, створює момент $M_i = N_{Mi} \cdot y_i$, який є частиною зовнішнього $M_{w,s}$. Виходячи з умови рівноваги

$$\sum_{i=1}^k M_i = M_{w,s}, \quad (5.87)$$

або в розгорнутій формі, підставляючи N_{Mi} , згідно з (5.86):

$$\sum_{i=1}^k m \left(\frac{N_{M,\max} \cdot y_i}{y_k} \right) \cdot y_i = M_{w,s}, \quad (5.88)$$

де m – кількість вертикальних рядів болтів з одного боку стику. Звідси найбільше зусилля у болті від дії згинального моменту:

$$N_{M,\max} = \frac{M_{w,s} \cdot y_k}{m \sum_{i=1}^k y_i^2}. \quad (5.89)$$

Зусилля N_Q , що виникають від перерізуювальної сили, розподіляються між болтами рівномірно. Тобто на один болт припадає

$$N_Q = \frac{Q_s}{n}, \quad (5.90)$$

де n – кількість болтів з одного боку стику.

Найбільша рівнодійна зусиль N_M та N_Q у болтах не повинна перевищувати несучої здатності болта:
для болтів підвищеної точності

$$\sqrt{N_{M,\max}^2 + N_Q^2} \leq N_b; \quad (5.91)$$

для високоміцних болтів

$$\sqrt{N_{M,\max}^2 + N_Q^2} \leq Q_{bh}. \quad (5.92)$$

Проектуючи стики, у першу чергу задаються типом і діаметром болтів, а також розміщують їх, виходячи з найменших кроків. При цьому кількість вертикальних рядів болтів, які припадають на накладки стінки з одного боку стику, доцільно приймати не менше двох і не більше трьох.

Далі перевіряють міцність з'єднання згідно з (5.84), (5.85), (5.91), (5.92). Якщо умова міцності не задовольняється, збільшують діаметр болтів. При значних запасах міцності зменшують кількість вертикальних рядів або збільшують кроки між болтами. Можна також зменшити діаметр. Але при цьому треба пам'ятати, що у межах одного стику всі болти мають бути одного діаметра.

5.8. Ефективні конструкції балок

Основними напрямками розвитку конструкцій, зокрема металевих, є зменшення їх матеріаломісткості, трудомісткості та вартості. Розглянемо, яким чином вирішуються ці завдання у балкових конструкціях.

Зменшенню трудомісткості найбільш радикально сприяє запровадження та розширення прокатування великорозмірних профілів (у тому числі широкополічкових). Після прокатування отримуємо практично готову до застосування балку. Необхідно лише розрізати прокатний профіль на елементи потрібної довжини та прикріпити опорні і, при необхідності, проміжні ребра жорсткості. Такі балки є найдешевшими.

Запровадження сортаменту зварних двотаврових профілів з метою їх виготовлення на потокових лініях спеціалізованих заводів супроводжується значним зменшенням трудомісткості та вартості, оскільки створює передумови для широкої механізації та автоматизації технологічних процесів, масового використання високопродуктивних способів з'єднання на основі автоматичного зварювання.

Трудомісткість і вартість балок зменшуються при використанні односторонніх зварних швів та односторонніх ребер жорсткості, широке застосування яких рекомендоване в останній редакції норм (СНиП Н-23-81*). Запроваджуються у виробництво балки, у стінках яких проміжні ребра жорсткості виштампувані.

Для невеликих прольотів і навантажень високоефективними є балки з гнутих профілів (наприклад, прогони з гнутих швелерів), ви-

робництво яких останнім часом інтенсивно зростає. Порівняно з прокатними елементами гнуті профілі потребують менше металу.

Зменшену металомісткість мають також балки з перфорованими стінками та балки, в яких використовують сталі підвищеної й високої міцності (бісталеві та попередньо напружені).

Застосування алюмінієвих сплавів суттєво зменшує масу конструкцій. Але при цьому висока вартість матеріалу негативно позначається на техніко-економічних показниках. Використовувати такі конструкції доцільно тоді, коли повністю реалізуються їх особливості: висока корозійна стійкість, немагнітність, відсутність іскор при ударах тощо.

Ефективно зменшити металомісткість конструкцій можна, змінивши дефіцитний метал більш доступним і недорогим матеріалом, наприклад, бетоном (сталезалізобетонні та сталебетонні балки).

5.8.1. Бісталеві балки

З метою зменшення витрат матеріалу все ширше використовують сталі підвищеної міцності. Але оскільки ці сталі мають більшу вартість (у зв'язку із застосуванням легувальних компонентів і ускладненням технології виплавлення та прокатування), їх використання доцільне лише у найбільш напружених елементах перерізу. У балках такими елементами є полицки у середній частині прольоту – зоні дії найбільших згинальних моментів. Менш напружені приопорні ділянки полицок і стінку виконують зі звичайної маловуглецевої сталі. Ці балки називають бісталевими (рис. 5.20).

Особливістю роботи таких балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює за межею текучості. Епюра нормальних напружень у перерізі складна (рис. 5.20, г). 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. Беручи до уваги можливі несприятливі відхилення міцності сталей (рис. 5.20, б), вважають, що межі текучості матеріалів дорівнюють їх розрахунковим опорам і відповідно позначають для маловуглецевої сталі стінки $R_{y(w)}$, а для високоміцної частини полицок – $R_{y(f)}$.

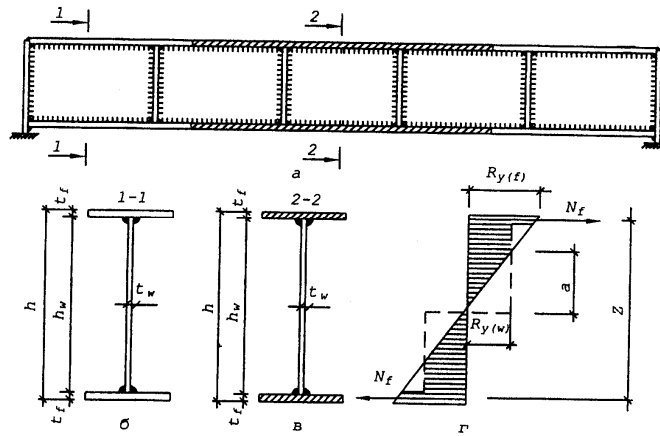


Рис. 5.20 - Бісталева балка (а); б – припорний переріз з маловуглецевої сталі (заштриховано елементи зі сталі підвищеної міцності); в – переріз, полочки якого виконані зі сталі підвищеної міцності чи високоміцної; г – епюра напружень у бісталевому перерізі

Несучу здатність такого перерізу можна записати як суму згинальних моментів, які сприймаються полочками M_f та стінкою M_w :

$$M = M_f + M_w. \quad (5.93)$$

Згинальний момент M_f дорівнює рівнодійній напружень у кожній з полочок – $A_f \cdot R_{y(f)}$ на плече прикладення цих рівнодійних z :

$$M_f = A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z. \quad (5.94)$$

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

$$\begin{aligned} M_{w1} &= 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot A_w \right) \cdot R_{y(w)} \cdot z_{w1} = \\ &= h_w \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{h_w}{4} = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)}. \end{aligned} \quad (5.95)$$

де добуток $\frac{1}{2} \cdot A_w \cdot R_{y(w)}$ – рівнодійна напружень у половині стінки;

$z_{w1} = \frac{h_w}{4}$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної осі; $A_w = h_w \cdot t_w$ – площа стінки.

Добудованим трикутним частинам епюри висотою a відповідатиме згинальний момент:

$$M_a = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)} \cdot \frac{1}{3} a = \frac{t_w a^2}{3} R_{y(w)}, \quad (5.96)$$

де $\frac{1}{2} \cdot a \cdot t_w \cdot R_{y(w)}$ – рівнодійна уявної добудованої частини епюри напружень; $\frac{1}{3} a$ – плече прикладення цієї рівнодійної відносно нейтральної осі. Таким чином, згинальний момент, що відповідає фактичній трапецієподібній епюрі напружень у стінці:

$$M_w = M_{w1} - M_a = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w a^2}{3} R_{yw}. \quad (5.97)$$

Розглянувши два подібних трикутники епюри висотою $\frac{h_w}{2}$ і a , запишемо:

$$\frac{a}{R_{y(w)}} = \frac{h_w}{R_{y(f)}}. \quad (5.98)$$

Звідси

$$a = \frac{h_w}{2} \cdot \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}}. \quad (5.99)$$

Підставляємо в (5.97)

$$M_w = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} - \frac{t_w}{3} \cdot \frac{h_w^2}{4} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \cdot R_{y(w)}. \quad (5.100)$$

Виділивши момент опору стінки $W_w = \frac{t_w h_w^2}{6}$, що відповідає пружним деформаціям, та винісши за дужки $R_{y(w)}$, маємо

$$M_w = \frac{t_w h_w^2}{4} R_{y(w)} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] =$$

$$= W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right]. \quad (5.101)$$

Підставляючи в (5.93) значення M_f та M_w , одержуємо

$$\begin{aligned} M &= A_f \cdot R_{y(f)} \cdot z + W_w \frac{3}{2} R_{y(w)} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] = \\ &= R_{y(f)} \left\{ A_f \cdot z + W_w \frac{3}{2} \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right] \right\}. \end{aligned} \quad (5.102)$$

Прийнявши

$$m = \frac{3}{2} \frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{y(w)}}{R_{y(f)}} \right)^2 \right], \quad (5.103)$$

де m – коефіцієнт, який враховує наявність пластичних деформацій у матеріалі стінки. Підставивши m в (5.102), отримаємо

$$M = R_{y(f)} (A_f \cdot z + m \cdot W_w), \quad (5.104)$$

або в загальноприйнятій формі запису:

$$M = R_{y(f)} \cdot W_{ef}. \quad (5.105)$$

Тут $W_{ef} = (A_f \cdot z + m \cdot W_w)$ – пружно-пластичний момент опору перерізу.

Таким чином, економія матеріалу досягається не тільки за рахунок застосування у поличках сталі підвищеної міцності, але й повнішого використання міцності сталі стінки.

5.8.2. Попередньо напружені балки

Попереднє напруження є одним з найефективніших способів зниження матеріаломісткості балок. При цьому часто знижується і вартість. Найчастіше економія металу становить 10...20%, вартість знижується на 5... 12%. Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їхню висоту і відповідно об'єм будівлі.

Зазначеної ефективності найчастіше досягають шляхом:

1) створення у перерізі балки напруженого стану, протилежного за знаком стану від зовнішнього навантаження. Таким чином, при завантаженні у балці спочатку компенсуються зусилля від попередньо-

го напруження і лише після цього вона працює як звичайна. Це продовжує ділянку її пружної роботи;

2) використання високоміцних сталей у вигляді затяжок з пучків, тросів, канатів. Правильно дібране значення попереднього натягу затяжок також дає змогу зменшити прогин балки, тобто підвищити її жорсткість.

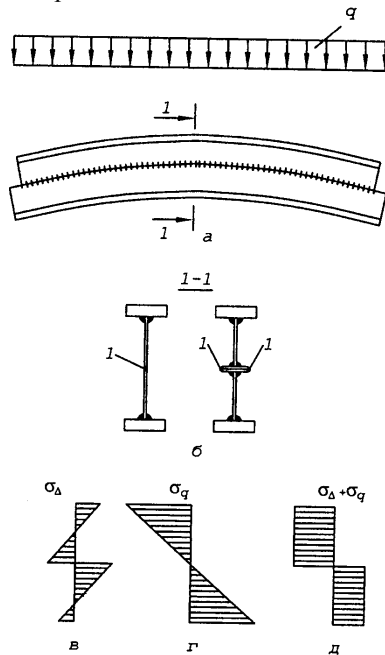


Рис. 5.21 - Напруження балки попереднім вигином частин перерізу:
 а – схема напруження;
 б – найпоширеніші перерізи;
 в, г, д – епюри напружень відповідно від попереднього вигину, зовнішнього навантаження та сумарна;
 1 – замикальний шов

Методи попереднього напруження балок. 1. Вигин частин перерізу балки у напрямку, протилежному її прогину від зовнішнього навантаження, з подальшим з'єднанням цих частин в один переріз (рис. 5.21).

Після попереднього вигину і зварювання замикального шва частини балки залишаються деформованими, а в їхніх перерізах діють взаємно зрівноважені залишкові напруження, епюри яких зображені на рис. 5.21, в. Накладаючи на цей залишковий деформований стан напруження від зовнішнього навантаження (рис. 5.21, г), отримуємо у перерізах такий розподіл напружень, який відповідає шарніру пластичності (рис. 5.21, д). Тобто міцність матеріалу всього перерізу використовується повністю, без його пластичного деформування, яке супроводжується надмірними прогинами. Таким чином вдається не лише зекономити матеріал, а й підвищити жорсткість перерізу.

2. Метод попереднього напруження переміщенням опор найчастіше використовують у нерозрізних конструкціях мостів. Переміщують опори (на рис. 5.22 опускають крайні) таким чином, щоб у зонах дії максимальних згинальних моментів від зовнішнього навантаження створити протилежні за знаком зусилля. При додаванні згинальних моментів від зовнішнього навантаження (рис. 5.22, а) і від переміщення опор (рис. 5.22, б) відбувається вирівнювання значень

згинального моменту по довжині балки (рис. 5.22, в), що спрощує конструювання і дає змогу зменшити висоту перерізу.

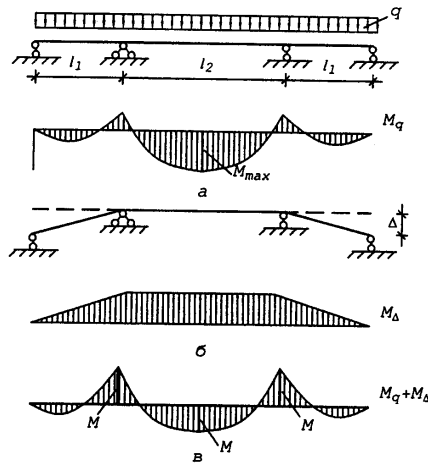


Рис. 5.22 - Напруження балки переміщенням опор:
а – розрахункова схема балки та епюра згинальних моментів від зовнішнього навантаження;
б – схема переміщення опор та епюра згинальних моментів, зумовлених переміщеннями; в – сумарна епюра

невідоме приймати зусилля у зтяжці. При обчисленні прогинів враховують вигин балки від попереднього натягу зтяжки.

У багатопролітних нерозрізних балках, враховуючи, що поблизу опор діють також значні згинальні моменти, зтяжки встановлюють не тільки у прольотах, але й над опорами відповідно до характеру епюри згинальних моментів.

5.8.3. Балки з алюмінієвих сплавів

Передумовою ефективного використання алюмінієвих сплавів є зменшення маси конструкцій та витрат, зумовлених транспортуванням і монтажем, їм властива майже утричі нижча щільність порівняно зі сталлю. Водночас для цих сплавів характерний значно нижчий (майже утричі) модуль пружності. Як наслідок балки з алюмінієвих сплавів більше деформуються. Втрата стійкості як загальної (всієї балки), так і місцевої (окремих елементів перерізу) відбувається також при нижчих рівнях напружень.

3. Високоміцні зтяжки встановлюють у зонах, де діють найбільші напруження (рис. 5.23, а). Нижній пояс проектується значно меншим від верхнього, оскільки його частково замінює зтяжка (рис. 5.23, б). При натягу зтяжки зусиллям N_0 на балку діє згинальний момент $M = N_0 \cdot e$, який зумовлює у перерізах балки нормальні напруження (рис. 5.23, в), протилежні напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином, досягають не лише розвантаження балки, а й зменшення нормальних напружень у її перерізах. Балка має зайвий зв'язок (зтяжку) і тому є статично невизначеною. Розраховуючи таку балку, доцільно за-

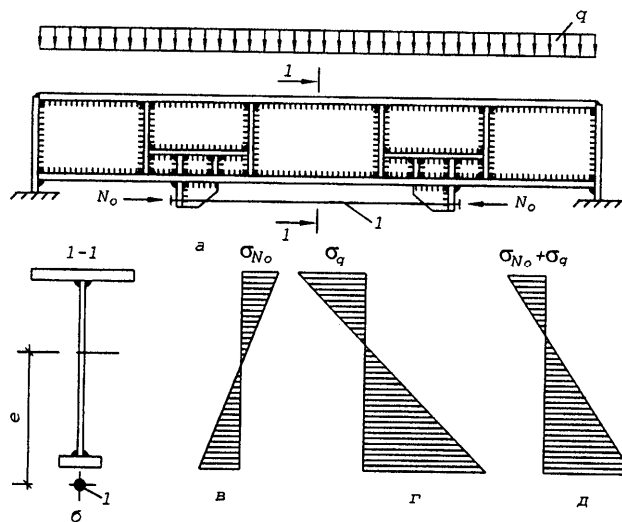


Рис. 5.23 - Балка з попередньо напруженою затяжкою:
а – схема балки; б – переріз 1-1; в, г, д – епюри напружень відповідно від
натягу затяжки, зовнішнього навантаження та сумарна; і – затяжка

Сортамент пресованих профілів з алюмінієвих сплавів має обмежену висоту (найчастіше до 400 мм). Тому доводиться раніше переходити на складені перерізи. Водночас алюмінієві сплави обробляються значно легше, ніж сталь, що спрощує виготовлення балок.

Окремі елементи перерізу з'єднують між собою шляхом зварювання, а також болтами і заклепками. Зварювання алюмінієвих сплавів потребує менших енерговитрат, що пояснюється нижчою температурою плавлення. Але не всі сплави можуть бути зварені. Добре зварюються такі сплави, як алюмінієво-магнієві, алюмінієво-марганцеві, високоміцні марок В, 1915 та інші. Сплав 1915 має також здатність гартуватися після зварювання при охолодженні на повітрі, що забезпечує високу міцність зварних з'єднань без додаткової термообробки.

Сплави, які не зварюються, з'єднують за допомогою болтів і заклепок, виготовлених також з алюмінієвих сплавів. Використовують і сталеві болти. Але вони обов'язково мають бути захищені від корозії (наприклад, цинкуванням), оскільки у місці контакту залізо-алюміній спостерігається інтенсивна електрохімічна корозія.

Мінімальну та оптимальну висоту визначають так, як для сталевих балок. Тільки у (5.23) приймають значення коефіцієнта $k \approx 1,6$, а товщину стінки збільшують на 1...12 мм порівняно зі значеннями,

отриманими за формулою (5.24). Методика перевірки міцності, стійкості та деформацій подібна прийнятій для сталевих балок.

Як ми зазначали, алюмінієві сплави мають високу вартість та енергомісткість. Водночас величезні запаси алюмінію у природі порівняно з залізом визначають перспективність його використання.

5.9. Центрово-стиснені колони та стояки

Колони, як і балки, - найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, перекрить, покрівель, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції.

Колона складається з трьох елементів:

оголовника – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;

бази – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;

стержня – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні.

5.9.1. Суцільні колони

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів (рис. 5.24, а), ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні дво-таври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полицкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври (рис. 5.24, б), які виготовляють на потокових висококомеханізованих та автоматизованих лініях.

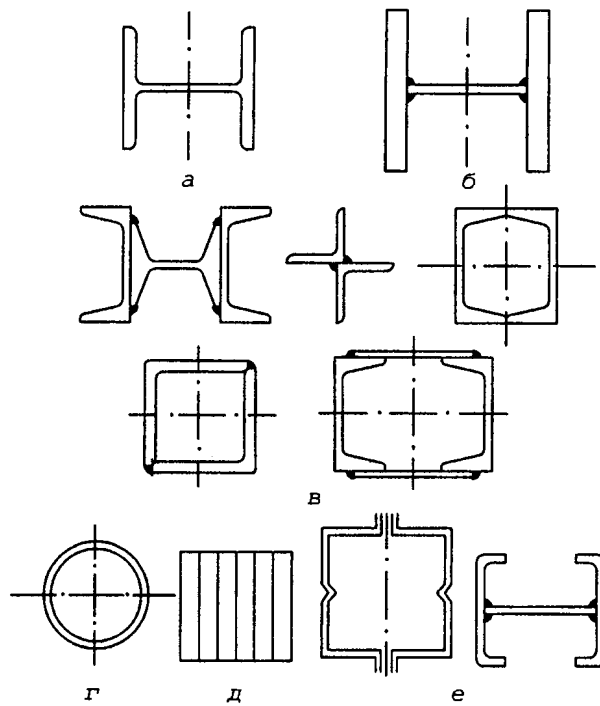


Рис. 5.24 - Поширені типи перерізів суцільних колон

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика) є колони з прокатних профілів (рис. 5,24, в). Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність. З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи. Колони замкнутого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їхні внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких колон треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб (рис. 5.24, г), але приєднання до них інших конструкцій є складним.

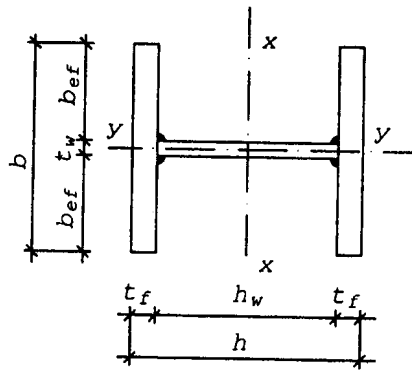


Рис. 5.25 - Розрахунковий переріз двотаврової колони.

При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою (рис. 5.24, д).

Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів (рис. 5.24, є).

Добираючи суцільний переріз колони, завантаженої осьовою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} . \quad (5.106)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше навантаження, то меншу гнучкість обирають).

Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} ; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda} , \quad (5.107)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x ; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y , \quad (5.108)$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриття, покрівлі або між зв'язками у

відповідних площинах; μ_x, μ_y – коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широкополічкового двотавра чи іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу (рис. 5.25):

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad b = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (5.109)$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою.

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двотаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h = b$ за більшою з величин.

Розміри окремих елементів перерізу b_{ef}, t_f, h_w, t_w (рис. 5.25) остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості. При $\bar{\lambda} = (0,8...4)$

для полочки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (5.110)$$

для стінки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.111)$$

але

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.112)$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість; інші позначки згідно з рис. 5.25.

При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (СНиП П-23-81*). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полчках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A , i_x , i_y та гнучкостей λ_x , λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.113)$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних ослаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (5.114)$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полчок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості (5.113) та міцності (5.114) свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз. Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Розміри поясних швів приймають конструктивно найменшими з умови зварюваності. У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Невеликі зусилля зсуву з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осьової сили, деякій непрямолінійності осі колони, незначних поперечних навантаженнях. Саме тому поясні шви і приймають якнайменшими.

Рекомендуються односторонні шви. Лише у місцях приєднання балок, розпірок та інших елементів у зоні передачі зусиль передбачають двосторонні шви, які виступають за контур прикріплюваного елемента на $30 k_f$ з обох боків.

Гнучкі стінки $\frac{h_w}{t_w} > 2,2$ необхідно підкріплювати поперечними

ребрами, розміщеними на відстані, не меншій за $2,5 h$ одне від одного. В усіх випадках незалежно від гнучкості стінки в третинах висоти колони чи її окремого відправного елемента конструктивно встановлюють ребра, що підвищують жорсткість колони проти випадкового скручування під час виготовлення, транспортування чи монтажу.

При використанні тонких широких полицок доцільно робити відгини, які є поздовжніми ребрами жорсткості і забезпечують місцеву стійкість полицок (див. рис. 5.24, є).

5.9.2. Наскрізнi колони

Стержень наскрізної колони складається з окремих гілок, з'єднаних між собою за допомогою планок чи решіток (рис. 5.26). Використовують такі колони при відносно невеликих навантаженнях (до 5000...6000 кН) і значній висоті, коли вимоги до жорсткості високі. Порівняно з суцільними вони вимагають більших витрат праці на виготовлення.

Прозір між вітками приймають, виходячи з умови стійкості, але не меншим за 100...150 мм, щоб забезпечити вільний доступ до внутрішніх поверхонь для їхнього очищення і нанесення антикорозійних захисних покриттів.

Спільна робота окремих гілок перерізу забезпечується решітками чи планками. Схему ґраток найчастіше приймають трикутною чи трикутною з проміжними стояками. Широко використовують і безрозкісне рішення у вигляді планок. З'єднання з допомогою решіток має більшу жорсткість, але трудомісткіше у виконанні. Безрозкісне з'єднання планками простіше у виготовленні і естетичніше. Воно найчастіше використовується у відносно невеликих колонах із зусиллями до 2000...3000 кН і незначною висотою. Розкісні решітки стають вигіднішими при великих відстанях між вітками колони $b \geq 800...1000$ мм (див. рис. 5.26), коли планки дуже громіздкі.

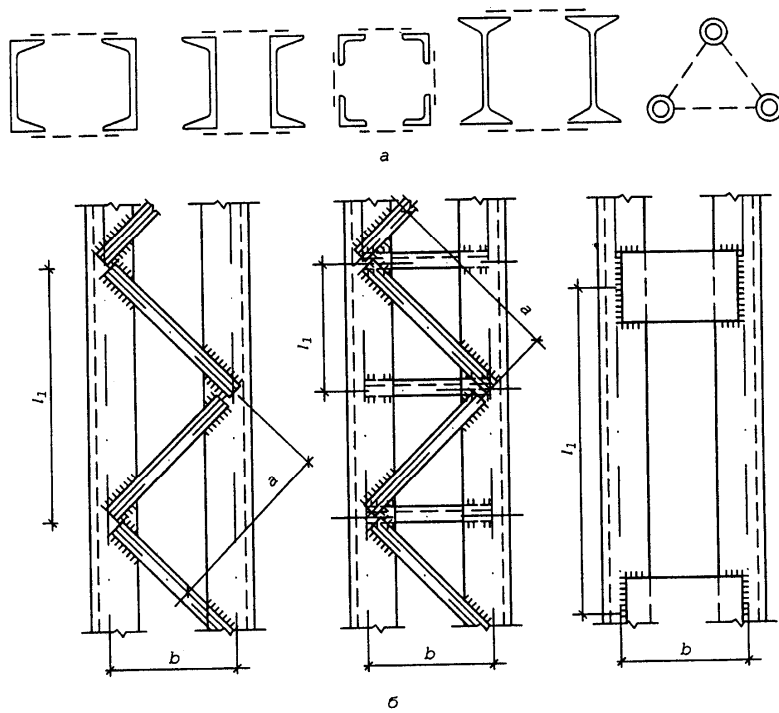


Рис. 5.26 - Найпоширеніші види стержнів наскрізних колон:
а –поперечні перерізи; б – види збоку

Для підвищення жорсткості колон на скручування від випадкових дій і впливів при виготовленні та під час монтажу і збереження незмінності контуру у наскрізних колонах передбачають діафрагми через 3...4 м по висоті.

Відносно матеріальної осі $x-x$ переріз розглядають як суцільний. На гнучкість стержня перпендикулярно до вільної осі $y-y$ значно впливає деформативність з'єднувальних елементів – планок чи решіток. Добір перерізу наскрізної колони починають з умови забезпечення стійкості відносно матеріальної осі. Виконують його аналогічно суцільним перерізам з використанням формул (5.106) – (5.114).

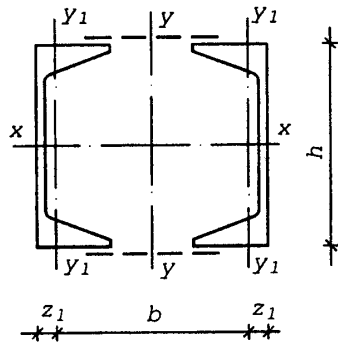


Рис. 5.27 - Розрахунковий переріз наскрізної колони

Користуючись, як і у випадку суцільної колони, коефіцієнтом зв'язку між шириною та радіусом інерції перерізу α_2 , запишемо

$$b = \frac{i_y}{\alpha_2}, \quad (5.116)$$

де $\alpha_2 = 0,44$ для перерізу, зображеного на рис. 5.27. Для інших типів перерізу значення α_2 приймають згідно з довідковою літературою (наприклад, для перерізу зі швелерів, але поличками назовні (див. рис. 5.26) це значення становить $\alpha_2 = 0,6$).

Перевірку стійкості наскрізних колон відносно вільної осі виконують за умовною зведеною гнучкістю:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.117)$$

де λ_{ef} – зведена гнучкість наскрізного перерізу.

У стержнів з перерізом, що розглядається (рис. 5.27), значення зведеної гнучкості обчислюють:

для колон з решітками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}; \quad (5.118)$$

для колон з планками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1 + n)} \quad \text{при } n > 0,2, \quad (5.119)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \text{при } n \leq 0,2, \quad (5.120)$$

Відстань між гілками визначають, виходячи з умови рівної стійкості стержня колони відносно обох осей (рис. 5.27). Приймавши в першому наближенні $\lambda_y = \lambda_x$ і знаючи λ_x , можемо обчислити потрібне значення радіуса інерції перерізу відносно осі y:

$$i_x = \frac{\lambda_y}{l_{ef,y}}. \quad (5.115)$$

де λ_y – гнучкість усього стержня відносно осі $y-y$, обчислена, як для суцільного перерізу; $\alpha = 10 \cdot \frac{a^3}{b^2 \cdot l_1}$ – коефіцієнт, що враховує кут розміщення розкосів (див. рис. 5.26, б); A – площа перерізу всього стержня; A_{d1} – площа перерізу одного розкосу; $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}}$ – гнучкість окремої вітки на довжині l_1 відносно осі $y_1 - y_1$ (див. рис. 5.27); i_{y1} – радіус інерції перерізу вітки відносно осі $y_1 - y_1$; $n = \frac{I_b \cdot b}{I_s \cdot l_1}$ – коефіцієнт, який враховує співвідношення між погонною жорсткістю окремої вітки $\frac{I_{b1}}{l_1}$ та планки $\frac{I_s}{b}$; I_{b1} – момент інерції перерізу гілки відносно осі $y_1 - y_1$, I_s – момент інерції перерізу однієї планки відносно центральної горизонтальної осі. Гнучкість інших типів перерізів обчислюють за рекомендаціями нормативних документів.

Для забезпечення стійкості окремої вітки треба, щоб її гнучкість λ_1 не перевищувала гнучкості всього стержня. Найчастіше приймають

$$\lambda_1 \leq 40. \quad (5.121)$$

За величиною λ_1 приймають крок вузлів решіток чи планок.

Оскільки поперечна сила у центрово-стисненій колоні відсутня, то ґратки і планки розраховують на дію умовної поперечної сили:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (5.122)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину стержня колони складеного перерізу в площині планок чи ґраток.

Умовна поперечна сила враховує випадкові силові впливи, які виникають під час виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації колони, а також випадкові ексцентриситети прикладення осової сили та криволінійності осі колони. Значення Q_{fic} розподіляють порівну між планками чи решітками кожної грані (у прикладі на рис. 5.27 таких граней дві).

Звідси зусилля, що діє в одній системі планок або ґраток:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (5.123)$$

Далі можна обчислити зусилля у розкосі решіток (рис. 5.28):

$$N_d = \frac{Q_s}{\sin \alpha} = \frac{Q_{fic}}{2 \sin \alpha}. \quad (5.124)$$

Потрібна площа розкосу

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.125)$$

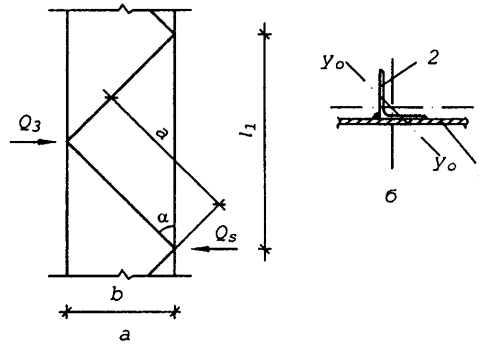


Рис. 5.28 - Розрахункові схеми наскрізних колон:
а – схема до обчислення зусиль у ґратках; б – вузол кріплення кутника ґраток (2) до вітки колони (1)

де φ обчислюють при граничному значенні гнучкості розкосу

$$\lambda_d = 150.$$

Коефіцієнт умов роботи відповідно до рекомендацій норм приймають $\gamma_c = 0,75$, як для кутників, що закріплені однією поличкою. Найменший потрібний радіус інерції перерізу відносно осі $y_0 - y_0$ (рис. 5.28, б) при тій же гнучкості:

$$i_{y_0} = \frac{a}{\lambda_d}. \quad (5.126)$$

Орієнтуючись на отримані величини A_d та i_d , згідно з сортаментом вибирають потрібний номер кутника. Шви кріплення кутників ґраток розраховують на зусилля N_d . При рівносторонніх кутниках можна прийняти, що через шов вздовж обушка кутника передається $\frac{2}{3} N_d$, а вздовж пера – $\frac{1}{3} N_d$. Катети та довжини швів повинні задовольняти вимоги зварюваності.

У наскрізних колонах на планках ширину планок встановлюють, виходячи з умови забезпечення жорсткості з'єднання. Рекомендується приймати

$$d_s = (0,5 \dots 0,7) \cdot b. \quad (5.127)$$

Розрахункова схема такої колони – це багатоповерхова рама зі стержнями, защемленими у вузлах. Стояками є вітки колони, а ригелями – планки (рис. 5.29).

З умови рівноваги вузла такої рами

$$\frac{Q_s \cdot l_1}{2} = \frac{F_s \cdot b}{2}, \quad (5.128)$$

де умовні позначки див. рис. 5.40.

Звідси перерізувальна сила і згинальний момент у планці:

$$F_s = Q_s \cdot \frac{l_1}{b}; \quad (5.129)$$

$$M_s = F_s \cdot \frac{b}{2} = Q_s \cdot \frac{l_1}{2}. \quad (5.130)$$

Товщину планок приймають у межах $t_s = (1/10 \dots 1/15) d_s$ і переважно не меншою ніж 6 мм, чим забезпечується їх стійкість. Міцність перерізу планки перевіряють на дію зусиль F_s та M_s . На ці ж зусилля розраховують і шви кріплення планок.

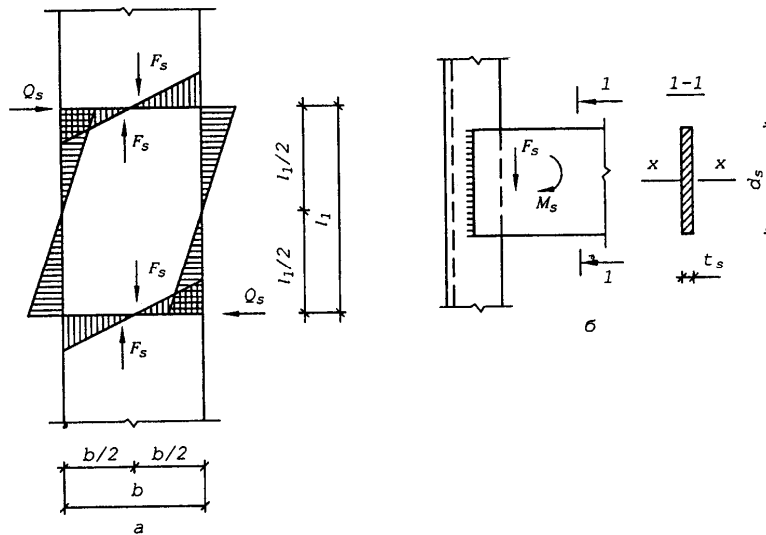


Рис. 5.29 - Розрахункові схеми наскрізної колони на планках: а – схеми до обчислення зусиль у планках; б – вузол кріплення планки до вітки колони

Стійкість стержня наскрізної колони відносно вільної осі перевіряють, використовуючи ту ж формулу (5.113), що й для суцільного перерізу. Але коефіцієнт поздовжнього згину приймають за зведеною гнучкістю A_{ef} , яка враховує податливість з'єднання ґратками чи планками і фактичні геометричні характеристики прийнятих перерізів.

5.9.3. Вузли колон

Основними вузлами колон є оголовники та бази. Оголовник колони складається з опорного листа, яким завершується колона, вертикальних ребер (через них на стержні колони передаються опорні реакції розміщених вище конструкцій) та горизонтальних ребер чи діафрагм, що разом з вертикальними ребрами забезпечують місцеву стійкість елементів перерізу колони у місці прикладення зосереджених навантажень (рис. 5.30).

Висоту оголовника приймають з міркувань забезпечення жорсткості вузла $h = (0,5...0,7)b$, де b – більший з основних розмірів перерізу колони.

Міцність вертикальних ребер та зварних швів, їх кріплення до колони перевіряють за сумою опорних реакцій конструкцій, які спираються на оголовок. Горизонтальні ребра й діафрагми конструюють, як проміжні ребра жорсткості. Товщину опорної плити приймають конструктивно 16...30 мм.

Товщина вертикального ребра з умови міцності становить

$$t_s \geq \frac{F}{l_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.131)$$

де F – сумарна опорна реакція конструкцій, що спираються на оголовок; $l_{ef} = b_b + 2t - a$ – розрахункова ширина прикладення сили F ; b_b – ширина опорного ребра балки; t – товщина опорної плити; a – сумарна ширина вирізу ребра (для конструкцій рис. 5.30, б виріз відсутній $a = 0$).

Окрім цього, перевіряють міцність вертикальних ребер і стінки колони на зріз у площинах, що прилягають до швів їх взаємного кріплення:

$$\frac{F}{n \cdot t \cdot h} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (5.132)$$

де n – кількість площин зрізу: для ребер $n = 2$, для стінки суцільної колони (рис. 5.30, а) також $n = 2$, а для стінок наскрізної колони (рис. 5.30, б) $n = 4$.

Шви кріплення ребер до стінок колон розраховують як кутові флангові на дію зусилля E . В обох конструкціях, зображених на рис. 5.30, це зусилля сприймається чотирма швами.

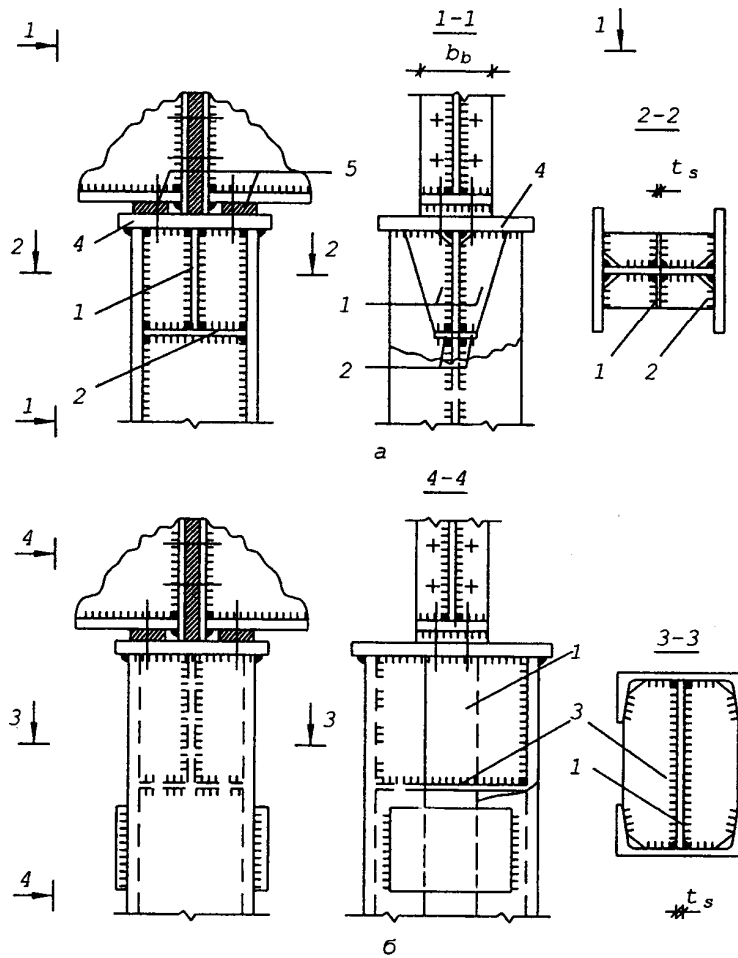


Рис. 5.30 - Найпоширеніші конструкції оголовників суцільної (а) та наскрізної (б) колон: 1 – вертикальні ребра; 2 – горизонтальні ребра; 3 – діафрагма; 4 – опорний лист; 5 – прокладка

Верхню грань ребер доцільно фрезерувати чи стругати. Цим забезпечується щільний контакт ребер з опорною плитою і передача зусилля саме через контактну поверхню, а зварні шви приймають конструктивно. В іншому випадку шви, що з'єднують ребро з опорною плитою, розраховують на дію цього зусилля як кутові лобові, прийнявши їх розрахункову довжину $l_w - l_{ef}$. В обох випадках (рис. 5.30) з'єднання виконано двома швами.

Конструкції опорних столиків для приєднання балок до колон збоку зображені на рис. 5.31. Найчастіше опорним столиком служить торець товстого листа $t = 30...40$ мм, привареного до колони. Поверхню цього торця вирівнюють механічною обробкою (фрезерують чи простругують). Висота столика H визначається довжиною швів, необхідних для передачі зусилля, прикладеного до опорного столика.

Місцеву стійкість стінки у вузлі забезпечують ребрами жорсткості (рис. 5.31, а) чи діафрагмою (рис. 5.31, б), встановленими у місці прикладення опорної реакції. Конструювання ребер жорсткості (їх розміри) та діафрагми здійснюють, як це зазначалося вище.

Найпоширеніші конструкції баз колон зображені на рис. 5.32-5.34. Найчастіше використовують бази з траверсами (рис. 5.32, 5.33), де траверси є допоміжними елементами, які сприяють рівномірному навантаженню опорної плити. Цим досягають зменшення товщини плити.

Розраховуючи базу, в першу чергу визначають потрібну площу опорної плити. Виходячи з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою,

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha}, \quad (5.133)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону фундаменту; γ_b, α – коефіцієнти згідно з п. 3.39 СНиП П.03.01-84 "Бетонні і залізобетонні конструкції". Далі визначають ширину плити:

$$B = b + 2 \cdot (t_s + c), \quad (5.134)$$

де b, t_s, c – умовні позначення згідно з рис. 5.32, 5.33.

У першому наближенні приймають товщину траверси $t_s = 8...16$ мм. Величину консольного звису опорної плити призначають $c = 50...120$ мм, виходячи з умови зварюваності (менше значення) і забезпечення її міцності при товщині $i < 40$ мм та зручності встановлення анкерних болтів (більші значення).

Остаточно ширину плити B приймають кратною 50 мм.

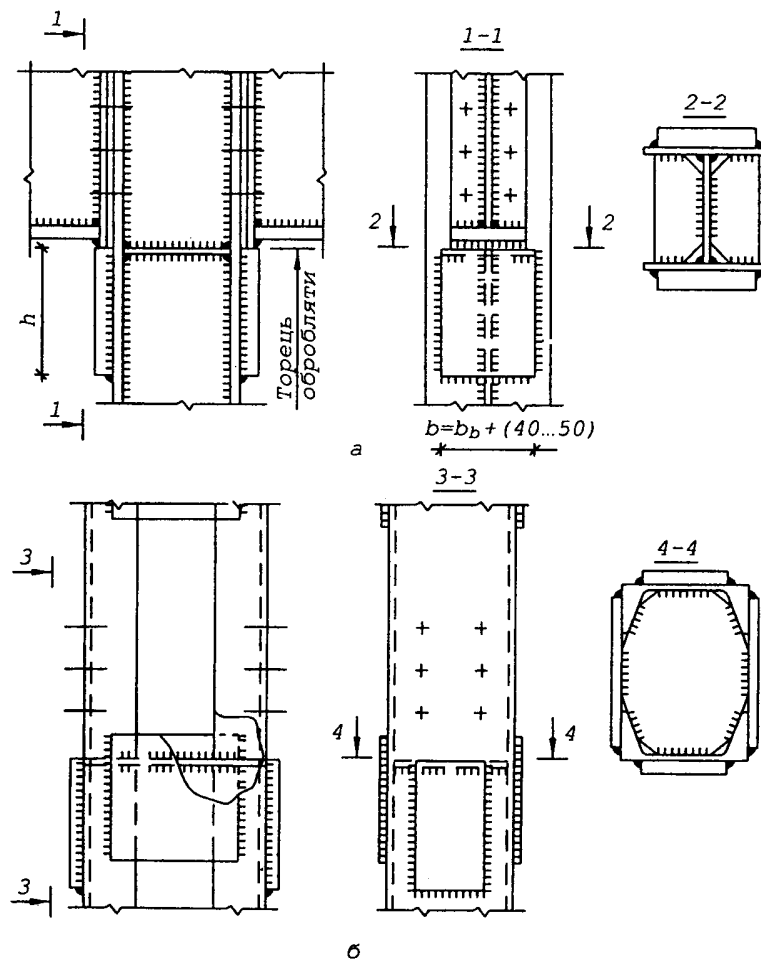


Рис. 5.31 - Вузли колон для спирання балок: у суцільний колонах (а); у наскрізних колонах (б) (балки умовно не показані)

Знаючи потрібну площу A і ширину B , обчислюють довжину плити:

$$L = \frac{A}{B}. \quad (5.135)$$

Розмір L також заокруглюють, приймаючи кратним 50 мм і таким, щоб дотримувалася умова $a \geq 50$ мм.

Напруження стиску в бетоні фундаменту σ_b під підшовою опорної плити вважають розподіленим рівномірно:

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} \leq R_b \cdot \gamma_b \cdot \alpha. \quad (5.136)$$

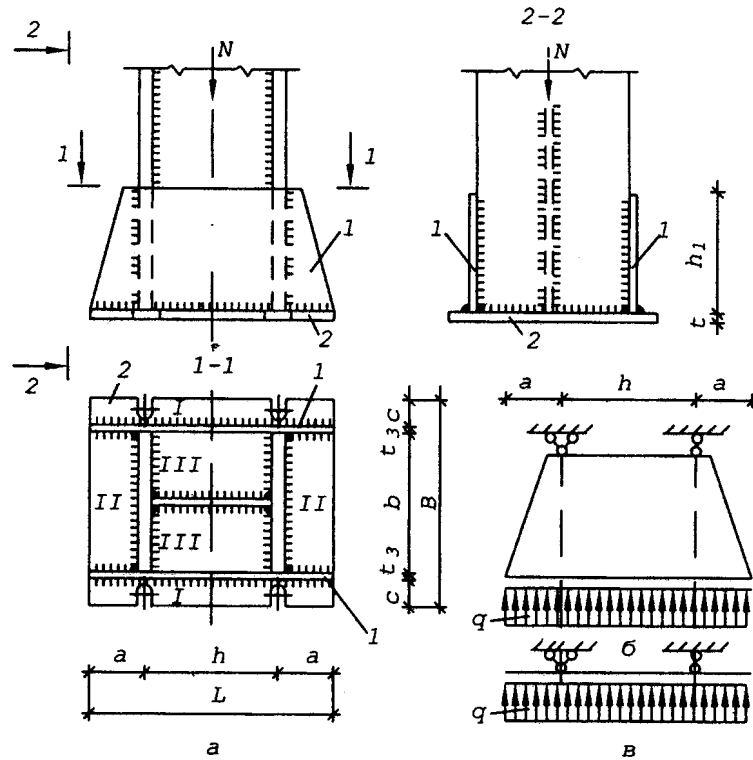


Рис. 5.32 - База суцільної колони:
а – загальний вигляд; б – схема навантаження траверси; в – розрахункова
схема траверса; 2 – опорна плита

Власне опорна плита під дією цих напружень працює на згин. Розглядаючи опорну плиту як пластину, сперту на траверси, полицьки та стінки колони, можна виділити три характерні ділянки (рис. 5.32, 5.33):

- I – консольна, защемлена у місці спирання на траверсу;
- II – сперта і відповідно защемлена з трьох сторін;
- III – защемлена по контуру.

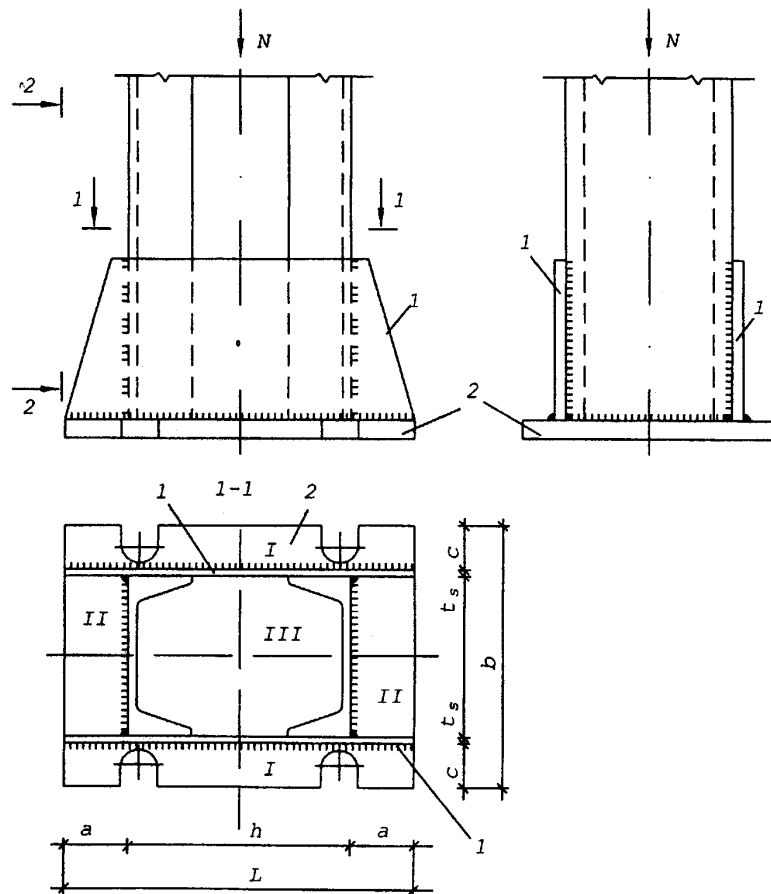


Рис. 5.33 - База наскрізної колони:
1 – траверси; 2 – опорна плита

Згинальний момент для смужки одиничної ширини ($L = 1$) на ділянці I обчислюють як для консолі:

$$M_I = \frac{\sigma_b \cdot c^2}{2}. \quad (5.137)$$

У ділянках II і III від дії σ_b згинальні моменти виникають у площинах обох осей симетрії (відповідно M_x , M_y). Їх значення обчислюють за методиками теорії пружності. Спрощено допускається обчи-

слювати значення найбільшого згинального моменту, використовуючи коефіцієнти α і β згідно з наведеними у табл. 5.3, 5.4 даними відповідно до співвідношення сторін b і a та h і $\frac{b-t_w}{2}$ (рис. 5.32) чи b і a та h і b (рис. 5.33) для ділянок, спертих на три сторони чи вздовж контура на чотири.

Найбільші значення згинальних моментів у опорній плиті для ділянки II, спертої на три сторони

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot b^2; \quad (5.138)$$

для ділянки III, спертої по контуру

$$M_3 = \beta \cdot \sigma_b \cdot s^2, \quad (5.139)$$

де s – розмір меншої сторони ділянки.

При співвідношенні сторін, що перевищують 2 чи менші за 0,5, розрахунок виконують, як для елемента з прольотом, що дорівнює меншій зі сторін і закріпленого уздовж довших. Так, ділянку II, сперту на три сторони, при співвідношенні $\frac{b}{a} < 0,5$ розглядають як балку з прольотом b , сперту на траверси:

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{b^2}{8}, \quad (5.140)$$

а при $\frac{b}{a} > 2$ як консоль прольотом a :

$$M_2 = \sigma_b \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (5.141)$$

Аналогічно ділянку III при $d > 2$ розраховують за формулою (5.140) як балку з прольотом, що дорівнює розмірові меншої сторони. Невеликими згинальними моментами у напрямку меншої жорсткості (більшої сторони) нехтуємо.

Таблиця 5.3 – Значення коефіцієнта α для плити, спертої на три сторони

Кое- фіці- єнт	Відношення сторін $\frac{b}{a}$									
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	більше 2
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	1,12 6	0,13 2	0,133

Таблиця 5.4 – Значення коефіцієнта для плити, спертої по контуру

Кое- фіці- єнт	Відношення більшої сторони плити до меншої											
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	біль- ше 2
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

У подальшому розрахунку розглядаємо переріз одиничної смужки плити товщиною t і шириною, рівною одиниці. Момент опору поперечного перерізу цієї частини описується виразом

$$W = \frac{b \cdot t^2}{6},$$

де $b = 1$,
тобто

$$W = \frac{t^2}{6}, \quad (5.142)$$

За більшим зі згинальних моментів M_1 , M_2 чи M_3 обчислюємо потрібний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (5.143)$$

Прирівнявши його (5.142), знаходимо найменшу товщину плити для даної конструкції бази:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (5.144)$$

За конструктивними вимогами товщину плити приймають у межах 20...40 мм. Коли ж за розрахунком (5.144) отримують більші значення, то у конструкцію бази вносять зміни, вводячи в ділянках з найбільшими згинальними моментами додаткові ребра чи діафрагми, які зменшують розміри сторін цих ділянок, а отже, і згинальні моменти, що в них діють.

Траверсу наближено розглядають як балку, сперту в місцях кріплення полицок і завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке спричиняється тиском опорної плити (рис. 5.32, б).

Навантаження на траверсу приймають рівномірно розподіле-
ним:

$$g = \sigma_b \cdot \frac{B}{2} \quad (5.145)$$

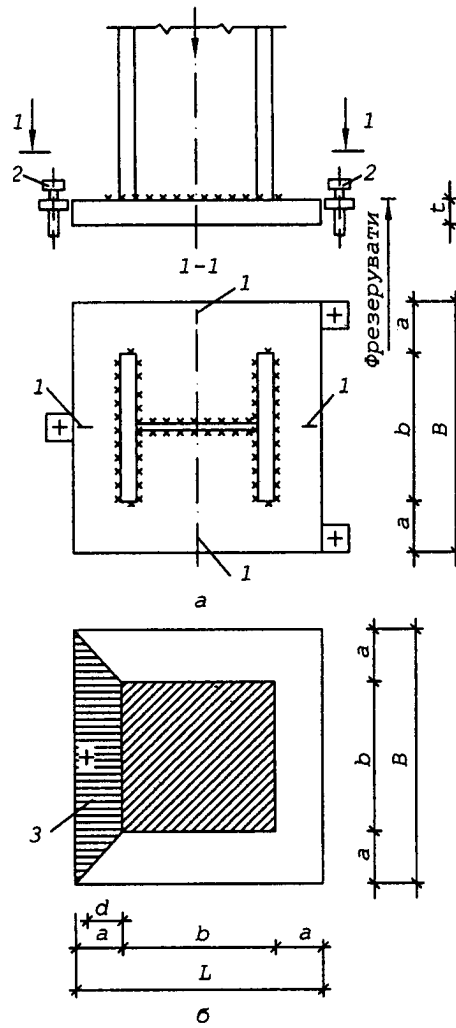


Рис. 5.34 - База колони з фрезерованим торцем:
а – конструкція бази; б – розрахункова схема опорної плити;

1 – rischi; 2 – тимчасові болти для вивіряння плити;
3 – консольна ділянка

Найбільше значення згинального моменту в траверсі:
на консольних ділянках

$$M = g \cdot \frac{a^2}{2}; \quad (5.146)$$

у прогоні

$$M = \frac{gh^2}{8} - g \cdot \frac{a^2}{2}. \quad (5.147)$$

Перевірку міцності траверси виконують як елемента, що згинається

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.148)$$

де M_{\max} – більше зі значень згинальних моментів за (5.146) чи (5.147);

$W_s = \frac{t_s \cdot h^2}{6}$ – момент опору поперечного перерізу траверси. З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають $h_1 = (0,5 \dots 0,7) \cdot h$. Коли ж умова (5.148) не виконується, збільшують товщину t_s .

Завершують розрахунок бази обчисленням катетів, швів, які з'єднують стержень колони, траверси та опорну плиту. Для швів між стержнем колони і траверсою вважають, що осьова сила N у колоні передається через ці шви. Тобто для конструкцій, зображених на рис. 5.32, 5.33, через один шов передається зусилля $N_1 = 0,25 N$ (кількість швів – чотири).

Розраховуючи шви приєднання опорної плити до траверс, вважають, що через одиницю довжини цих швів ($l_w = 1$) передається зусилля, що дорівнює навантаженню на траверсу g . В обох випадках шви проектує згідно з рекомендаціями глави 4 для кутових швів з обов'язковим дотриманням конструктивних вимог.

У великогабаритних колонах застосовують бази, де опорна плита приварюється до стержня під час монтажу (рис. 5.34). Цей захід значно спрощує монтажні роботи, оскільки в їх процесі вивіряють лише положення опорної плити. Колона займає проектне положення після встановлення на плиту, завдяки тому, що її торець профрезеровано строго перпендикулярно до поздовжньої осі. Верх плити також вирівнюють фрезеруванням чи струганням.

Щільний контакт між стержнем колони та опорною плитою забезпечує безпосередню передачу зусилля. Зварні шви лише фіксують ці частини колони. Умовно їх розраховують на зусилля, що становить 15% від повного. Опорну плиту найчастіше приймають квадратною. Як і в попередніх випадках, вона працює на згин. При цьому можна допустити наявність защемлення на контурі перерізу колони. Умовно виділивши трапецієподібну консольну ділянку (згідно з рис. 5.34, б), обчислюємо згинальний момент у защемленні цієї консолі:

$$M = N_s \cdot d, \quad (5.149)$$

де $N_s = \sigma_b \cdot a \cdot \frac{(b+B)}{2}$ – рівнодійна тиску бетону на ділянку 3 (рис. 5.34); d – відстань від місця защемлення до центра ваги ділянки.

Знаючи, що цей згинальний момент діє на переріз плити шириною b і товщиною t у місці защемлення, записуємо умову міцності:

$$\frac{M}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.150)$$

де $W = b \frac{t^2}{6}$ – момент опору перерізу плити у місці защемлення.

Звідси товщина плити становить

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot R_y \gamma_c}}. \quad (5.151)$$

Зазначений розрахунок дає наближені результати. Точніші значення згинальних моментів отримують за методиками теорії пружності чи пластичності.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Артемьева И.Н. Алюминий в строительстве. Л., 1985.
2. Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. – М., 1975.
3. Брудка Я. Трубчатые стальные конструкции. – М., 1975.
4. Васильев В. А. Металлические конструкции. – М., 1976.
5. Ведеников Г.С, Беленя Е.В., Игнатева В.С. и др. Металлические конструкции. Общий курс: Учеб. для вузов. – М., 1998.
6. Временная инструкция о составе и оформлении строительных чертежей зданий и сооружений. Конструкции металлические, чертежи КМ. СН 460-74. – М., 1978.
7. Дробязко Л.Н. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. – К., 1985.
8. Дыховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. – М., 1982.
9. ЕСКД. Общие правила выполнения чертежей. – М., 1979.
10. ЕСКД. Правила выполнения чертежей зданий. – М., 1978.
11. Жербин М.М., Владимирский В.О. Металлические конструкции. – К., 1986.
12. Каплун Я. А. Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. – М., 1979.
13. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: Підр. для вузів. – Львів, 1994.
14. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К., 1984.
15. Клименко Ф.Є. Розробка, дослідження та застосування у будівництві сталебетонних конструкцій. – Львів, 2001.
16. Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий: Справочник проектировщика / Под ред. И.И.Ищенко. – М., 1979.
17. Лессиг Е.И. Листовые металлические конструкции. – М., 1974.
18. Лихтарников Я.М. Техничко-економічні основи проектування будівельних конструкцій. – К., 1980.
19. Лихтарников Я.М., Ладиженский Д.В., Климов В.М. Расчет стальных конструкций. К., 1984.
20. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М., 1991.


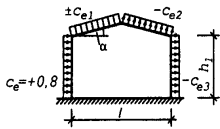
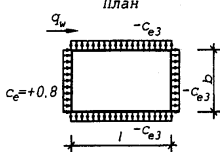
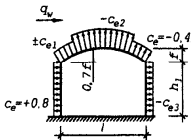
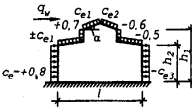
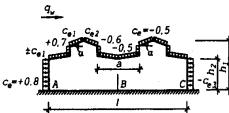
21. Мельников Н.П. Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. – М., 1983.
22. Металлические конструкции / Под ред. Е.И.Беленя. – М., 1986.
23. Металлические конструкции. Специальный курс / Под ред. Е. И. Беленя. – М., 1976.
24. Металлические конструкции: Справочник проектировщика / Под ред. Н. П. Мельникова. – М., 1980.
25. Михайлов А. М. Сварные конструкции. – М., 1983.
26. Муханов К. К. Металлические конструкции. – М., 1978.
27. Пермяков В.О., Трохимович В.В., Тарасенко В.Л. Металеві конструкції З'єнання: Навч. посібник. – К., 1966.
28. Проектирование металлических конструкций / В.В.Бирюлев, И.И.Кошин, И.И.Крылов, А.В.Сильвестров. – Л., 1990.
29. Развитие строительной науки и техники в Украинской ССР: В 3 т./ Под ред. М.М.Жербина. – К., 1989.
30. Сахновский И.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. – К, 1984.
31. СНиП II.24-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М., 1975.
32. СНиП II.17-75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ. – М., 1975.
33. СНиП. 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М., 1975.
34. СНиП П.23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., 1988.
35. СНиП 2.03.П-85. Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986.
36. Справочник конструктора металлических конструкций / В.Т. Васильченко, А.Н. Рутман, Е.П.Лукьяненко. – К, 1990.
37. Стороженко Л.І., Семко А.В., Ефименко В.Л. Сталежелезобетонные конструкции. – К., 1997.
38. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М., 1981.
39. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций. – М., 1987.
40. Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции. – М., 1983.
41. Файбишенко В.К. Металлические конструкции. – М., 1984.

Таблиця 1

Коефіцієнти μ для визначення снігового навантаження на деякі види покриття (за СНиП 2.01.07-85)

Номер схеми згідно з норма- ми	Профіль покриття і схеми снігового навантаження	Значення коефіцієнта μ	Номер схеми згідно з норма- ми	Профіль покриття і схеми снігового навантаження	Значення коефіцієнта μ								
1	Одно- і двосхилий однопролітний 	$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 0$ при $\alpha \geq 60^\circ$ Варіант 2 враховується для двосхилих покрівель (за схемою "б") при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; варіант 3 при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; при наявності ходових мостиків або аераційних пристроїв на гребені покриття			покриття прольотом $l \leq 6$ м; 2,5 — те ж саме $l > 6$ м і для прогонів незалежно від прольоту. Приймається $b_1 = b_2$ і не більше b								
2	Скеліпінчастий однопролітний 	Для скеліпінчастих покрівель, по сегментних фермах і т. п. $\mu = l/(8f) \leq 1$. Варіант 2 враховується при $f/l \geq 1/8$ <table><tr><td>f/l</td><td>1/8</td><td>1/6</td><td>1/5</td></tr><tr><td>μ_2</td><td>1,6</td><td>2</td><td>2,2</td></tr></table> Для залізобетонних плит покриття $\mu_2 \leq 1,4$	f/l	1/8	1/6	1/5	μ_2	1,6	2	2,2		б) двосхилий та скеліпінчасті покрівлі дво- або багатопролітних будинків з ліхтарями посередині будинку за схемою 7 додатка 3 СНиП 2.01.07-85	
f/l	1/8	1/6	1/5										
μ_2	1,6	2	2,2										
3	а) для однопролітних з ліхтарем посередині 	Коефіцієнти μ : для зони В = 1; для навантажень біля ліхтаря (зони А і С); $\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0$; $1a/b$; $\mu_3 = 1 + 0,5a/b \cdot l$, але не перевищує 4 — для ферм і балок при нормативній масі покриття $g^a \leq 1,5$ кПа; 2,5 — те ж саме при $g^a > 1,5$ кПа; 2 — для залізобетонних плит		4	Дво- і багатопролітний будинок з двосхилими покриттями 	Для варіанта 1 $\mu = 1$; варіант 2 враховується при $\alpha \geq 15^\circ$							
				5	Дво- і багатопролітний будинок зі скеліпінчастими і близькими до них за формою покриттями 	Варіант 2 враховується при $f/l > 0,1$. Для залізобетонних плит покриття $\mu \leq 1,4$							

Таблиця 2

Аеродинамічні коефіцієнти c_e для покрівель різних профілів (за СНиП 2.01.07-85)																																																													
Номер схеми	Профіль будинку або споруди і схеми вітрового навантаження	Значення коефіцієнта c_e																																																											
1	Вертикальні поверхні (стіна, загородження тощо) 	Сумарний коефіцієнт $c_e = 1,4$																																																											
2	Двосхила покрівля  План 	<table><tr><th colspan="2">Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}</th><th colspan="4">Значення коефіцієнтів при h_1/l</th></tr><tr><th>Коефіцієнт</th><th>α'</th><th>0</th><th>0,5</th><th>1</th><th>>2</th></tr><tr><td rowspan="4">c_{e1}</td><td>0</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>20</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr><tr><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr></table> <table><tr><th colspan="2">Коефіцієнт c_{e3}</th><th colspan="3">Значення коефіцієнта при h/l</th></tr><tr><th>b/l</th><th></th><th>$\leq 0,5$</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td>≤ 1</td><td></td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td></td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}		Значення коефіцієнтів при h_1/l				Коефіцієнт	α'	0	0,5	1	>2	c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	20	-0,2	-0,4	-0,7	-0,8	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	Коефіцієнт c_{e3}		Значення коефіцієнта при h/l			b/l		$\leq 0,5$	1	≥ 2	≤ 1		-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2		-0,5	-0,6	-0,6
Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}		Значення коефіцієнтів при h_1/l																																																											
Коефіцієнт	α'	0	0,5	1	>2																																																								
c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8																																																								
	20	-0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																																								
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																																								
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																																								
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																																								
Коефіцієнт c_{e3}		Значення коефіцієнта при h/l																																																											
b/l		$\leq 0,5$	1	≥ 2																																																									
≤ 1		-0,4	-0,5	-0,6																																																									
≥ 2		-0,5	-0,6	-0,6																																																									
3	Скелічасті покрівлі, сегментні ферми тощо 	<table><tr><th colspan="2">Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}</th><th colspan="5">Значення коефіцієнтів при t/l</th></tr><tr><th>Коефіцієнт</th><th>h_1/l</th><th>0,1</th><th>0,2</th><th>0,3</th><th>0,4</th><th>0,5</th></tr><tr><td rowspan="3">c_{e1}</td><td>0</td><td>+0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,4</td><td>+0,6</td><td>+0,7</td></tr><tr><td>0,2</td><td>-0,2</td><td>-0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,5</td><td>+0,7</td></tr><tr><td>1</td><td>-0,8</td><td>-0,7</td><td>-0,3</td><td>+0,3</td><td>+0,7</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>довільне</td><td>-0,8</td><td>-0,9</td><td>-1</td><td>-1,1</td><td>-1,2</td></tr></table> Коефіцієнт c_{e3} приймають за схемою 2	Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}		Значення коефіцієнтів при t/l					Коефіцієнт	h_1/l	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}	довільне	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																			
Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}		Значення коефіцієнтів при t/l																																																											
Коефіцієнт	h_1/l	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}	довільне	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																																																							
4	Будинки з поздовжнім ліхтарем 	Коефіцієнти c_{e1}, c_{e2}, c_{e3} визначають за схемою 2																																																											
5	Будинки з поздовжніми ліхтарями 	<p>Для покриття будинку на ділянці АВ коефіцієнти c_e приймають за схемою 4</p> <p>Для ліхтарів ділянки ВС при $\lambda \leq 2$ $c_x = 0,2$; при $2 \leq \lambda \leq 8$ для кожного ліхтаря $c_x = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_x = 0,8$, тут $\lambda = a(h_1 - h_2)$</p> <p>Для решти ділянок покриття $c_e = -0,5$</p> <p>Для навітряних, підвітряних і бічних стін будинків коефіцієнти тиску визначають за вказівками схеми 2</p>																																																											



Районування за масою снігового покриву



Районування за тиском вітру

ДОДАТОК 3

Коефіцієнти умови роботи γ_c для різних елементів

№ за/п	Елементи конструкцій	Коефіцієнти умови роботи γ_c
1	Суцільні балки і стиснені елементи ферм перекриття під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при масі перекриття, що дорівнює або перевищує тимчасові навантаження	0,9
2	Колони цивільних будов і опор водонапірних башт	0,95
3	Стиснені основні елементи (крім опорних) решітки складного таврового перерізу з кутників зварних ферм покриття і перекриття (наприклад, кроквяних і аналогічних до них ферм) при гнучкості $\lambda \geq 60$	0,80
4	Суцільні балки при розрахунках на загальну стійкість	0,95
5	Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски, виконані з прокатної сталі	0,9
6	Елементи стержневих конструкцій покриття і перекриття: а) стиснені (за винятком замкнених трубчастих перерізів) при розрахунках на стійкість б) розтягнені в зварних конструкціях в) розтягнені, стиснені, а також стикові накладки в болтових конструкціях (крім конструкцій на високоміцних болтах) зі сталі з межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см ²), під дією статичних навантажень при розрахунках на міцність	0,95 0,95 1,05
7	Суцільні складені балки, колони, а також стикові накладки зі сталі з межею текучості до 400 МПа (4500 кгс/см ²), виконані за допомогою болтових з'єднань (крім з'єднань на високоміцних болтах) під дією статичних навантажень при розрахунках на міцність	1,1
8	Перерізи прокатних і зварних елементів, а також накладок зі сталі з межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см ²) у місцях стиків, виконаних на болтах (крім стиків на високоміцних болтах), під дією статичних навантажень при розрахунках на міцність: а) суцільних балок і колон б) стержневих конструкцій покриття і перекриття	1,1 1,05
9	Стиснені елементи ґраток просторових конструкцій із одиничних рівнополічкових або нерівнополічкових кутників, що прикріплені безпосередньо до поясів однієї полічкою зварними швами або двома болтами і більше, розташованими вздовж кутника: для розкосів і розпірок зі сумісними вузлами для суміжних граней для розкосів з несумісними вузлами для суміжних граней при складній перехресній решітці з одноболтовими з'єднаннями з несумісними в суміжних гранях вузлами	0,9 0,8 0,7
10	Стиснені елементи з поодиноких кутників, прикріплених однією полічкою (для нерівнополічкових кутників тільки меншою полічкою), за винятком елементів конструкцій, наведених у позиції 9 даної таблиці, розкосів, прикріплених безпосередньо до поясів зварними швами або двома болтами і більше, розташованими вздовж кутника, і плоских ферм із поодиноких кутників	0,75
11	Опорні плити зі сталі з межею текучості до 285 МПа (2900 кгс/см ²) під дією статичних навантажень товщиною, мм: до 40 від 40 до 60 від 60 до 80	1,2 1,15 1,1

Примітки. 1. Коефіцієнти умови роботи $\gamma_c < 1$ при розрахунку одночасно не враховують. 2. Коефіцієнти умови роботи наведені відповідно у позиціях 1 і 6; 1 і 7; 1 і 8; 2 і 8, а; 3 і 6, в при розрахунку слід враховувати одночасно. 3. Коефіцієнти умови роботи, наведені в позиціях 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 і 10, а також у позиціях 5 і 6, б (крім стикових зварних з'єднань), при розрахунку з'єднань розглянутих елементів одночасно не враховують. 4. У випадках, не згаданих у даних нормах, слід приймати $\gamma_c = 1$.

ДОДАТОК 4

Сталі для сталевих конструкцій будов і споруд

Марка сталі	ГОСТ або ТУ	Категорія сталі для кліматичного району будівництва (розрахункова температура, °C)		
		$P_{430} > (t \geq -40)$ $P_5 \text{ вим. } (t \geq -30)$	$I_1, P_2 \text{ і } P_3$ $(-40 > t \geq -50)$	I_1 ($-50 > t \geq -65$)
1	2	3	4	5

Група 1. Зварні конструкції або їх елементи, що працюють у надважких умовах або перебувають під безпосередньою дією динамічних вібраційних чи рухомих навантажень (підкранові балки; балки робочих майданчиків; елементи конструкцій бункерних та розвантажувальних естакад, які безпосередньо сприймають рухоме навантаження; фасонки ферм; прогінні будови транспортних галерей; зварні спеціальні опори великих переходів ліній електропередач висотою понад 60 м; елементи відтяжок щогл і відтяжних вузлів; балки під крани гідротехнічних споруд тощо).

C255	ГОСТ 27772-88	+	—	—
C285		+	—	—
C345		3	3	4 ^{a)}
C375		3	3	4 ^{a)}
C390		+	+	4 ^{b)}
C390K		+	+	4 ^{b)}
C440		+	4 ^{b)}	4 ^{b)}

Група 2. Зварні конструкції або їх елементи, що працюють при статичних навантаженнях (ферми; ригелі рам; балки перекриття і покрівель; козори сходів; опори ВЛ, за винятком зварних опор більших переходів; опори ошикування відкритих розподільних засобів підстанцій (ВРЗ); опори під вимикачі ВРЗ; опори транспортних галерей; елементи контактних сіток транспорту (ригелі жорстких поперечин, анкерні відтяжки, хомути); прожекторні щогли, елементи комбінованих опор антенних споруд; трубопроводи ГЕС і насосних станцій; облицювання водоводів; закладні частини затворів та інші розтягнені, розтягнуто-згинані та згинані елементи), а також конструкції і їх елементи групи 1 при відсутності зварних з'єднань і балки підвісних шляхів з двотаврів за ГОСТ 19425—74* і ТУ 14-2-427—80 при наявності зварних монтажних з'єднань

1	2	3	4	5
C245	ГОСТ 27772-88	+ ^r	—	—
C255		+	—	—
C275		+ ^r	—	—
C285		+	—	—
C345		1	3	4 ^{a,d}
C345K		+	+	—
C375		1	3	4 ^{a,d}
C390K		+	+	4 ^b
C390		+	+	4 ^b
C440		+	—	4 ^b
C590	ГОСТ 27772-88 група В, табл. 1	+	—	+
C590K		—	+	+
ВСТЗкп товщиною до 4 мм		2 ^e	2 ^e	—
ВСТЗпс товщиною до 5,5 мм		те ж саме	—	—
ВСТЗпс товщиною 6—10 мм		2 ^e	—	—
16Г2АФ товщиною 6—9 мм	ТУ 14-3-567-76	6	+	+

Група 3. Зварні конструкції або їх елементи, що працюють при статичному навантаженні (колонні; стояки; опорні плити; елементи настилу перекриття; конструкції, які підтримують технологічне устаткування; вертикальні зв'язки колон з напруженням у зв'язках понад 0,4R_y; анкерні, несучі і фіксуючі конструкції опор ригелів жорстких поперечин контактної сітки транспорту; опори під устаткування ВРЗ, крім опор під вимикачі; елементи стержнів і веж антенних споруд; колони бетоновозних естакад, прогони покрівель та інші стиснені і стиснено-згинані елементи), а також конструкції та їх елементи групи 2 за відсутності зварних з'єднань

1	2	3	4	5
C235	ГОСТ 27772-88	+ ^{e,1}	—	—
C245		+	—	—
C255		+	+ [*]	—
C275		+	—	—
C285		+	+ [*]	2 або 3
C345		1	1	—
C345K		+	+	2 або 3
C375		1	1	+
C390		+	+	+
C390K		+	1	+
C440		1	+	+
C590		+	+	—

Продовження Додаток 4

1	2	3	4	5
C590K		—	+	+
ВСтЗкп товщиною до 4 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	2 ^е	2 ^е	—
ВСтЗкп товщиною 4,5—10 мм	те ж саме	2 ^е	—	—
ВСтЗпс товщиною 5—15 мм	ГОСТ 10706-76* група В, з додат. вимогами за п. 1.6	4	—	—
ВСтЗпс товщиною до 5,5 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	2 ^е	2 ^е	—
ВСтЗпс товщиною 6—10 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	6	—	—
ВСтЗпс товщиною 5—15 мм	ГОСТ 10706-76* група В, з додат. вимогами за п. 1.6	—	4	—
ВСтЗпс товщиною 6—10 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	—	5	—
16ГАФ товщиною 6—9 мм	ТУ 14-3-576-76	+	+	+

Група 4. Допоміжні конструкції будівель і споруд; з'єднання, крім зазначених у групі 3; елементи факхверка; сходи; трапи; огорожі; металоконструкції кабельних каналів; вторинні елементи споруд тощо, а також конструкції та їх елементи групи 3 за відсутності зварних з'єднань

1	2	3	4	5
C235		+	—	—
C245		—	+	+
C255	ГОСТ 27772-88	—	+	+
C275		—	+	+
C285		—	+	+
ВСтЗкп товщиною до 4 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	2 ^е	2 ^е	2 ^е
ВСтЗкп товщиною 4,5—10 мм	те ж саме	2 ^е	—	—
ВСтЗпс товщиною 5—15 мм	ГОСТ 10706-76* група В, з додат. вимогами за п. 1.6	4	4	—
ВСтЗпс товщиною до 5,5 мм	ГОСТ 10705-80* група В, табл. 1	2 ^е	2 ^е	2 ^е
ВСтЗпс товщиною 6—10 мм	те ж саме	6	6	—

Примітки.

1. Позначки, прийняті у таблиці додатка 5:

- а — фасонний прокат товщиною до 11 мм, а за погодженням із замовником — до 20 мм, листовий — усіх товщин;
- б — вимоги з обмеження вуглецевого еквівалента за ГОСТ 27772-88 для товщин понад 20 мм;
- в — вимоги з обмеження вуглецевого еквівалента за ГОСТ 27772-88 для всіх товщин;
- г — для району II для неопалюваних будівель і конструкцій, що експлуатуються при температурі зовнішнього повітря, використовувати прокат товщиною не більше 10 мм;
- д — при товщині прокату не більше 11 мм допускається використовувати сталь категорії 3;
- е — крім опор ВЛ, ВРЗ;
- ж — прокат товщиною до 10 мм і з урахуванням вимог розділу 10;
- з — крім району II для неопалюваних будівель і конструкцій, що експлуатуються при температурі зовнішнього повітря.

Знак "+" означає, що дану сталь необхідно використовувати; знак "—" означає, що дану сталь у певному кліматичному районі використовувати недоцільно.

2. Вимоги таблиці не поширюються на сталеві конструкції спеціальних призначень і магістральні, технологічні трубопроводи, резервуари спеціального призначення, оболонки доменних печей і повітрянагрівачів тощо. Сталі для цих конструкцій встановлюються відповідними нормативними документами (СНІП тощо).

3. Вимоги даної таблиці поширюються на листовий прокат товщиною від 2 мм і фасонний прокат товщиною від 4 мм за ГОСТ 27772-88, сортовий прокат товщиною від 4 мм ТУ 14-1-3023-80, ГОСТ 380-71** (з 1990 р. ГОСТ 535-88) і ГОСТ 19281-73*. Зазначені категорії сталі стосуються прокату товщиною не менше 5 мм. При товщині, меншій за 5 мм, наведені у таблиці сталі використовуються без вимог за ударною в'язкістю. Для конструкцій всіх груп, крім групи I і опор ВЛ та ВРЗ усіх кліматичних районах, крім I, допускається використовувати прокат товщиною менше 5 мм зі сталі C235 за ГОСТ 27772-88.

4. Кліматичні райони будівництва встановлюються відповідно до ГОСТ 16350-80 "Клімат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей". Зазначені у головці таблиці параметри відповідають температурі зовнішнього повітря відповідного району, за яку приймають середню температуру найхолоднішої п'ятиденки, згідно зі вказівками СНІП з будівельної кліматології та геофізики.

5. До конструкцій, що перебувають під безпосередньою дією динамічних, вібраційних чи рухомих навантажень, належать конструкції чи їх елементи, які піддаються розрахуноків на витривалість чи розраховуються з урахуванням коефіцієнтів динамічності.

6. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні сталі C345, C375, C440, C590, C590 K, 16Г2АФ можуть замовлятися як сталі підвищеної корозійної стійкості (з міддю): C345Д, C375Д, C440Д, C590Д, C590КД, 16Г2АФД.

7. Використання термоміцного з прокатного нагріву фасонного прокату зі сталі C345Т, C375Т, що постачається за ГОСТ 27772-88 як сталь C345 і C375, не допускається в конструкціях, які під час виготовлення піддаються металізації чи пластичним деформаціям при температурі понад 700 °С.

8. Безшовні гарячедеформовані труби за ГОСТ 8731-87 допускається використовувати тільки для елементів спеціальних опор великих переходів ліній електропередач висотою понад 60 м, для антенних споруд зв'язку та інших спеціальних споруд. При цьому необхідно використовувати марки сталі:

у всіх кліматичних районах, крім I₁, I₂, II₁ і II₂, марку 20 за ГОСТ 8731-87, але з додатковими вимогами щодо ударної в'язкості при температурі —20 °С не менше 30 Дж/см² (3 кГс, м/см²);

у кліматичних районах I₂, II₁ і II₂ — марку 09Г2С за ГОСТ 8731-87, але з додатковими вимогами щодо ударної в'язкості при температурі —40 °С не менше 40 Дж/см² (4 кГс, м/см²) при товщині стінки до 9 мм і 35 Дж/см² (3,5 кГс, м/см²) при товщині стінки 10 мм і більше.

Не допускається до використання безшовні гарячедеформовані труби, виготовлені зі сталі, що мають маркування з літерою "Л", які не пройшли контроль неруйнівними методами.

9. До сортового прокату (круг, квадрат, штаби) за ТУ 14-1-3023-80, ГОСТ 380-71** (з 1990 р. ГОСТ 535-88) і ГОСТ 19281-73* висуваються ті ж вимоги, що й до фасонного прокату цієї ж товщини за ГОСТ 27772-88. Відповідність марок сталей за ТУ14-1-3023-80, ГОСТ 380-71**, ГОСТ 19281-73* і ГОСТ 19282-73* сталей за ГОСТ 27772-88 необхідно визначити за таблицею, що наведена нижче (див. таблицю додатка 5а).

Марки сталі, які замінюються сталлями за ГОСТ 27772-88

Сталі за ГОСТ 27772-88	Марка сталі, яку замінюють	ГОСТ чи ТУ
C235	ВСт3кп2 ВСт3кп2—1 18кп	ГОСТ 380-73 ТУ 12-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C245	ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною до 20 мм, фасонний — до 30 мм) 18пс	ГОСТ 380-71** ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C255	ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною понад 20 до 40 мм, фасонний — понад 30 мм) ВСт3сп5—1, ВСт3Гпс5—1 18Гпс, 18Гсп, 18сп	ГОСТ 380—71* ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C275	ВСт3пс6—2	ТУ 14-1-3023-80
C285	ВСтсп5—2, ВСт3Гпс5—2	ТУ 14-1-3023-80
C345, C345T	09Г2	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73*
	09Г2С, 14ГС (листовий, фасонний прокат товщиною до 20 мм) 15ХСНД (листовий прокат товщиною до 10 мм, фасонний — до 20 мм)	ГОСТ 19282-73*
	12ГС гр. 1	ТУ 14-1-4323-88
	09Г2 гр. 1 09Г2 гр. 2 09Г2С гр. 1 14Г2 гр. 1 (фасонний — до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
	390	ТУ 14-15-146-85
	ВСтТпс	ГОСТ 14637-79*
C345K	10ХНДП	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73* ТУ 14-1-1217-75
C375, C375T	09Г2С гр. 2	ТУ 14-1-3023-80
	12Г2С гр. 2	ТУ 14-1-4323-88
	14Г2 гр. 1 (фасонний прокат товщиною понад 20 мм) 14Г2 гр. 2 (фасонний прокат товщиною до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
	14Г2 (фасонний і листовий прокат товщиною понад 20 мм) 10Г2С1, 15ХСНД (фасонний прокат товщиною понад 20 мм, листовий — понад 10 мм) 10ХСНД (фасонний прокат без обмеження товщини, листовий — товщиною до 10 мм)	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73*
C390, C390T	14Г2АФ 10Г2С1 термозміцнена, 10ХСНД (листовий прокат товщиною понад 10 мм)	ГОСТ 19282-73*
C390K	15Г2АФДпс	ГОСТ 19282-73*
C440	16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФ термозміцнена	ГОСТ 19282-73*
C590	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
C590K	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

Примітки 1. Сталі C345 і C375 категорії 1, 2, 3, 4, за ГОСТ 27772-88 замінюють сталі категорій відповідно 6, 7 і 9, 12, 13 та 15 за ГОСТ 19281-73* і ГОСТ 19282-73*.

2. Сталі C345K, C390, C390K, C440, C590K за ГОСТ 27772-88 замінюють відповідні марки сталі категорій 1—15 за ГОСТ 19281-73* і ГОСТ 19282-73*, зазначені у цій таблиці.

3. Заміна сталей за ГОСТ 27772-88 сталлями, що відповідають іншим державним стандартам і технічним умовам, не передбачена.

ДОДАТОК 6

Нормативні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині листового, широкоштабового
універсального і фасонного прокату за ГОСТ 27772-88 для сталевих конструкцій будівель і споруд

Сталь	Товщина прокату ¹	Нормативні опори ² прокату, МПа (кгс/мм ²)				Розрахункові опори ³ прокату, МПа (кгс/см ²)			
		листового, широкоштабового, універсального		фасонного		листового, широкоштабового, універсального		фасонного	
		R _{yk}	R _{sk}	R _{yk}	R _{sk}	R _y	R _k	R _y	R _k
С235	Від 2 до 20	235(24)	360(37)	235(24)	360(37)	230(2350)	350(3600)	230(2350)	350(3600)
	Понад 20 до 40	225(23)	360(37)	225(23)	360(37)	220(2250)	350(3600)	220(2250)	350(3600)
	Понад 40 до 100	215(22)	360(37)	—	—	210(2150)	350(3600)	—	—
	Понад 100	195(20)	360(37)	—	—	190(1950)	350(3600)	—	—
С245	Від 2 до 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	Понад 20 до 30	—	—	235(24)	370(38)	—	—	230(2350)	360(3700)
С255	Від 2 до 3,9	255(26)	380(39)	—	—	250(2550)	370(3800)	—	—
	Від 4 до 10	245(25)	380(39)	255(26)	380(39)	240(2450)	370(3800)	250(2550)	370(3800)
	Понад 10 до 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	Понад 20 до 40	235(24)	370(38)	235(24)	370(38)	230(2350)	360(3700)	230(2350)	360(3700)
С275	Від 2 до 10	275(28)	380(39)	275(28)	390(40)	270(2750)	370(3800)	270(2750)	380(3900)
	Понад 10 до 20	265(27)	370(38)	275(28)	380(39)	260(2650)	360(3700)	270(2750)	370(3800)
С285	Від 2 до 3,9	285(29)	390(40)	—	—	280(2850)	380(3900)	—	—
	Від 4 до 10	275(28)	390(40)	285(29)	400(41)	270(2750)	380(3900)	280(2850)	390(4000)
	Понад 10 до 20	265(27)	380(39)	275(28)	390(40)	260(2650)	370(3800)	270(2750)	380(3900)
С345	Від 2 до 10	345(35)	490(50)	345(35)	490(50)	335(3400)	480(4900)	335(3400)	480(4900)
	Понад 10 до 20	325(33)	470(48)	325(33)	470(48)	315(3200)	460(4700)	315(3200)	460(4700)
	Понад 20 до 40	305(31)	460(47)	305(31)	460(47)	300(3050)	450(4600)	300(3050)	450(4600)
	Понад 40 до 60	285(29)	450(46)	—	—	280(2850)	440(4500)	—	—
	Понад 60 до 80	275(28)	440(45)	—	—	270(2750)	430(4400)	—	—
	Понад 80 до 160	265(27)	430(44)	—	—	260(2650)	420(4300)	—	—
345K	Від 4 до 10	345(35)	470(48)	345(35)	470(48)	335(3400)	460(4700)	335(3400)	460(4700)
С375	Від 2 до 10	375(38)	510(52)	375(38)	510(52)	365(3700)	500(5100)	365(3700)	500(5100)
	Понад 10 до 20	355(36)	490(50)	355(36)	490(50)	345(3500)	480(4900)	345(3500)	480(4900)
	Понад 20 до 40	335(34)	480(49)	335(34)	480(49)	325(3300)	470(4800)	325(3300)	470(4800)
С390	Від 4 до 50	390(40)	540(55)	—	—	380(3850)	530(5400)	—	—
С390K	Від 4 до 30	390(40)	540(55)	—	—	380(3850)	530(5400)	—	—
С440	Від 4 до 30	440(45)	590(60)	—	—	430(4400)	575(5850)	—	—
	Понад 30 до 50	410(42)	570(58)	—	—	400(4100)	555(5650)	—	—
С590	Від 10 до 36	540(55)	635(65)	—	—	515(5250)	605(6150)	—	—
С590K	Від 16 до 40	540(55)	635(65)	—	—	515(5250)	605(6150)	—	—

Примітки. 1. За товщину фасонного прокату приймають товщину полицки (найменша його товщина 4 мм). 2. За нормативний опір прийнято значення меж текучості й тимчасового опору за ГОСТ 27772-88. 3. Значення розрахункових опорів отримані діленням нормативних опорів на коефіцієнти надійності щодо матеріалу, визначені відповідно до п. 3.2 СНиП 11-23-81*, з заокругленням до 5 МПа(50 кгс/см²).
Нормативні й розрахункові опори сталей підвищеної корозійної стійкості (див. примітки до таблиці додатка 5) приймають такими ж, як для відповідних сталей без міді.

ДОДАТОК 7

Матеріали для з'єднань металевих конструкцій та їх розрахункові опори

Група конструкцій у кліматичних районах	Марка сталі	Матеріали для зварювання, що відповідають маркам сталі			
		під флюсом		у вуглекислому газі або в його суміші з аргоном	покриті електродами
		Марки			тип електрода (за ГОСТ 9467—75)
		флюсів (за ГОСТ 9087—81)	зварного дроту (за ГОСТ 2246—70*)		
2, 3 і 4 в усіх районах, окрім І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ і ІІ ₃	18сп, 18пс, 18хп, 18Гсп, 18Гпс, ВСт3сп, ВСт3пс, ВСт3хп, ВСт3Гпс, 20, АН-60, ВСтТпс	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА		З42, З46
2, 3 і 4 в усіх районах, окрім І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ і ІІ ₃	09Г2С, 09Г2, 10Г2С1, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП, 10ХСНД	АН-47, АН-43, АН-17М, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-08ХМ, Св-10Г ² , Св-08ГА ² , Св-10ГА ²	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	З46, З50
	18Г2АФпс, 16Г2АФ, 15Г2СФ, 15Г2АФДпс, 14Г2АФ		Св-10НМА, Св-08ХМ3	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, Св-08ХГСМА, Св-10ХГ2СМА	З-50, З-60
І в усіх районах; 2, 3 і 4 в районах І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ і ІІ ₃	18сп, 18Гсп, 18Гпс, ВСт3сп, ВСт3пс, ВСт3Гпс, 20, ВСтТпс	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	З42А, З46
	09Г2С, 09Г2, 10Г2С1, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП, 10ХСНД	АН-47, АН-43, АН-348-А ¹			З46А, З50А
І в усіх районах; 2, 3 і 4 в районах І ₁ , І ₂ , ІІ ₂ і ІІ ₃	18Г2АФпс, 16Г2АФ, 15Г2АФДпс, 14Г2АФ	АН-47, АН-17М, АН-348-А ₁	Св-10НМА, Св-08ХМ ³	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, Св-08ХГСМА, Св-10ХГ2СМА	З50А, З60
	12ГН2МФАЮ, 12Г2СМФ	АН-17М	Св-08ХН2ГМЮ	Св-10ХГ2СМА	З70

Примітки. 1. Застосування флюсу АН-348-А вимагає додаткового контролю механічних властивостей металу шва при зварюванні з'єднань елементів усіх товщин для конструкцій кліматичних районів І₁, І₂, ІІ₂ і ІІ₃ і товщин понад 32 мм для конструкцій решти кліматичних районів.
2. Не застосовувати у поєднанні з флюсом АН-43.

ДОДАТОК 8

Коефіцієнти φ поздовжнього вигину центрово-стиснених елементів

Гру- кість λ	Коефіцієнти φ для елементів сталі з розрахунковим опором R_p , МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	929	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примітка. Значення коефіцієнтів φ у таблиці збільшені в 1000 разів.Коефіцієнти φ_e для перевірки стійкості позацентрово-стиснених і позацентрово-згинаних суцільних стержнів у площині дії моменту, яка збігається з площиною симетрії

Умов- на гру- кість $\lambda = \frac{l}{i} \sqrt{\frac{E}{R_p}}$	Коефіцієнти φ_e при зведеному ексцентриситеті																			
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037

Примітки. 1. Значення коефіцієнтів φ_e у таблиці збільшені у 1000 разів. 2. Значення φ_e не повинно перевищувати значення φ .

ЗМІСТ

Глава 1.	Розвиток будівельних конструкцій.	3
Глава 2.	Основні властивості металевих конструкцій і напрями їх розвитку.	6
2.1.	Загальні відомості про галузі й перспективи застосування металевих конструкцій	6
2.2.	Матеріали металевих конструкцій.	8
2.2.1.	Сталі, що використовуються у будівництві	9
2.2.2.	Алюмінієві сплави для металевих конструкцій	16
2.3.	Робота сталі та алюмінієвих сплавів у конструкціях.	18
2.3.1.	Пружна і пластична робота. Руйнування	18
2.3.2.	Робота металу при плоскому й об'ємному напружених станах.	19
2.3.3.	Нерівномірний напружений стан	20
2.3.4.	Вплив температури. Вогнестійкість.	20
2.3.5.	Робота металу при повторних та змінних навантаженнях.	21
2.4.	Сортамент профілів зі сталі та алюмінієвих сплавів	22
2.5.	Корозія і захист від неї.	24
Глава 3.	Основи розрахунку конструкцій за методом граничних станів.	27
3.1.	Групи граничних станів	27
3.2.	Навантаження і впливи.	28
3.3.	Нормативні та розрахункові опори. Коефіцієнти безпеки щодо матеріалу.	29
3.4.	Коефіцієнти умов роботи та надійності конструкцій	31
3.5.	Основні залежності розрахунку за методом граничних станів	32
3.6.	Центрово-розтягнені елементи	32
3.7.	Центрово-стиснені елементи. Міцність і стійкість.	33
3.8.	Елементи, що згинаються.	38
3.8.1.	Перевірка міцності у пружній стадії.	38
3.8.2.	Шарнір пластичності.	40
3.8.3.	Стійкість елементів.	42
3.9.	Елементи, на які діють згинальні моменти та осьові сили.	44
3.9.1.	Умови міцності.	44
3.9.2.	Стійкість.	47
3.10.	Особливості роботи і розрахунку елементів з алюмінієвих сплавів.	49

Глава 4.	З'єднання металевих конструкцій.	50
4.1.	Загальні відомості.	50
4.2.	Зварні з'єднання.	51
4.2.1.	Класифікація та характеристика зварних швів	51
4.2.2.	Види зварних з'єднань.	54
4.2.3.	Стикові з'єднання. Основи розрахунку і конструювання.	55
4.2.4.	З'єднання кутовими швами.	58
4.2.5.	З'єднання фланговими швами.	59
4.2.6.	З'єднання лобовими швами.	61
4.2.7.	Таврове з'єднання.	62
4.2.8.	Головні конструктивні вимоги при проектуванні з'єднань на кутових швах.	63
4.2.9.	Комбіновані з'єднання.	65
4.2.10.	Особливості зварних з'єднань.	65
4.3.	З'єднання на болтах і заклепках.	67
4.3.1.	Загальні відомості.	67
4.3.2.	Робота та розрахунок болтів і заклепок, що працюють на розтяг.	70
4.3.3.	Робота та розрахунок болтів підвищеної точності і заклепок, на дію зсувних зусиль.	71
4.3.4.	Високоміцні болти. Робота та розрахунок з'єднань, що працюють на зсув.	72
4.3.5.	Робота та розрахунок з'єднань на болтах і заклепках під дією різних силових факторів	73
4.3.6.	Основні конструктивні вимоги.	75
4.3.7.	Особливості болтових та заклепкових з'єднань у конструкціях з алюмінієвих сплавів.	78
Глава 5.	Конструкції балкових кліток.	80
5.1.	Загальна характеристика балок і балкових кліток.	80
5.2.	Настили	83
5.3.	Прокатні, гнуті та пресовані балки.	84
5.3.1.	Визначення поперечного перерізу.	85
5.4.	Балки складеного перерізу балок.	87
5.4.1.	Оптимальна висота перерізу.	87
5.4.2.	Найменша висота.	90
5.4.3.	Визначення поперечного перерізу балок.	92
5.4.4.	Зміна перерізу.	96
5.4.5.	З'єднання полички зі стінкою.	98
5.5.	Стійкість елементів перерізу балок.	99
5.5.1	Стійкість стисненої полички.	100
5.5.2	Стійкість стінки.	101
5.6.	Конструювання поперечних ребер жорсткості.	105

5.6.1.	Проміжні ребра жорсткості.	105
5.6.2.	Опорні ребра.	106
5.7.	Стики балок.	108
5.7.1.	Заводські стики.	108
5.7.2.	Монтажні стики.	110
5.8.	Ефективні конструкції балок.	114
5.8.1.	Бісталеві балки.	115
5.8.2.	Попередньо напружені балки.	118
5.8.3.	Балки з алюмінієвих сплавів.	120
5.9.	Центрово-стиснені колони та стояки.	122
5.9.1.	Суцільні колони.	122
5.9.2.	Наскрізні колони.	127
5.9.3.	Вузли колон.	133
	Список літератури	144
	Додаток 1	146
	Додаток 2	148
	Додаток 3	149
	Додаток 4	150
	Додаток 5	152
	Додаток 6	153
	Додаток 7	154
	Додаток 8	155

Навчальне видання

ЛУГЧЕНКО Олена Іванівна

Конспект лекцій з курсів «Будівельні конструкції» та «Будівельні конструкції. Металеві конструкції.» (для студентів 3-го курсу заочної форми навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів післядипломної освіти спеціальностей «Міське будівництво та господарство», «Теплогазопостачання та вентиляція»)

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *О. І. Лугченко*

План 2012, поз. 1Л

Підп. до друку 30.05.2013

Формат 60x84 1/16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 3,1

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

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

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК №4064 від 12.05.2011р.