ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

Споруди транспорту

# МОСТИ ТА ТРУБИ
# ПРАВИЛА ПРОЕКТУВАННЯ

## ДБН В.2.3-14:2006

*Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами*
*(у контрольному стані )*

Київ
Міністерство будівництва, архітектури та
житлово-комунального господарства України
2006

РОЗРОБЛЕНО: Національний транспортний університет (НТУ)
за участю Інституту "Київсоюзшляхпроект"

РОЗРОБНИКИ: Науковий керівник роботи
д-р. техн. наук А. І. Лантух-Лященко.
Відповідальний виконавець канд. техн. наук Г.Б. Фукс.
Виконавці: д-ри техн. наук.А.С. Дехтяр, В.І.Ки'рян, Л.М.Лобанов, А.В. Перельмутер, С.Г. Ткачук;канд. техн. наук. А.Л. Закора, Г.М.Ейхе, П.М. Коваль, В.О.Ковтуненко, М.М. Корнієв, М.О.Микитаренко, В.П.Снитко, Н.Є. Страхова, Є.В.Шаповалов; інженери Н.А.Болотова, В.І. Бутусов, В.М.Грищенко, В.А.Зайцева, П.М. Ковальов, Н.Г. Парубець, Н.В.Проценко, І.І.Святишенко, В.В. Тодіріка, В.Г.Шкурат, В.В. Ятченко

ВНЕСЕНО ТА ПІДГОТОВЛЕНО ДО ПРИЙНЯТТЯ: Управління автомобільних доріг Державної служби автомобільних доріг України

ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: Наказ Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства (Мінбуд України)
від "06" травня 2006 р. № 160, чинні з 2007.02.01

НА ЗАМІНУ: СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы"

РОЗРОБЛЕНО Зміна № 1: Державне підприємство «Національний інститут розвитку інфраструктури» (ДП «НІРІ»)

РОЗРОБНИКИ Зміна № 1: **І. Бабяк** , канд.техн.наук (науковий керівник);
**М**. **Борисевич** ; **В. Каськів** , канд.техн.наук

ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ Зміна № 1: наказ Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України від 01.08.2024 № 767,
з першого числа місяця,що настає через 90 днів
з дня реєстрації та оприлюднення на порталі Єдиної державної електронної системи у сфері будівництва
(з 2024 – 12 – 01)

**Мінінфраструктури України, 2024**

| | |
|---|---|
| **Споруди транспорту**<br>**Мости і труби. Правила проектування.** | **ДБН В.2.3-14:2006**<br>**На заміну СНиП 2.05.03-84** |

**Чинні від 2007-02-01**

## Сфера застосування

Ці норми встановлюють правила проектування мостів та дорожніх труб, розташованих:
- на залізницях колії 1520 мм, розрахованих на рух потягів із швидкістю до 200 км/год. включно, лініях метрополітену та трамваю;
- на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів;
- на внутрішньогосподарських дорогах та проїздах;
- на дорогах, суміщених для руху автомобільного транспорту з залізницею, метрополітеном, трамваєм.

Норми також поширюються на проектування пішохідних мостів і пішохідних тунелів під залізницями, автомобільними і міськими дорогами, а також прогонових будов та опор розвідних мостів.

Норми не поширюються на проектування:
- мостів на залізничних високошвидкісних (вище 200 км/год) пасажирських лініях;
- механізмів розвідних прогонів мостів;
- службових естакад і галерей будівель та промислових споруд;
- мостів і труб на внутрішніх автомобільних дорогах (які не виходять на мережу загального користування і до водяних шляхів) лісозаготівельних і лісогосподарських підприємств і організацій.

## Нормативні посилання

Будівельні норми та стандарти, на які в тексті є посилання, наведено в додатку А.

## Терміни та визначення понять (позначення та скорочення)

Термін “міст” розглядається тут в класичному розумінні як транспортна споруда, призначена для перепуску через перешкоди потоків залізничного, автомобільного транспорту, пішоходів та комунікацій різного призначення.

Інші специфічні терміни і визначення в галузі мостів наведено в додатку Б.

## Загальні положення

Ця частина ДБН охоплює принципи і загальні вимоги, за якими слід проектувати транспортну споруду, що має відповідати своєму функціональному призначенню та мати такий рівень надійності, який гарантує безпечну експлуатацію протягом проектного терміну служби.

Загальні положення ДБН поділяються на принципи та регламентації. Принципи формулюють фундаментальні положення, які не може бути змінено. Проте можуть розглядатися декілька варіантів моделей та проектних рішень за умови, якщо вони залишаються в рамках проголошеного принципу. Принципи позначаються в тексті літерою “П”, яка супроводжує номер пункту. Регламентації викладають загальновизнані правила, які відповідають принципам. Не забороняється використовувати інші правила за умов, якщо вони не протирічать принципам.

## 1 Основні вимоги

***( Розділ 1 вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

## 2 Навантаження і впливи

***( Розділ 2 вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

# 3 Бетонні і залізобетонні конструкції

***Основні розрахункові вимоги***

**3.1** При проектуванні бетонних і залізобетонних мостів і труб необхідно дотримуватись вимог ДБН 1.2-14 про забезпечення необхідної надійності конструкцій за граничними станами двох груп. Для цього поряд із призначенням відповідних матеріалів і виконанням передбачених конструктивних вимог необхідне проведення зазначених у чинних нормах розрахунків.

У розрахунках конструкції в цілому й окремих її елементів необхідно враховувати найнесприятливіші сполучення навантажень і впливів, можливі на різних стадіях їхньої роботи.

Розглянуті розрахункові схеми, загальні вимоги для яких зазначено в 1.103, мають відповідати прийнятим конструктивно-технологічним рішенням, враховувати умови виготовлення, транспортування і зведення споруд, особливості їхнього завантаження постійними і тимчасовими навантаженнями, порядок попереднього напруження і регулювання зусиль у конструкції.

***(Пункт 3.1 змінено, Зміна № 1)***

**3.2** Для недопущення граничних станів першої групи елементи конструкцій мостів і труб мають бути розраховані відповідно до вимог цього розділу за міцністю, стійкістю (форми і положення) і на витривалість, при цьому в розрахунках на витривалість слід розглядати навантаження і впливи, можливі на стадії нормальної експлуатації споруд.

Для недопущення граничних станів другої групи виконують розрахунки, зазначені в табл.3.1.

Таблиця 3.1

| Розрахунок | Робоча арматура | Стадії роботи конструкції |
|---|---|---|
| За утворенням поздовжніх тріщин | Ненапружувана | Експлуатація згідно з проектом |
| | Напружувана | Всі стадії (нормальна експлуатація, зведення споруди, попереднє напружування, зберігання, транспортування) |
| За утворенням тріщин, нормальних і нахилених до поздовжньої осі елемента | Напружувана | Всі стадії |
| За розкриттям тріщин, нормальних і нахилених до поздовжньої осі елемента | Ненапружувана і напружувана (крім елементів з напружуваною арматурою, проектованих за категорією вимог з тріщиностійкості 2а, див.табл.3.22) | Всі стадії |
| За закриттям (затисненням) тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента | Напружувана | Експлуатація згідно з проектом |
| За обмеженням дотичних напружень | Ненапружувана та напружувана | Всі стадії |
| За деформаціями (прогинами) прогонових споруд в мостах всіх призначень та кутами перелому профілю проїзду в автодорожніх та міських мостах | Ненапружувана та напружувана | Експлуатація згідно з проектом |

**3.3** Розрахунки за тріщиностійкістю разом із конструктивними та іншими вимогами (до водовідводу і гідроізоляції конструкцій, морозостійкості і водонепроникності бетону) мають забезпечувати корозійну стійкість залізобетонних мостів і труб, а також перешкоджати виникненню ушкоджень у них при спільній дії силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища.

Елементи залізобетонних конструкцій в залежності від призначення, умов роботи і застосовуваної арматури мають задовольняти відповідні категорії вимог з тріщиностійкості, що передбачають різну ймовірність утворення (появи) тріщин і граничні розрахункові величини ширини їхнього розкриття (див. 3.95).

**3.4** Зусилля в перерізах елементів статично невизначених конструкцій від навантажень і впливів при розрахунках за граничними станами першої і другої груп слід, як правило, визначати з урахуванням непружних деформацій бетону й арматури і наявності тріщин.

У конструкціях, методик розрахунку яких з урахуванням непружних властивостей бетону не розроблено, а також для проміжних стадій розрахунку з урахуванням непружних властивостей бетону зусилля в перерізах елементів допускається визначати в припущенні їхньої лінійної пружності.

**3.5** Якщо в процесі виготовлення або монтажу конструкції змінюються розрахункові схеми або геометричні характеристики перерізів, то зусилля, напруження і деформації в конструкції необхідно визначати підсумовуванням їх для всіх попередніх стадій роботи. При цьому, як правило, необхідно враховувати зміну зусиль у часі через усадку і повзучість бетону і релаксацію напружень в напружуваній арматурі.

**3.6** У конструкціях з ненапружуваною арматурою напруження в бетоні й арматурі необхідно визначати за правилами розрахунку пружних матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони (див.3.48, 3.94 і 3.100).

**3.7** У попередньо напружених конструкціях напруження в бетоні й арматурі в перерізах, нормальних до поздовжньої осі елемента, необхідно визначати за правилами розрахунку пружних матеріалів, розглядаючи переріз, як суцільний.

Якщо бетон омонолічування напруженої арматури, яка знаходиться у відкритих каналах, не має зчеплення (див. 3.170) з бетоном основної конструкції, то слід вважати, що і напружена арматура, яка знаходиться в каналі, не має зчеплення з бетоном конструкції.

При визначенні ширини розкриття тріщин в елементах попередньо напружених конструкцій (у тому числі і зі змішаним армуванням) напруження в арматурі необхідно визначати без врахування роботи розтягнутої зони бетону. Допускається зусилля розтягнутої зони бетону повністю передавати на арматуру.

Характеристики приведеного перерізу у всіх випадках необхідно визначати з урахуванням наявної в перерізі напружуваної і ненапружуваної арматури з урахуванням 3.38.

Якщо елементи конструкції виконано з бетону різних класів, то загальну робочу площу перерізу необхідно визначати з урахуванням відповідних модулів пружності.

У конструкціях, напружуваних на бетон, на стадії його обтиснення в робочій площі перерізу бетону не враховують площу закритих і відкритих каналів. При розрахунку цих конструкцій на стадії експлуатації допускається в розрахунковій площі перерізу бетону враховувати площу перерізу ін’єктованих закритих каналів. Бетон замонолічування відкритих каналів допускається враховувати за умови виконання спеціальних технологічних заходів відповідно до 3.170 і установки в бетоні замонолічування ненапружуваної арматури. При цьому ширина розкриття тріщин у бетоні замонолічування не повинна перевищувати розмірів, прийнятих для елементів, проектованих за категорію вимог за тріщиностійкості категорії 3в.

**3.8** У складених за довжиною (висотою) конструкціях необхідно робити перевірки міцності і тріщиностійкості в перерізах, що співпадають зі стиками або перетинають зону стиків.

Стики мають забезпечувати передачу розрахункових зусиль без появи пошкоджень у бетоні замонолічування і на торцях елементів (блоків), які стикуються. Клей в стиках призначається для герметизації стиків та рівномірної передачі стискувальних зусиль.

**3.9** Стінки таврових балок залізничних прогонових будов необхідно розраховувати з урахуванням можливого на мосту поперечного зсуву смуги руху, який має бути не менше 10 см.

Розрахунок стінок балок прогонових будов мостів з утворення тріщин рекомендується виконувати з урахуванням кручення і вигину стінок (з їхньої площини).

**3.10** Попереднє напруження арматури характеризують величини початкового (контрольованого) зусилля, що прикладається до кінців напружуваної арматури через натяжні пристрої, і сталого зусилля, рівного контрольованому за винятком втрат, що відбулися до моменту часу, що розглядається. При цьому напруження в арматурі, що відповідають контрольованому зусиллю, з урахуванням 3.86, мають не перевищувати розрахункових опорів, зазначених у табл. 3.14, з урахуванням коефіцієнтів умов роботи відповідно до 3.43.

Для арматурних елементів, що напружуються, у проектній документації повинні вказуватися значення контрольованих зусиль і відповідних їм витяжок арматури з урахуванням поз.4 табл.1 обов’язкового додатку Т.

Величини витяжки арматури $\Delta_p$ у загальному випадку визначаються за формулою

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p}\int_0^l \frac{dx}{e^{\omega x+\delta\theta}} \qquad (3.1)$$

де $\sigma_p$ – напруження, що відповідають контрольованому зусиллю і призначувані з урахуванням вимог п. 3.14;

$E_p$ – модуль пружності арматури, що напружується;

$l$ – розрахункова довжина арматурного елемента (відстань від натяжного анкера до точки арматурного елемента з нульовим переміщенням).

Інші позначення наведено в табл. 1 і 2 обов'язкового додатку Т.

При визначенні розрахункової дії, яка створюється зусиллями напружуваної арматури, коефіцієнти надійності $\gamma_f$ за навантаженням слід приймати:

а) у випадку зчеплення арматури з бетоном:
- для суцільних по довжині елементів $\gamma_f = 1$
- для складених – по довжині – згідно з 3.86

б) у випадку відсутності зчеплення арматури з бетоном (див.3.65) $\gamma_f = 1\pm0,1$.

**3.11** При розрахунку попередньо напружених елементів місце передачі на бетон зосереджених зусиль з напружуваної арматури треба приймати у конструкціях:

із зовнішніми (кінцевими) і внутрішніми (каркасно-стержневими) анкерами – у місці обпирання або закріплення анкерів;

з арматурою, що не має анкерів (із заанкерюванням за допомогою зчеплення арматури з бетоном), – на відстані, рівній 2/3 довжини зони передачі напружень.

Довжину зони передачі на бетон зусиль зі стержневої напружуваної арматури періодичного профілю необхідно приймати при передачі зусилля:
- плавній – $20d$ ($d$ – діаметр стержня);
- миттєвій за допомогою обрізки стержнів (що припускається при діаметрах стержнів не більше 18 мм) – $25d$.

Довжину зони передачі на бетон зусиль з напружуваних арматурних канатів класу К-7 за відсутності анкерів необхідно приймати в розмірах, зазначених у табл. 3.2.

Таблиця 3.*2*

| **Діаметр арматурних канатів класу К-7, мм** | **Довжина $l_{rp}$, см, зони передачі на бетон зусиль при передатній міцності бетону, яка відповідає бетону класів за міцністю на стиск** | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **В22,5** | **В25** | **В27,5** | **В30** | **В35** | **В40** | **В45** | **В50 та більше** |
| 9 | 88 | 85 | 83 | 80 | 75 | 70 | 65 | 60 |
| 12 | 98 | 95 | 93 | 90 | 87 | 85 | 75 | 70 |
| 15 | 115 | 110 | 105 | 100 | 95 | 90 | 85 | 80 |
| **Примітка**. При миттєвій передачі на бетон зусилля обтиснення (за допомогою обрізки канатів) початок зони передачі зусиль необхідно приймати на відстані, рівній $0,25l_{rp}$ від торця елемента. | | | | | | | | |

**3.12** Армування зони передачі на бетон зосереджених зусиль, в тому числі з напружених арматурних елементів, необхідно виконувати з урахуванням напружено-деформованого стану цієї зони, яке визначається методами теорії пружності або іншими обґрунтованими способами розрахунку на місцеві напруження.

**3.13** Вплив усадки і повзучості бетону треба враховувати при визначенні:
- втрат попередніх напружень в арматурі;
- зниження обтиснення бетону в попередньо напружених конструкціях;

- змін зусиль у конструкціях зі штучним регулюванням напружень;
- переміщень (деформацій) конструкцій від постійних навантажень і впливів;
- зусиль у статично невизначених конструкціях;
- зусиль у збірно-монолітних конструкціях.

Переміщення (деформації) конструкцій від тимчасових навантажень допускається визначати без врахування усадки і повзучості бетону.

При розрахунку стиснених в двох і в трьох напрямках елементів втрати напружень в напружуваній арматурі і зниження обтиснення бетону внаслідок його усадки і повзучості допускається визначати окремо по кожному напрямку дії зусиль.

**3.14** Напруження в елементах попередньо напружених конструкцій необхідно визначати за контрольованим зусиллям за винятком:
- перших втрат – на стадії обтиснення бетону;
- перших і других втрат – на стадії експлуатації.

До перших втрат необхідно відносити:

а) у конструкціях з натягом арматури на упори – втрати внаслідок деформації анкерів, тертя арматури в обгинальних пристроях, релаксації напружень в арматурі (у розмірі від 50% повних), температурного перепаду, швидкоплинної повзучості, а також від деформації форм (при натягуванні арматури на форми) ;

б) у конструкціях з натягом арматури на бетон – втрати внаслідок деформації анкерів, тертя арматури по стінках закритих і відкритих каналів, релаксації напружень в арматурі (у розмірі від 50 % повних).

До других втрат необхідно відносити:

а) у конструкціях з натягом арматури на упори – втрати внаслідок усадки і повзучості бетону, релаксації напружень в арматурі (у розмірі від 50 % повних);

б) у конструкціях з натягуванням арматури на бетон – втрати внаслідок усадки і повзучості бетону, релаксації напружень в арматурі (у розмірі 50 % повних), зминання під витками спіральної або кільцевої арматури, що навивається на бетон, деформації стиків між блоками в складених по довжині конструкціях.

Значення окремих з перерахованих втрат необхідно визначати за обов'язковим додатком Т з врахуванням 3.15.

Допускається приймати, що другі втрати від релаксації напружень в арматурі (у розмірі від 50 % повних) відбуваються рівномірно і цілком завершуються протягом одного місяця після обтиснення бетону.

При проектуванні сумарне значення перших и других втрат має бути не меншим від 98 МПа (1000 кг/см$^2$).

**3.15** При визначенні втрат попереднього напруження в арматурі від усадки і повзучості бетону необхідно керуватися наступними настановами:

а) зміну в часі втрат $\Delta\sigma_P(t)$ від усадки і повзучості бетону допускається визначати за формулою

$$\Delta\sigma_P(t) = 1 - e^{-0.1\sqrt{t}})\Delta\sigma_p(t \to \infty), \qquad (3.2)$$

де $\Delta\sigma_p(t \to \infty)$ – кінцеві (граничні) величини втрат в арматурі від усадки та повзучості бетону, обумовлені в обов'язкових додатках Т або Ф;

$t$ – час, що розраховується при визначенні втрат від повзучості – з дня обтиснення бетону, від усадки – із дня закінчення бетонування, діб;

$e$ = 2,718 – основа натуральних логарифмів;

б) для конструкцій, які експлуатуються при вологості повітря навколишнього середовища нижче 40 %, втрати від усадки і повзучості бетону необхідно збільшувати на 25 % за виключенням конструкцій не захищених від сонячної радіації, для яких зазначені втрати збільшуються на 50 %;

в) допускається використовувати більш точні методи для визначення втрат і перерозподілу зусиль від усадки і повзучості бетону з урахуванням граничних питомих значень деформацій повзучості і усадки бетону, впливу арматури, віку і передаточної міцності бетону, постадійного прикладання

навантаження і тривалості його впливу на кожній стадії, швидкості розвитку деформацій у часі, приведених розмірів поперечних перерізів, відносної вологості середовища й інших факторів. Ці методи мають бути обґрунтовані у встановленому порядку. При цьому нормативні деформації повзучості $c_n$ і усадки бетону $\varepsilon_n$ для класів бетону, що відповідають його передатній міцності, необхідно приймати відповідно до табл. 3 обов'язкового додатку Т.

***(Пункт 3.15 змінено, Зміна № 1)***

**3.16** Розрахункову довжину $l_0$ стиснутих елементів залізобетонних решітчастих ферм необхідно приймати за настановами, що стосуються визначення розрахункової довжини стиснутих елементів сталевих решітчастих ферм (див. розд. 4).

Розрахункову довжину стійок рам, що стоять окремо, при жорсткому з'єднанні стійок з ригелем допускається приймати відповідно до табл. 3.3 в залежності від співвідношення жорсткості ригеля $B_1 = E_b I_1$ і стойок $B_2 = E_b I_2$.

Таблиця 3.3

| **Відношення прогону ригеля $L$ до висоти стійки $H$** | **Розрахункова довжина стійки $l_0$ при відношенні жорсткостей $\frac{B_1}{B_2}$** | | |
|---|---|---|---|
| | **0.5** | **1** | **5** |
| 0 , 2 | 1 , 1 H | H | H |
| 1 | 1 , 3 H | 1 , 1 5 H | H |
| 3 | 1 , 5 H | 1 , 4 H | 1 , 1 H |
| **Примітка**. При проміжних значеннях відношень $\frac{L}{H}$ і $\frac{B_1}{B_2}$ розрахункову довжину $l_0$ припускається визначати за інтерполяцією. | | | |

Розрахункову довжину паль (паль-оболонок, паль-стовпів), у тому числі в елементах опор естакадного типу, необхідно приймати з урахуванням деформативності ґрунту й опірності переміщенням фундаменту і верха опори.

При розрахунку частин або елементів опор на повздовжній згин з використанням розрахункової (вільної) довжини стиснутих стержнів допускається враховувати пружне затиснення (пружну податливість) кінців розглядуваних елементів внаслідок деформованості ґрунту та наявності в рухомих опорних частинах сил тертя. Якщо такі розрахунки не виконувалися, то при використанні рухомих опорних частин коткового та секторного типу, а також на фторопластових прокладках взаємопов’язаність верхніх частин опор враховувати не треба.

В стиснутих залізобетонних елементах мінімальна площа поперечного перерізу поздовжньої арматури, % до повної площі розрахункового перерізу бетону, має бути не менше за:

0,20 – в елементах із гнучкістю $\frac{l_0}{i} \le 17$;

0,60 – в елементах із гнучкістю $\frac{l_0}{i} \ge 104$;

для проміжних значень гнучкості – за інтерполяцією ($l_0$ – розрахункова довжина елемента).

$i = \sqrt{\frac{I_в}{A_в}}$ – радіус інерції поперечного перерізу,

де $I_в$ – момент інерції бетонного переріза;

$A_в$ – площа бетонного перерізу. Якщо вимоги щодо величини мінімального армування не задовольняються, то елементи конструкції слід розраховувати як бетонні.

Гнучкість стиснутих залізобетонних елементів у будь-якому напрямку в стадії експлуатації споруди не повинна бути понад 120, а на стадії монтажу – понад 150.

Гнучкість $l_0/i_{ef}$ елементів із непрямим армуванням має не перевищувати при сітках – 55, для спіралі – 35, де $i_{ef}$ – радіус інерції частини бетонного перерізу, яка обмежена осями граничних стержнів сітки або спіралі.

**3.17** Ланки прямокутних залізобетонних труб необхідно розраховувати як рами замкнутого контуру з додатковою перевіркою їхніх стінок за схемою з жорстко затисненими стійками.

Ланки круглих залізобетонних труб допускається розраховувати тільки на згинальні моменти (без врахування поздовжніх і поперечних сил), обумовлені обов'язковим додатком У.

***Матеріали для бетонних і залізобетонних конструкцій***

***Бетон***

***Загальні характеристики***

**3.18** У конструкціях мостів і труб необхідно передбачати застосування конструкційного важкого бетону із середньою густиною від 2200 до 2500 кг/м$^3$ включно.

Бетон за міцністю на стиснення характеризується проектним класом, передатною та відпускною міцністю. Клас бетону за міцністю на стиск “В” визначається значенням гарантованої, із забезпеченістю 0,95 міцністю на стиск, контрольованою на кубах 150х150х150 мм у встановлені терміни.

Проектний клас бетону “В” – це міцність бетону конструкції, яка визначається в проекті.

Передатна міцність бетону $R_{вр}$ – міцність, яка відповідає класу бетону в момент передачі на нього зусиль в процесі виготовлення та монтажу (див.3.31).

Відпускна міцність бетону $R_{b0}$ – міцність, яка відповідає класу бетону в момент вантаження (заморожування) його зі складу заводу-виготовлювача.

Застосування бетону з іншими ознаками і густиною припускається в дослідних конструкціях у встановленому порядку.

***(Пункт 3.18 змінено, Зміна № 1)***

**3.19** Для конструкцій мостів і труб необхідно застосовувати важкий бетон класів за міцністю на стиск В20, В22,5**, В25, В27,5**, В30, В35, В40, В45, В50, В55 і В60.

В залежності від виду конструкцій, їхнього армування й умов роботи застосовуваний бетон повинен відповідати вимогам, наведеним у табл.3.4.

Для замонолічування напружуваної арматури, що розташовується у відкритих каналах, необхідно передбачати бетон класу за міцністю на стиск не нижче від В30.

Ін’єкція арматурних каналів у попередньо напружених конструкціях має виконуватись розчином міцністю на 28 день не нижче від 29,4 МПа (300 кгс/см$^2$).

Для замонолічування стиків збірних конструкцій необхідно застосовувати бетон класу за міцністю на стиснення не нижче прийнятого для елементів, що стикуються.

**Примітка 1.** Викладені в розділі норми і вимоги стосуються бетону із зазначеною густиною, що далі (без вказання густини) іменується „важкий бетон".

**Примітка 2.** Бетон класів Б22,5 і В27,5 необхідно передбачати за умови, що це призводить до економії цементу і не знижує інших техніко-економічних показників конструкції.

Таблиця 3.4

| №№ п/п | Вид конструкцій, армування та умови роботи | Бетон класу за міцністю на стиск, не нижче |
|---|---|---|
| 1 | Бетонні | В25 |
| 2 | Залізобетонні з ненапружуваною арматурою при розташуванні[1)] | |
| | а) в прогонових будовах | В30 |
| | б) в інших конструктивних елементах | В25 |
| 3 | Попередньо напружувані залізобетонні: | |
| | а) без анкерів: | |
| | при стержневій арматурі класів: | |
| | А600 ДСТУ 9130, Ат-IV | В30 |
| | А А800 ДСТУ 9130, Ат-V | В35 |
| | Ат-VI | В35 |
| | при дротовій арматурі: | |
| | з поодиноких дротів класу Вр | В35 |
| | з поодиноких арматурних канатів класу К-7 | В35 |
| | б) з анкерами: | |
| | при дротовій арматурі: | |
| | класу В-II (при зовнішніх або внутрішніх анкерах) | В30 |
| | з поодиноких арматурних канатів класу К-7 | В30 |
| | з пучків канатів класу К-7 | В35 |
| | при сталевих канатах (зі звивкою спіральною, подвійною та закритих) | В35 |
| 4 | Блоки облицювання опор на річках з льодоходом: | В35 |
| [1)] Характеристику зон подано у виносці 1 та в примітках до табл.3.5 | | |

***(Таблиця 3.4 змінено,Зміна № 1)***

**3.20**. Марки бетону та розчину за морозостійкістю $F$ в залежності від розташування і виду конструкцій належить приймати відповідно до табл.3.5 та за нормами для дорожніх та авіаційних покриттів.

Таблиця 3.5

| Кліматичні умови, що характеризуються середньомісячною температурою найбільш холодного місяця згідно зі ДСТУ-НБВ.1.1-27 | Розташування конструкцій та їх частин | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | В надводній, підземній та надземній не затоплюваній зонах[1)] | | В зоні перемінного рівня води[2] | | | |
| | Вид конструкцій | | | | | |
| | Залізобетонні та тонкостінні бетонні (товщиною менше 0,5 м), елементи мостового полотна | Бетонні масивні | Залізобетонні та тонкостінні бетонні | Бетонні масивні | | Блоки облицювання |
| | | | | Кладка тіла опор (бетон зовнішньої зони) | Кладка заповнення при блоках облицювання (бетон внутрішньої зони) | |
| Помірні: мінус 10 і вище | 200 | 100 | 200 | 100 | 100 | - |
| Суворі: нижче мінус 10 до мінус 20 включно | 200 | 100 | 300 | 200 | 100 | 300 |

[1)] До надземних незатоплюваних зон в опорах необхідно відносити частини, розташовані на 1 м вище поверхні ґрунту. Для бетону ділянок опор, розташованих нижче і сягаючих половини глибини промерзання ґрунту, необхідно передбачати вимоги, зазначені для конструкцій, що знаходяться в зоні перемінного рівня води.
[2)] За верхню границю зони перемінного рівня води необхідно приймати умовний рівень, що на 1 м вище найвищого рівня льодоходу, за нижню – рівень на 0,5 м нижче нижньої поверхні шару льоду найнижчого льодоставу.

***(Таблиця 3.5 змінено, Зміна № 1)***

Таблиця 3.6

| **Вид опору** | **Умовні позначення** | **Розрахунковий опір, МПа (кгс/см$^2$), бетону класів за міцністю на стиск** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **B20** | **B22.5** | **B25** | **B27.5** | **B30** | **B35** | **B40** | **B45** | **B50** | **B55** | **B60** |
| При розрахунку за граничними станами першої групи | | | | | | | | | | | | |
| Стиснення осьове (призмова міцність) | $R_b$ | 10,50 (105,00) | 11,75 (120,00) | 13,00 (135,00) | 14,30 (145,00) | 15,50 (160,0) | 17,50 (180,00) | 20,00 (205,00) | 22,00 (225,00) | 25,00 (255,00) | 27,50 (280,00) | 30,00 (305,00) |
| Розтягнення осьове | $R_{bt}$ | 0,85 (8.50) | 0,90 (9.00) | 0,95 (10,00) | 1,05 (10.50) | 1,10 (11.00) | 1,15 (12.00) | 1,25 (13.00) | 1,30 (13.50) | 1,40 (14.00) | 1,45 (14.50) | 1,50 (15.50) |
| При розрахунках за граничними станами другої групи | | | | | | | | | | | | |
| Стиснення осьове (призмова міцність) | $R_{b,ser}$ | 15,00 (155,00) | 16,80 (170,00) | 18,50 (190,00) | 20,50 (210,00) | 22,00 (225,00) | 25,50 (260,00) | 29,00 (295,00) | 32,00 (325,00) | 36,00 (365,00) | 39,50 (405,00) | 43,00 (440,00) |
| Розтягнення осьове | $R_{bt,ser}$ | 1,40 (14,50) | 1,50 (15.50) | 1,60 (16.50) | 1,70 (17.50) | 1,80 (18.50) | 1,95 (20.00) | 2,10 (21.50) | 2,20 (22.50) | 2,30 (23.50) | 2,40 (24.50) | 2,50 (25.50) |
| Сколювання при згинанні | $R_{b,sh}$ | 1,95 (20.00) | 2,30 (23.50) | 2,50 (25.50) | 2,75 (28.00) | 2,90 (29.50) | 3,25 (33.00) | 3,60 (37.00) | 3,80 (39.00) | 4,15 (42.50) | 4,45 (45.50) | 4,75 (48.50) |
| Стиснення осьове (призмова міцність) для розрахунків на запобігання утворення у конструкціях поздовжніх тріщин: | | | | | | | | | | | | |
| при попередньому напружуванню | $R_{b,mc1}$ | - | - | 13,70 (140,00) | 15,20 (155,00) | 16,70 (170,00) | 19,60 (200,00) | 23,00 (235,00) | 26,00 (265,00) | 29,90 (305,00) | 32,80 (335,00) | 36,20 (370,00) |
| і монтажі на стадії експлуатації | $R_{b,mc2}$ | 8,80 (90,00) | 10,30 (105,00) | 11,80 (120,00) | 13,20 (135,00) | 14,60 (150,00) | 16,70 (170,00) | 19,60 (200,00) | 22,00 (225,00) | 25,00 (255,00) | 27,50 (280,00) | 30,00 (305,00) |

**Примітка 1.** До бетону частин конструкцій підводних (на 0,5 м нижче поверхні шару льоду найнижчого льодоставу), підземних (нижче половини глибини промерзання), а також таких, що знаходяться у вічномерзлих ґрунтах, вимоги за морозостійкістю не нормуються. В обсипних стоянах до підземних частин конструкції відносяться частини тіла стоянів, що розташовані нижче половини глибини промерзання ґрунту конуса насипу.

**Примітка 2.** Бетон всіх елементів водопропускних труб, укріплення русла рік і конусів насипів, берегоукріпних і регуляційних споруд, а також бетон всіх елементів мостового полотна, включаючи плити проїзної частини автодорожніх мостів, також бетон вирівнювального шару одягу їздового полотна, яке виконує функцію гідроізоляції, і плити мостового полотна в залізничних прогонових будовах при безбаластовій їзді, повинен відповідати вимогам за морозостійкістю, пропонованим до бетону, що знаходиться в зоні змінного рівня води.

**Примітка 3.** При призначенні вимог за морозостійкістю ділянок буронабивних паль в зоні змінного рівня води за найнижчий рівень цієї зони приймається позначка на 0,5 нижче нижньої поверхні льоду.

**3.21** Марки морозостійкості бетону тіла опор і блоків облицювання для мостів, розташованих поблизу гребель гідростанцій і водоймищ, повинні встановлюватися в кожному окремому випадку на основі аналізу конкретних умов експлуатації і вимог, пропонованих у цих випадках до бетону річкових гідротехнічних споруд.

**3.22** В підводних та підземних спорудах, які не піддаються електричній та хімічній корозії, слід, згідно з СНиП 2.03.11, застосовувати бетон з маркою за водопроникністю W4. Інші елементи та частини конструкції, в тому числі бетоновані, стики залізобетонних мостів і труб належить проектувати з бетону, який має марку за водопроникністю не нижче W6, елементи мостового полотна – не нижче W8.

**3.23** В елементах конструкцій, призначених для експлуатації в агресивних середовищах, необхідно прийматися бетон і захисні покриття, які мають стійкість до такого впливу, відповідно до вимог СНиП 2.03.11.

***(Пункт 3.23 змінено, Зміна № 1)***

***Розрахункові опори***

**3.24** Розрахункові опори бетону різних класів при розрахунку конструкцій мостів і труб за граничними станами першої і другої груп слід приймати відповідно до табл. 3.6.

Розрахункові опори бетону на безпосередній зріз $R_{b,cut}$ при розрахунках конструкцій за граничними станами першої групи необхідно приймати:

– для перерізів, розташованих в монолітному армованому бетоні, якщо не враховується робоча арматура $R_{b,cut}$=0,1 $R_b$ ;

– для тих же перерізів, якщо враховується робоча арматура на зріз – згідно з вказівками 3.78

– у місцях з'єднання бетона замонолічування з бетоном збірних елементів при дотримуванні вимог 3.170 $R_{b,cut}$ = 0,05 $R_b$ .

Для бетонних конструкцій, розрахункові опори осьовому стисканню $R_b$ і $R_{b,mc2}$ необхідно приймати на 10% нижче значень , поданих в табл.3.6, а для безпосереднього зрізу $R_{b,cut}$ – нижче на 50 %.

Розрахунковий опір монолітного бетону класу В25 у внутрішніх порожнинах (в ядрі) круглих оболонок опор дозволяється у розрахунках збільшувати на 25%.

**3.25** Розрахункові опори бетону, що наведено в 3.24 і в табл. 3.6, у відповідних випадках необхідно приймати з коефіцієнтами умов роботи згідно з табл. 3.7.

Таблиця 3.7

| **Фактори, які зумовлюють введення коефіцієнту умов роботи** | **Коефіцієнт умов роботи** | **Розрахунковий опір бетону, до якого вводиться коефіцієнт** | **Величина коефіцієнта умов роботи** |
|---|---|---|---|
| 1. Багаторазово повторюване навантаження | $m_{b1}$ | $R_b$ | Згдно з 3.26 |
| 2. Бетонування у вертикальному положенні стиснутих елементів з площею перерізу 0,3м$^2$ і менше | $m_{b4}$ | $R_b$ | 0,85 |
| 3 Вплив двовісного напруженого стану при поперечному обтисненні бетону | $m_{b6}$ | $R_b, R_{b,sh}$ | Згідно з 3.27 |
| 4 Поперемінне заморожування та відтавання бетону, який знаходиться у водонасиченому стані | $m_{b7}$ | $R_b$ | 0,90 |
| 5 Робота конструкцій, не захищених від сонячної радіації, в спекотному кліматі | $m_{b8}$ | $R_b, R_{bt}$ | 0,85 |
| 6 Наявність у збірних конструкціях: | | | |
| бетонованих стиків | $m_{b9}$ | $R_b$ | Згідно з 3.28 і табл.3.10 |
| клеєних стиків | $m_{b9}$ | $R_b$ | Згідно з 3.29 |
| швів на розчині у неармованій кладці | $m_{b9}$ | $R_b$ | Згідно з 3.30 |
| 7 Розрахунок елементів на стадії експлуатації за граничним станом другої групи: | | | |
| а) на косий згін і позацентрове стискання | $m_{b13}$ | $R_{b,mc2}$ | 1,10 |
| б) на кручення | $m_{b14}$ | $R_{b,sh}$ | 1,15 |
| в) на сколювання по площині з'єднання бетону замонолічування з бетоном конструкції | $m_{b15}$ | $R_{b,sh}$ | 0,50 |

**3.26** При багаторазово повторюваних навантаженнях, які діють на елементи, що мають розраховуватися на витривалість, розрахункові опори бетону стиску в розрахунках на витривалість $R_{bf}$ необхідно визначати за формулою

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0{,}6 \beta_b \varepsilon_b R_b \qquad (3.3)$$

де $m_{b1}$ - коефіцієнт умов роботи;

$R_b$ – розрахунковий опір бетону осьовому стисканню при розрахунках за граничними станами першої групи (див.табл. 3.6);

$\beta_b$ – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону в часі і приймається відповідно до табл. 3.8;

$\varepsilon_b$ – коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу повторюваних напружень $p_b = \dfrac{\sigma_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}$, що приймаються відповідно до табл.3.9.

Таблиця 3.8

| **Клас бетону за міцністю на стиск** | **В27,5 і нижче** | **В30** | **В35** | **В40** | **В45** | **В50** | **В55** | **В60** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta_b$ | 1,34 | 1,31 | 1,28 | 1,26 | 1,24 | 1,22 | 1,21 | 1,20 |

Таблиця 3.9

| **Коефіцієнт циклу повторюваних напружень $\rho_b$** | **0,1 не більше** | **0,2** | **0,3** | **0,4** | **0,5** | **0,6 не більше** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon_b$ | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,24 |
| **Примітка.** При проміжних значеннях $\rho_b$, коефіцієнт $\varepsilon_b$ необхідно визначати за інтерполяцією. | | | | | | |

**3.27** У розрахунках попередньо напружених конструкцій при поперечному обтисненні напруженням $\sigma_{by}$ до розрахункових опорів бетону осьовому стисканню $R_b$, сколюванню при згині $R_{b,sh}$ і безпосередньому зрізу $R_{b,cut}$ треба вводити коефіцієнти умов роботи $m_{b6}$, що дорівнюють:

а) для $R_b$:

$m_{b6} = 1{,}1$ – якщо $0{,}1R_b \le \sigma_{by} \le 0{,}2R_b$;

$m_{b6} = 1{,}2$ – при напруженнях $\sigma_{by} = 0{,}6R_b$, що являють собою максимальну величину, яка враховується у розрахунках;

б) для $R_{b,sh}$ та $R_{b,cut}$:

$$m_{b6} = 1 + 1{,}5\frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} \text{ при } \sigma_{by} \le 0{,}98 \text{ МПа (10 кгс/см}^2\text{)};$$

$$m_{b6} = 1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} \text{ при } \sigma_{by} = 2{,}94 \text{ МПа (30 кгс/см}^2\text{)};$$

для проміжних значень $\sigma_{by}$ коефіцієнти умов роботи бетону приймають за інтерполяцією.

**3.28** При розрахунку складених по довжині конструкцій з бетонованими стиками, значення коефіцієнта умов роботи $m_{b10}$, що враховує різницю в міцності бетону конструкції і матеріалу заповнення стикового шва на кожній стадії роботи стика, необхідно приймати в залежності від товщини шва $b$ і відношення міцності бетону (розчину) в стику (шві) $R_{bj}$ до міцності бетону в блоках конструкції $R_{b,con}$ відповідно до табл. 3.10.

Таблиця 3.10

| **Товщина шва, мм** | **Коефіцієнт умов роботи $m_{b10}$ при відношенні $\frac{R_{bj}}{R_{b,con}}$** | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **0,2 і менше** | **0,30** | **0,40** | **0,50** | **0,60** | **0,70** | **0,80** | **0,90** | **1,00** |
| Від 20 до 40 | 0,70 | 0,76 | 0,82 | 0,88 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 70 | 0,50 | 0,58 | 0,65 | 0,72 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,00 |
| 200 і більше | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |

При товщині частин блоку, меншій від 120 мм, а також при наявності в тілі блоку отворів для пропуску напружуваної арматури значення $m_{b10}$ для стика з товщиною шва від 20 до 40 мм слід приймати як для шва товщиною 70 мм; для шва товщиною 70 мм – як для шва товщиною 200 мм.

**3.29**. Складені конструкції по довжині прогонових споруд із клеєними стиками необхідно проектувати такими, щоб вони були здатні нести монтажні навантаження за умови, що клей не набув проектної міцності.

У розрахунках складених конструкцій по довжині склеєними стиками коефіцієнт умов роботи $m_{b10}$, що вводиться до розрахункових опорів бетону блоків і враховує зниження міцності конструкції до отвердження клею, слід приймати в залежності від виду поверхні бетону торців блоків: при рифленій – 0,90, при гладкій – 0,85.

Для клеєних стиків, відстані між якими менші від найбільшого розміру перерізу необхідно вказані величини $m_{b10}$ зменшувати на 0,05.

Для клеєних стиків з отвердженним клеєм необхідно приймати $m_{b10}$ = 1.

**3.30** При розрахунку неармованої кладки з бетонних блоків на розчині до розрахункових опорів бетону, прийнятих для бетонних конструкцій відповідно до 3.24, слід вводити коефіцієнти умов роботи $m_{b10}$, що дорівнюють:

0,85 – при класах бетону блоків В20 і В22,5;

0,75 – при класах бетону блоків В25-В35;

0,70 – при класах бетону блоків В40 і вище.

Товщина швів кладки при цьому не повинна бути більшою від 1,5 см, а розчин у швах повинен мати міцність у 28-денному віці не нижче 19,6 МПа(200 кгс/ см$^2$).

**3.31** При виготовленні попередньо напружених конструкцій обтиснення бетону припускається при його міцності нижче встановленої для проектного класу.

Розрахункові опори бетону для призначення передатної міцності необхідно визначати відповідно до табл. 3.6 шляхом інтерполяції значень, що стосуються близьких класів бетону.

Міцність бетону до моменту передачі на нього повного зусилля з напружуваної арматури та на монтажі треба призначати не менше від міцності, що відповідає класу бетону міцності В25.

***Характеристики деформативних властивостей***

**3.32** Значення модулів пружності бетону при стисканні і розтягуванні $E_b$ при твердінні бетону конструкцій в природних умовах необхідно приймати при відсутності дослідних даних відповідно до табл. 3.11.

Значення модулів пружності $E_b$, наведене в табл. 3.11, необхідно зменшувати:

на 10% – для бетону, підданого термовологій обробці, а також для бетону, що працює за умов навперемінного заморожування і відтавання;

на 15% – для бетону конструкцій, не захищених від сонячної радіації, у спекотному кліматі.

Для кладки з бетонних блоків значення модулів деформації $E_b$ необхідно приймати для бетону класів:

- В20-В35 - 0,5 $E_b$;
- В40 і вище – 0,6 $E_b$.

Приведений модуль деформації бетону збірно-монолітної опори в цілому визначається як середньозважений за значеннями модуля деформації бетону кладки з блоків та модуля пружності бетону ядра перерізу з урахуванням пропорційності їхній площ перерізів по відношенню до всієї площі перерізу опори.

Модуль зсуву бетону $G_b$, необхідно приймати таким, що дорівнює 0,4 $E_b$, коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона) – $\nu$ = 0,2.

Мінімальне значення модуля пружності клеїв, які використовуються в стиках складенних конструкцій, має бути не меншим за 1500 МПа (15000 кг/см$^2$), а значення коефіцієнту поперечної деформації $\nu$ не більше 0,25.

Таблиця 3.11

| **Клас бетону за міцністю на стиск** | **В 20** | **В22,5** | **В25** | **В27,5** | **В30** | **В35** | **В40** | **В45** | **В50** | **В55** | **В60** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $E_b \cdot 10^{-3}$ МПа (кгс/см$^2$) | 27,0 (275) | 28,5 (290) | 30,0 (306) | 31,5 (321) | 32,5 (332) | 34,5 (352) | 36,0 (367) | 37,5 (382) | 39,0 (398) | 39,5 (403) | 40,0 (408) |

***Арматура***

**3.33** Марки сталі для арматури залізобетонних мостів і труб, що установлюється з розрахунку, в залежності від умов роботи елементів конструкцій необхідно приймати відповідно до табл. 3.12 та 3.13, з урахуванням 3.91 та 3.133, при цьому знак “плюс” означає можливість застосування зазначеної марки сталі в даних умовах. Правила застосування арматурного прокату, що відповідає ДСТУ EN 10080, наведено у ДСТУ EN 10080.

У випадку застосування розтягнутої робочої арматури різних класів у розрахунках на міцність належить:

– для ненапружуваної арматури – приймати розрахунковий опір, відповідний до арматурної сталі найменшої міцності;

– для напружуваної арматури – враховувати тільки арматуру однієї марки.

Зварні з'єднання стержневої термічно зміцненої арматурної сталі, високоміцного арматурного дроту, арматурних канатів класу К-7 і сталевих канатів із спіральним, подвійної звивки не припускаються.

До стержневої напружуваної арматури, що знаходиться в межах тіла бетону конструкції, заборонено приварювання будь-яких деталей або арматури.

Проєктувати конструкції, які не зазнають впливу багаторазово повторних навантажень, із використанням арматури відповідно до табл. 3.13 рекомендується із урахуванням [2].

Застосування як робочої розраховуваної арматури нових арматурних сталей допускається за відповідними регламентними технічними специфікаціями відповідно до [1].

Позначення у класах арматурного прокату А-I, А-II, А-IIс, А-III, А-IV, А-V застосовують тільки для розрахунків споруд, запроєктованих до 01.04.2022; Ат-IV, Ат-V, Ат-VI – запроєктованих до 03.06.2023.

Дозволено застосування як робочої арматури арматурного прокату (арматури), що відповідає ДСТУ EN 10080, ДСТУ 3760, ДСТУ 9130 у випадку забезпечення показників, що наведені у 3.33.1, а для конструкцій, які розраховують на витривалість – додатково наведених у 3.91.

Дозволено застосування як робочої арматури стрижнів гарячекатаного арматурного прокату (арматури), що відповідає іншим національним стандартам у випадку забезпечення показників, що наведені у 3.33.2, а для конструкцій, які розраховують на витривалість – додатково наведених у 3.91.

***(Пункт 3.33 змінено, Зміна № 1)***

**3.33.1** Арматура повинна мати достатню деформативність, визначувану відношенням тимчасового опору розриванню прокату з арматурної сталі до границі текучості (границі плинності) $f_t / f_y$ (або $f_t / f_{0,2}$ ) ≥ 1,08 і відносним подовженням за максимального зусилля $\delta_{max}$ ≥ 5,0 %:

де $f_t$ – тимчасовий опір розриванню прокату з арматурної сталі;

$f_y$ – границя текучості (границя плинності) прокату з арматурної сталі;

$f_{0,2}$ – умовна границя текучості (границя плинності) прокату з арматурної сталі;

$\delta_{max}$ – відносне подовженням за максимального зусилля.

***(Пункт 3.33.1 долучено, Зміна № 1)***

**3.33.2** Необхідні характеристики арматури наведено у С.1, С.3 додатка С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Клас арматури згідно з додатком С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, що підлягає

використанню – B, C, а для конструкцій, які розраховують на витривалість – C. Арматура, що підлягає використанню, повинна мати міцність на границі текучості 400 – 600 МПа. Характеристики арматури потрібно перевіряти на відповідність вимог 3.2.2 – 3.2.6 і додатка С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 випробуваннями згідно з методикою ДСТУ EN 10080. Має бути перевірені і забезпечені всі заявлені показники.

Зварні з'єднання мають бути рівноміцними стрижнями арматурного прокату.

Забезпеченість показників стрижнів арматури та зварних з'єднань має становити не менше ніж 0,95.

**Примітки:**

1. Значення умовних познак величин у разі застосування 3.33 наведено у ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

2. Результати випробувань величин, наведених у таблиці С.1, С.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (крім максимального відхилення від номінальної маси окремого стрижня у таблиці С.1), мають бути меншими для кожної з цих характеристичних величин (значення величин у правій колонці таблиці С.1, С.2 не беруться до уваги і приймають рівними нулю).

3. Мінімальні значення довготривалих характеристичних значень, наведених в таблиці С.3.N, потрібно приймати з коефіцієнтом 1.

***(Пункт 3.33.2 долучено, Зміна № 1)***

**3.33.3** У проєктній документації для умовного позначення арматурного прокату необхідно зазначати позначення стандарту, в якому визначені вимоги до арматурного прокату.

***(Пункт 3.33.3 долучено, Зміна № 1)***

Таблиця 3.12

| Арматурний прокат | Клас арматурного прокату | Документ, який регламентує якість арматурного прокату | Марка сталі | Діаметр, мм | Елементи з арматурою, яку не розраховують на витривалість | Елементи з арматурою, яку розраховують на витривалість |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Арматурний прокат гладкого профілю гарячекатаний | А240 | ДСТУ 9130 | Ст3сп | 6-10 | + | - |
| Арматурний прокат періодичного профілю гарячекатаний | А300 | ДСТУ 9130 | Ст5сп | 10-16 | + | + |
| | | | | 18-40 | + | +[1] |
| | | | 18Г2С | 40-80 | + | +[1] |
| | Ас300 | ДСТУ 9130 | 10ГТ | 10-32 | + | + |
| | А400 | ДСТУ 9130 | 25Г2С | 6-40 | + | + |
| | | | 35ГС | 6-40 | + | - |

**Примітка 1.** Дозволено до застосування у в’язаних каркасах і сітках.

**Примітка 2.** Не допустимо використання для хомутів прогонових будов.

**Примітка 3.** Не допустимо використання, якщо динамічний коефіцієнт більше 1,1.

**Примітка 4.** Якщо динамічний коефіцієнт більше 1,1, допустимо до застосування тільки у в'язаних каркасах і сітках.

Кінець таблиці 3.12

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Арматурний прокат періодичного профілю гарячекатаний | А600 | ДСТУ 9130 | 20ХГ2С | 10-22 | + | + |
| | А800 | ДСТУ 9130 | 23Х2Г2Т | 10-32 | + | + |
| Арматурний прокат періодичного профілю термічно зміцнений | А1000 | ДСТУ 9130 | 20ХГС2 | 10-16 | +[5] | - |
| | Ат-IV[6] | - | 25Г2С | 10-28 | +[5] | - |
| | | - | 10ГС2 | 10-18 | +[5] | - |
| | | - | 20ХГС2 | 10-18 | +[5] | - |
| | Ат-V[6] | - | 20ХГС2 | 10-28 | +[5] | - |
| | Ат-VI[6] | - | 20ХГС2 | 10-16 | +[5] | - |
| Високоміцний дріт гладкий | В-II | - | - | 3-8 | + | + |
| Високоміцний дріт періодичного профілю | ВР-II | - | - | 3-8 | + | + |
| Арматурні канати | К-7 | - | - | 9-15 | + | + |
| Сталеві канати | Спіральні | - | - | з діаметром дротів 3 мм та більше | + | +[10] |
| | Подвійного звивання | - | | | + | +[10] |
| | Закриті | - | | | + | +[10] |

**Примітка 5.** Тільки у вигляді цілих стрижнів мірної довжини.
**Примітка 6.** Допустимо до застосування термічно зміцненої арматурного прокату тільки марок С (зварювальна) та К (стійка до корозійного розтріскування).
**Примітка 7.** Допустимо до застосування при гарантованій величині рівномірного видовження не менше 2 %.
**Примітка 8.** Допустимо до застосування при діаметрах дротин 5-8 мм.
**Примітка 9.** Допустимо до застосування при діаметрах дротин 5 мм.
**Примітка 10.** Допустимо до застосування тільки в прогонових будовах суміщених мостів.

***( Таблиця 3.12 змінено, Зміна № 1)***

Таблиця 3.13

| Клас арматурного прокату | Діаметр прокату, мм | Документ, який регламентує якість арматурного прокату | Тип профілю | Нормативний опір розтяганню $R_{sn}$ і $R_{ph}$, МПа | Класифікація прокату за способом виробництва |
|---|---|---|---|---|---|
| А240С | 6-40 | ДСТУ 3760 | гладкий | 240 | гарячекатаний |
| А300С | 10-40 | | періодичний (серпоподібний) | 290 | гарячекатаний |
| | 10-32 | | | | |
| А400С | 6-40 | | періодичний (серпоподібний) | 400 | гарячекатаний |
| | 8-32 | | | | термомеханічно-зміцнений |
| А500С | 8-16 | | періодичний (серпоподібний) | 500 | термомеханічно-зміцнений |
| | 18-22 | | | | |
| | 25-32 | | | | |

***( Таблиця 3.13 змінено, Зміна №1)***

**3.34** Для монтажних (піднімальних) петель необхідно передбачити застосування арматурної сталі класу А240 ДСТУ 9130 марки СтЗпс або СтЗс.

***(Пункт 3.34 змінено, Зміна № 1)***

***3.35*** Припускається застосування арматурної сталі класів А240 ДСТУ 9130 і А300 ДСТУ 9130 марок, зазначених у табл. 3.12, а також А 240С згідно з табл. 3.13.

***(Пункт 3.35 змінено, Зміна № 1)***

***Сталеві вироби***

**3.36** Для всіх закладних виробів необхідно приймати стальний прокат, який передбачено розділом 4 “Сталеві конструкції”.

***Розрахункові характеристики арматури***

**3.37** Нормативні і розрахункові опори розтяганню арматурних сталей, застосування яких припускається в залізобетонних конструкціях мостів і труб, слід приймати відповідно до табл.3.14.

Таблиця 3.14

| Клас арматурного прокату | Діаметр, мм | Нормативні опори $R_{sn}$ і $R_{pn}$ розтягненню МПа | Розрахункові опори $R_s$ і $R_n$ розтягненню у разі розрахунків за граничними станами першої групи МПа, для мостів та труб | |
|---|---|---|---|---|
| | | | залізничних | автодорожніх та міських |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Ненапружувана арматура | | | | |
| 1) Стрижнева ДСТУ 9130: | | | | |
| а) гладка А240 | 6-40 | 235 | 200 | 210 |
| б) періодичного профілю: | | | | |
| А300, Ас300 | 10-40 | 295 | 250 | 265 |
| А400 | 6 і 8 | 390 | 320 | 340 |
| | 10-40 | 390 | 330 | 350 |
| Напружувана арматура | | | | |
| 2) Стрижнева: | | | | |
| а) гарячекатана ДСТУ 9130 | | | | |
| А600*) | 10-32 | 590 | 435 | 465 |
| А800 | 10-32 | 785 | 565 | 600 |
| б) термозміцнена | | | | |
| Ат-IV | 10-28 | 590 | - | 465 |
| Ат-V | 10-14 | 785 | - | 645 |
| | 16-28 | 785 | - | 600 |
| Ат-VI | 10-14 | 980 | - | 775 |
| | 16 | 980 | - | 745 |
| 3) Високоміцний дріт: | | | | |
| а) гладкий В-II | 3 | 1490 | 1120 | 1180 |
| | 4 | 1410 | 1060 | 1120 |
| | 5 | 1335 | 1000 | 1055 |
| | 6 | 1255 | 940 | 995 |
| | 7 | 1175 | 885 | 930 |
| | 8 | 1100 | 825 | 816 |
| б) періодичного профілю Вр-II | 3 | 1460 | 1100 | 1155 |
| | 4 | 1375 | 1030 | 1190 |
| | 5 | 1255 | 940 | 995 |
| | 6 | 1175 | 885 | 930 |
| | 7 | 1100 | 825 | 870 |
| | 8 | 1020 | 765 | 810 |
| 4) Арматурні канати К-7 | 9 | 1375 | 1030 | 1090 |
| | 12 | 1335 | 1000 | 1055 |
| | 15 | 1395 | 970 | 1025 |
| 5) Сталеві канати зі спіральним або подвійним скрутом і закриті | За відповідними стандартами | 0,75 $R_{rpn}$ (де $R_{rpn}$ – нормативний опір розриву канату в цілому) | 0,54 $R_{rpn}$ | 0,57 $R_{rpn}$ |
| *) за змішаного армуванні стрижневу гарячекатану арматуру класу А600 дозволено застосовувати без попереднього напруження. | | | | |

***( Таблиця 3.14 змінено, Зміна № 1)***

**3.38** Розрахункові опори стисканню $R_{sc}$ ненапружуваної арматурної сталі класів А240 ДСТУ 9130, А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130 і А400 ДСТУ 9130 необхідно приймати такими, що дорівнюють розрахунковим опорам цієї арматури розтягуванню $R_s$ .

Використовувані при розрахунках конструкцій за граничними станами першої групи найбільші стискальні напруження $R_{pc}$ в напружуваній арматурі, розташованій в стиснутій зоні перерізу елемента і яка має зчеплення з бетоном, слід приймати не більше 500 МПа (5100 кгс/см$^2$).

***( Пункт 3.38 змінено, Зміна № 1)***

***Коефіцієнти умов роботи арматури***

**3.39**. При розрахунку арматури на витривалість розрахункові опори арматурної сталі розтяганню для ненапружуваної арматури $R_{sf}$ і напружуваної $R_{pf}$ арматури необхідно визначати за формулами:

$$R_{sf} = m_{as1} R_s = \epsilon_{\rho s} \beta_{\rho w} R_s , \quad (3.4)$$

$$R_{pf} = m_{ap1} R_p = \epsilon_{\rho p} \beta_{\rho w} R_p , \quad (3.5)$$

де $m_{as1}, m_{ap1}$ – коефіцієнти умов роботи арматури, що враховують вплив багаторазово повторюваного навантаження;

$R_s, R_p$ – розрахункові опори арматурної сталі розтягуванню, прийняті відповідно до табл. 3.14;

$\epsilon_{ps}, \epsilon_{\rho p}$ – коефіцієнти, що залежать від асиметрії циклу зміни напружень в арматурі $\rho = \dfrac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ , їх наведено в табл. 3.15;

$\beta_{\mathbf{pw}}$ – коефіцієнт, що враховує вплив на умови роботи арматурних елементів наявності зварних стиків або приварки до арматурних елементів інших елементів, його наведено в табл. 3.16

Таблиця 3.15

| **Клас (види або особливості) застосованого арматурного прокату** | **Значення коефіцієнтів $\varepsilon_{\rho s}$ і $\varepsilon_{\rho p}$ за $\rho$** | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **-1** | **-0,5** | **-0,2** | **-0,1** | **0** | **0,1** | **0,2** | **0,3** | **0,35** | **0,4** | **0,5** | **0,6** | **0,7** | **0,75** | **0,8** | **0,85** | **0,9** | **1** |
| | Коефіцієнт $\varepsilon_{\rho s}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| А240 ДСТУ 9130 | 0,48 | 0,61 | 0,72 | 0,77 | 0,81 | 0,85 | 0,89 | 0,97 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| А300 ДСТУ 9130 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,63 | 0,67 | 0,70 | 0,74 | 0,81 | 0,83 | 0,87 | 0,94 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Ас300 ДСТУ 9130 | - | - | 0,67 | 0,71 | 0,65 | 0,78 | 0,80 | 0,86 | 0,88 | 0,90 | 0,92 | 0,94 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| А400 ДСТУ 9130 | 0,32 | 0,40 | 0,48 | 0,51 | 0,54 | 0,57 | 0,59 | 0,65 | 0,67 | 0,70 | 0,85 | 0,81 | 0,90 | 0,95 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| А500С ДСТУ 3760 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,53 | 0,55 | 0,61 | - | - | - | - | - | - | - |
| | Коефіцієнт $\varepsilon_{\rho p}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| А600 ДСТУ 9130 (без стиків або зі стиками, виконаними контактним зварюванням із механічною зачисткою) | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,38 | 0,49 | 0,70 | 0,78 | 0,85 | 0,91 | 0,94 | 0,96 | 1 |
| В-II або пучки з нього | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,85 | 0,97 | 1 | 1 | 1 |
| ВР-II або пучки з нього | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,78 | 0,82 | 0,87 | 0,91 | 1 |
| К-7 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,78 | 0,84 | 0,95 | 1 | 1 |

**Примітка 1.** Для сталевих канатів зі спіральним або подвійним звиванням і закритих у разі $\rho \geq 0,85$ коефіцієнти $\varepsilon_{\rho p}$ допустимо приймати такими, що дорівнюють одиниці, а у разі $\rho < 0,85$ – установлювати відповідно до 4.58, що стосується розрахунку на витривалість канатів висячих, вантових і попередньо-напружених сталевих прогонових будов.

**Примітка 2.** Для проміжних значень $\rho$ коефіцієнти $\varepsilon_{\rho s}$ та $\varepsilon_{\rho p}$ необхідно визначати за інтерполяцією.

***( Таблиця3.15 змінено, Зміна № 1)***

Таблиця 3.16

| Тип зварного з'єднання | Коефіцієнт асиметрії циклу $\rho$ | Коефіцієнт $\beta_{\rho w}$ для стрижнів діаметром 32 мм і менше при арматурній сталі класів | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | А240 ДСТУ 9130 | А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130 | А400 ДСТУ 9130 | А600 ДСТУ 9130 |
| Зварювання контактним способом (без поздовжньої зачистки) | 0 | 0,75 | 0,65 | 0,60 | - |
| | 0,2 | 0,85 | 0,70 | 0,65 | - |
| | 0,4 | 1,00 | 0,80 | 0,75 | 0,75 |
| | 0,7 | 1,00 | 0,90 | 0,75 | 0,75 |
| | 0,8 | 1,00 | 1,00 | 0,75 | 0,80 |
| | 0,9 | 1,00 | 1,00 | 0,85 | 0,90 |
| Зварювання ванним способом по подовжених накладках-підкладках | 0 | 0,75 | 0,65 | 0,60 | - |
| | 0,2 | 0,80 | 0,70 | 0,65 | - |
| | 0,4 | 0,90 | 0,80 | 0,75 | - |
| | 0,7 | 0,90 | 0,90 | 0,75 | - |
| | 0,8 | 1,00 | 1,00 | 0,75 | - |
| | 0,9 | 1,00 | 1,00 | 0,85 | - |
| Контактне точкове зварювання стержнів арматури, які перекриваються,і приварювання інших стержнів на парних зміщених накладках | 0 | 0,65 | 0,65 | 0,60 | - |
| | 0,2 | 0,70 | 0,70 | 0,65 | - |
| | 0,4 | 0,75 | 0,80 | 0,65 | - |
| | 0,7 | 0,90 | 0,90 | 0,70 | - |
| | 0,8 | 1,00 | 1,00 | 0,75 | - |
| | 0,9 | 1,00 | 1,00 | 0,85 | - |

**Примітка 1.** Якщо діаметри стрижнів розтягнутої арматури перебільшують 32 мм, то значення $\beta_{\rho w}$ необхідно зменшувати на 5 %.

**Примітка 2.**Якщо значення $\rho < 0$, то величини $\beta_{\rho w}$ необхідно приймати такими ж, як при $\rho = 0$.

**Примітка 3.** Для розтягнутої арматурної сталі класу А600 ДСТУ 9130, стрижні якої мають зварні стики, виконані контактним зварюванням з наступним поздовжнім зачищенням, необхідно приймати $\beta_{\rho w} = 1$.

**Примітка 4.** При проміжних значеннях $\rho$ коефіцієнти $\beta_{\rho w}$ необхідно визначати за інтерполяцією.

***( Таблиця 3.16 змінено, Зміна № 1)***

**3.40** При розрахунку розтягнутої поперечної арматури (хомутів і відігнутих стержнів) у нахилених перерізах на дію поперечної сили до розрахункових опорів розтяганню арматурної сталі, зазначених у табл. 3.14, вводяться коефіцієнти умов роботи арматури:

$m_{a4}$ = 0,8 – для стержневої арматури;

$m_{a4}$ = 0,7 – для арматури з високоміцного дроту, арматурних канатів класу К-7 і сталевих канатів зі спіральним і подвійним скрутом і закритих.

Якщо у зварних каркасах діаметр хомутів з арматурної сталі класу А400 ДСТУ 9130 менший від 1/3 діаметра поздовжніх стержнів, то враховувані в розрахунку на поперечну силу напруження в хомутах не повинні перевищувати, МПа (кгс/см$^2$):

245 (2500) – при діаметрі хомутів 6 мм і 8 мм;

255 (2600) – те ж, 10 мм і більше.

***( Пункт 3.40 змінено, Зміна № 1)***

**3.41** Для арматурної сталі класів А600 ДСТУ 9130 і А800 ДСТУ 9130 при застосуванні стиків, виконаних контактним зварюванням без поздовжнього механічного зачищення, і стиків на парних зміщених накладках до розрахункових опорів розтяганню, зазначеним в табл. 3.14, вводиться коефіцієнт умов роботи арматури $m_{as}$ = 0,9.

Для арматурної сталі класів А240 ДСТУ 9130, А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130, А400 ДСТУ 9130 при наявності стиків, виконаних контактним зварюванням, ванним способом на подовжених або коротких підкладках, на парних зміщених накладках, розрахункові опори розтяганню необхідно приймати такими ж, як для арматурної сталі, що не має стиків.

***( Пункт 3.41 змінено, Зміна № 1)***

**3.42** При розрахунку за міцністю розтягнутої арматури в згинаних конструкціях для арматурних елементів (окремих стержнів, пучків, канатів), розташованих від розтягнутої грані елемента, що згинається, на відстані більш ніж 1/5 висоти розтягнутої зони перерізу, до розрахункових опорів арматурної сталі розтяганню згідно з табл.3.14 необхідно вводити коефіцієнти умов роботи арматури:

$$m_{a6} = 1.1 - 0.5\frac{a}{h-x} \le 1,$$

де $h - x$ – висота розтягнутої зони перерізу;

$a \ge \frac{1}{5}(h-x)$ – відстань осі розтягнутого арматурного елемента від розтягнутої грані перерізу.

**3.43** При розрахунках міцності напружуваної арматури на стадії створення в конструкції попереднього напруження, а також на стадії монтажу розрахункові опори арматурної сталі необхідно приймати з коефіцієнтами умов, які дорівнюють:

1,10 – для стержневої арматурної сталі, а також арматурних елементів з високоміцного дроту;

1,05 – для арматурних канатів класу К-7, а також сталевих канатів зі спіральним і подвійним скрутом і закритих.

**3.44** При перегині сталевих канатів зі спіральним або подвійним скрутом навколо анкерних напівкруглих блоків діаметром $D$ менших від $24d$ ($d$ – діаметр каната), до розрахункових опорів розтягу канатів при розрахунках на міцність слід вводити коефіцієнти умов роботи канатів $m_{a10}$, які при відношеннях $D/d$ від 8 до 24 слід визначати за формулою:

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125\frac{D}{d} \le 1 \qquad (3.6)$$

При перегинах навколо блоків діаметром $D$, менших від $8d$, коефіцієнти умов роботи канатів необхідно призначати за результатами дослідних випробувань.

**3.45** При розрахунках міцності оцинкованого високоміцного гладкого дроту класу В-II діаметром 5 мм до розрахункових опорів розтягу дроту відповідно до табл. 3.14 необхідно вводити коефіцієнти умов роботи арматури $m_{a11}$, що дорівнюють:

- 0,94 – при оцинкуванні дроту за групою С, що відповідає середньоагресивним умовам середовища;
- 0,88 – те ж, за групою Ж, що відповідає жорстко-агресивним умовам середовища.

***Розрахункові характеристики для сталевих виробів***

**3.46** Для сталевих виробів залізобетонних мостів і труб, що представляють їхні окремі конструктивні деталі (опорні частини, елементи шарнірів і деформаційних швів, упорні пристрої і т.ін.), і для сталевих закладних деталей з листового і фасонного прокату розрахункові опори необхідно приймати такими ж, як для елементів сталевих конструкцій мостів (див. розд. 4).

Розрахункові опори для арматурних стержнів, що анкеруються у бетоні, необхідно приймати відповідно до настанов, що стосуються арматури.

***Характеристики деформаційних властивостей арматури і відношення модулів пружності***

**3.47** Величину модуля пружності арматури слід приймати відповідно до табл. 3.17.

Таблиця 3.17

| Клас (вид) арматурної сталі | Модуль пружності, МПа (кгс/см²), арматури | |
|---|---|---|
| | ненапружуваної $E_s$ | напружуваної $E_p$ |
| А240 ДСТУ 9130, А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 91300, | $2{,}06\cdot10^5$ ($2{,}1\cdot10^6$) | - |
| А400 ДСТУ 9130 | $1{,}96\cdot10^5$ ($2{,}0\cdot10^6$) | - |
| А600 ДСТУ 9130, А800 ДСТУ 9130 | - | $1{,}86\cdot10^5$ ($1{,}9\cdot10^6$) |
| Ат-V, Ат-VI | - | $1{,}86\cdot10^5$ ($1{,}9\cdot10^6$) |
| Пучки з паралельних дротів класів В-II і Вр-II | - | $1{,}96\cdot10^5$ ($2{,}0\cdot10^6$) |
| К-7 | - | $1{,}77\cdot10^5$ ($1{,}8\cdot10^6$) |
| Пучки з арматурних канатів К-7 | - | $1{,}67\cdot10^5$ ($1{,}7\cdot10^6$) |
| Сталеві канати: | | |
| спіральні і подвійним скрутом | - | $1{,}67\cdot10^5$ ($1{,}7\cdot10^6$) |
| закриті | - | $1{,}57\cdot10^5$ ($1{,}6\cdot10^6$) |

***(Таблиця 3.17 змінено, Зміна № 1)***

**3.48** У всіх розрахунках елементів мостів, що виконуються на витривалість та тріщиностійкість за формулами пружного тіла, крім розрахунків на витривалість мостів з ненапружуваною арматурою, слід використовувати відношення модулів пружності $n_1(\frac{E_s}{E_b}$ або $\frac{E_p}{E_b})$, визначені за величинами модулів, наведеними для арматури в табл. 3.17 і для бетону в табл. 3.11.

У розрахунках елементів мостів з ненапружуваною арматурою на витривалість та тріщиностійкість при визначенні напружень та геометричних параметрів приведених перерізів площа арматури враховується з коефіцієнтом відношення модулів пружності $n'$, при якому враховується віброповзучість бетону. Значення $n'$ необхідно приймати при бетоні класів:

- В20 22,5
- В22,5 і В25 20
- В27,5 17
- В30 і В35 15
- В40 і вище 10

***Розрахунок за граничними станами першої групи***

***Розрахунок міцності і стійкості***

***Загальні настанови***

**3.49** Розрахунок бетонних і залізобетонних елементів мостів і труб необхідно виконувати, порівнюючи розрахункові зусилля від зовнішніх навантажень із граничними.

Застосування згинаних, центрально- і позацентрово розтягнутих бетонних елементів в конструкціях не припускається.

**3.50** Розрахункові зусилля в статично невизначених конструкціях мають враховувати перерозподіл зусиль від усадки і повзучості бетону, штучного регулювання, тріщиноутворення і попереднього напруження, до загального зусилля, вишуканого від нормативних значень перерахованих навантажень та впливів, що вводяться з коефіцієнтами надійності за навантаженням, рівними 1,1 або 0,9.

**3.51** Граничні зусилля в елементах конструкцій необхідно визначати в перерізах, нормальних і нахилених до поздовжньої осі елемента.

**3.52** При розрахунку бетонних і залізобетонних елементів на вплив стискальної поздовжньої сили *N* за розрахункову величину зусилля необхідно приймати менше значення з отриманих з розрахунків міцності і стійкості. При розрахунку міцності необхідно враховувати випадковий ексцентриситет $e_{c,вип} = \frac{1}{400} l_0$ ($l_0$ – повна розрахункова довжина елемента або її частина між точками закріплення елемента, прийнята з урахуванням вимог 3.16).

При розрахунку тріщиностійкості і деформацій випадковий ексцентриситет враховувати не слід.

В елементах статично визначених конструкцій ексцентриситет $e_c$ відшукується як сума ексцентриситетів – визначеного зі статичного розрахунку конструкції і випадкового $e_{вип}$.

Для елементів статично невизначених конструкцій величина ексцентриситету поздовжньої сили відносно центра тяжіння приведеного перерізу $e_c$ приймається рівною ексцентриситету, отриманому зі статичного розрахунку, але не менше $e_{вип}$.

**3.53** Розрахунок міцності і стійкості стиснутих і позацентрово стиснутих бетонних і залізобетонних елементів прямокутного, таврового, двотаврового та коробчастого перерізів в залежності від величини ексцентриситету $e_c = \frac{M}{N}$ визначається відповідно до табл. 3.18.

Таблиця 3.18

| **Вид розрахунку** | **Конструкції** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **бетонні** | | **залізобетонні** | |
| | **номера пунктів, у відповідності до яких необхідно виконувати розрахунок при ексцентриситетах** | | | |
| | $e_c \le r$ | $e_c > r$ | $e_c \le r$ | $e_c < r$ |
| За міцністю | 3,68<br>3,54 | 3,68<br>3,54 | 3,69б<br>- | 3,70; 3,71<br>3,54 |
| За стійкістю | 3,66<br>3,55 | -<br>- | 3,69а<br>3,55 | -<br>- |

**Примітка.** $r$ – ядрова відстань

Стиснуті елементи з початковим ексцентриситетом $e_c > r$ необхідно розраховувати на позацентрове стискання.

Вплив прогину на збільшення розрахункового зусилля позацентрово стиснутого елементу при розрахунку за недеформованою схемою слід враховувати шляхом множення ексцентриситету $e_c$ на коефіцієнт $\eta$, визначуваний згідно з 3.54.

При розрахунку на стійкість при $e_c \le r$ коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi$ слід приймати згідно з 3.55.

**3.54** Коефіцієнт $\eta$, що враховує вплив прогину на міцність, визначається за формулою

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \tag{3.7}$$

де $N_{cr}$ – умовна критична сила, що визначається за формулами:

*для бетонних елементів*

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta} + 0{,}1\right); \tag{3.8}$$

*для залізобетонних елементів*

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\frac{\delta}{\varphi_p}}+0{,}1\right)+n_1 I_s\right]. \qquad (3.9)$$

де $I_b$ – момент інерції площі перерізу бетону без врахування тріщин в бетоні. $I_s$ – момент інерції площі перерізу ненапружуваної та напружуваної арматури.

Моменти інерції визначаються відносно осей, які проходять через центр тяжіння приведеного перерізу.

У формулах (3.8) і (3.9) коефіцієнтами $\varphi_l$ і $\varphi_p$ враховується відповідно вплив на прогин тривалої дії навантаження, попереднього напруження арматури і відносної величини ексцентриситету.

Величини коефіцієнта $\varphi_l$ необхідно приймати такими, що дорівнюють:

$$\varphi_l = 1+\frac{M_l}{M} \qquad , \qquad (3.10)$$

де $M_l$ – момент від постійного навантаження;

*M* – момент від постійного і тимчасового навантаження.

Моменти дорівнюють добутку нормальної сили $N$ від постійних та тимчасових навантажень на відстань від місця прикладення сили $N$ до найбільш розтягнутого стержня (для бетонних елементів – до найбільш розтягнутої грані перерізу) або до найменш стиснутого стержня або грані (при повністю стиснутому перерізі).

Величину коефіцієнта $\delta$ необхідно приймати рівною $e_c / h$, але не меншою від визначеної за формулою:

$$\delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01R_b, \qquad (3.11)$$

де $R_b$ – розрахунковий опір бетону, Мпа;

$l_0$ – розрахункова довжина елемента.

Якщо моменти (або ексцентриситети) від повного та від постійного навантаження мають різні знаки, то при абсолютному значенні ексцентриситету повного навантаження $e_c \geq 0{,}1h$ слід приймати $\varphi_\ell = 1{,}0$, а при $e_\ell < 0{,}1h - \varphi_\ell = 1{,}05$ **.**

Величини коефіцієнта $\varphi_p$, що враховує вплив на жорсткість елемента попереднього натягу арматури, необхідно визначати за формулою

$$\varphi_p = 1+12\frac{\sigma_{bp}}{R_b}\cdot\frac{e_c}{h} \qquad (3.12)$$

де $\sigma_{bp}$ – попереднє напруження в бетоні на рівні центра тяжіння поздовжньої арматури з урахуванням усіх втрат згідно з обов'язковим додатком Т для кільцевих та кругових перерізів $h = D$.

У формулі (3.12) розрахункові опори $R_b$, приймаються без врахування коефіцієнтів умов роботи бетону, а величини $e_c / h$ не повинні перевищувати 1,5.

Стиснуті залізобетонні елементи повинні мати характеристики, при яких забезпечується умова $\frac{N}{N_{cr}} \leq 0{,}7$.

При розрахунку елементів на позацентрове стискання із площини згину, створене позацентровим прикладанням навантаження, необхідно враховувати величини випадкового ексцентриситету (див. 3.52) .

Для залізобетонних елементів, що мають нерухомі опори або опори, що однаково переміщаються при вимушених деформаціях (наприклад, при температурних видовженнях), величини коефіцієнта $\eta$ необхідно приймати:

для перерізів у середній третині довжини елемента – згідно з формулою (3.7) ;

те ж, у межах крайніх третин довжини елемента – згідно з інтерполяцією між величинами, обчисленими для середньої третини, і одиницею, прийнятою для опорних перерізів.

**3.55** Коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi$ при розрахунках стиснутих ($e_c = 0$) і позацентрово стиснутих елементів, що мають відносний ексцентриситет $\frac{e_c}{r} \le 1$, необхідно визначати за формулою

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l}{N} \cdot \frac{\varphi_m}{\varphi_l} + \frac{N_m}{N}} \qquad (3.13)$$

де $\varphi_m$ – коефіцієнт поздовжнього згину, що враховує вплив тимчасового навантаження;

$\varphi_l$ – те ж, постійних навантажень;

$N_l$ – розрахункове поздовжнє зусилля від постійного навантаження з урахуванням зусиль в напружуваній арматурі, що не має зчеплення з бетоном;

$N_m$ – розрахункове поздовжнє зусилля від тимчасового навантаження;

$N = N_l + N_m$ – повне розрахункове поздовжнє зусилля.

Величини коефіцієнтів $\varphi_m$ і $\varphi_l$ (при їхньому обчисленні враховано також величини випадкових ексцентриситетів згідно з 3.52) необхідно приймати для залізобетонних елементів відповідно до табл. 3.19, для бетонних елементів – відповідно до табл. 3.20.

Таблиця 3.19

| **Характеристики гнучкості елемента** | | | **Коефіцієнт поздовжнього згину** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\varphi_m$ **при відносних ексцентриситетах** $e_c / r$ | | | | $\varphi_l$ |
| $l_0 / b$ | $l_0 / d$ | $l_0 / i$ | **0** | **0,25** | **0,50** | **1,00** | |
| 4 | 3,5 | 14 | $\frac{1}{1}$ | $\frac{0,9}{0,9}$ | $\frac{0,81}{0,81}$ | $\frac{0,69}{0,69}$ | 1 |
| 10 | 3,6 | 35 | $\frac{1}{1}$ | $\frac{0,86}{0,86}$ | $\frac{0,77}{0,77}$ | $\frac{0,65}{0,65}$ | 0,84 |
| 12 | 10,4 | 40 | $\frac{0,95}{0,95}$ | $\frac{0,83}{0,83}$ | $\frac{0,74}{0,74}$ | $\frac{0,62}{0,62}$ | 0,79 |
| 14 | 12,1 | 48,5 | $\frac{0,90}{0,85}$ | $\frac{0,79}{0,74}$ | $\frac{0,70}{0,65}$ | $\frac{0,58}{0,53}$ | 0,70 |
| 16 | 13,8 | 55 | $\frac{0,86}{0,78}$ | $\frac{0,75}{0,67}$ | $\frac{0,66}{0,58}$ | $\frac{0,55}{0,47}$ | 0,65 |

| **Характеристики гнучкості елемента** | | | **Коефіцієнт поздовжнього згину** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\varphi_m$ **при відносних ексцентриситетах** $e_c / r$ | | | | $\varphi_l$ |
| $l_0 / b$ | $l_0 / d$ | $l_0 / i$ | **0** | **0,25** | **0,50** | **1,00** | |
| 18 | 15,6 | 62,5 | 0,82 / 0,75 | 0,71 / 0,64 | 0,62 / 0,55 | 0,51 / 0,44 | 0,56 |
| 20 | 17,3 | 70 | 0,78 / 0,7 | 0,67 / 0,59 | 0,57 / 0,48 | 0,48 / 0,4 | 0,47 |
| 22 | 19,1 | 75 | 0,72 / 0,64 | 0,60 / 0,52 | 0,52 / 0,44 | 0,43 / 0,35 | 0,41 |
| 24 | 20,8 | 83,5 | 0,67 / 0,59 | 0,55 / 0,47 | 0,47 / 0,39 | 0,38 / 0,30 | 0,32 |
| 26 | 22,5 | 90,5 | 0,62 / 0,53 | 0,51 / 0,42 | 0,44 / 0,35 | 0,35 / 0,26 | 0,25 |
| 28 | 24,3 | 97,5 | 0,58 / 0,5 | 0,49 / 0,41 | 0,43 / 0,35 | 0,34 / 0,26 | 0,20 |
| 30 | 26,0 | 105,5 | 0,53 / 0,46 | 0,45 / 0,38 | 0,39 / 0,32 | 0,32 / 0,25 | 0,16 |
| 32 | 27,7 | 110,5 | 0,48 / 0,42 | 0,41 / 0,35 | 0,36 / 0,3 | 0,31 / 0,25 | 0,14 |
| 34 | 29,0 | 120,5 | 0,43 / 0,39 | 0,36 / 0,32 | 0,31 / 0,27 | 0,25 / 0,21 | 0,10 |
| 38 | 33,0 | 130,5 | 0,38 / 0,33 | 0,32 / 0,28 | 0,28 / 0,24 | 0,24 / 0,2 | 0,08 |
| 4 0 | 34,6 | 140,5 | 0,35 / 0,32 | 0,29 / 0,26 | 0,25 / 0,22 | 0,21 / 0,18 | 0,07 |
| 4 3 | 37,5 | 150,5 | 0,33 / 0,3 | 0,28 / 0,25 | 0,24 / 0,21 | 0,21 / 0,18 | 0,06 |

**Примітка.** Над рискою наведено величини для залізобетонних елементів з ненапружуваною арматурою і попередньо напружених елементів при відсутності на даній стадії їх роботи зчеплення напружуваної арматури з бетоном, під рискою – для попередньо напружених елементів за наявності зчеплення напружуваної арматури з бетоном.

Таблиця 3.20

| Характеристики гнучкості елемента | | Коефіцієнти поздовжнього згину | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\varphi_m$ при відносних ексцентриситетах $e_c / r$ | | | | $\varphi_l$ |
| $l_0 / b$ | $l_0 / i$ | 0 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | |
| | | | | | | |
| 4 | 14 | 1 | 0,86 | 0,77 | 0,65 | 1 |
| 6 | 21 | 0,98 | 0,84 | 0,75 | 0,63 | 0,94 |
| 8 | 28 | 0,95 | 0,81 | 0,72 | 0,6 | 0,88 |
| 10 | 35 | 0,92 | 0,78 | 0,69 | 0,57 | 0,8 |
| 12 | 42 | 0,88 | 0,76 | 0,67 | 0,55 | 0,72 |
| 14 | 49 | 0,85 | 0,74 | 0,65 | 0,53 | 0,62 |
| 16 | 56 | 0,79 | 0,68 | 0,59 | 0,48 | 0,58 |
| 18 | 63 | 0,74 | 0,63 | 0,54 | 0,43 | 0,43 |
| 20 | 70 | 0,67 | 0,56 | 0,46 | 0,37 | 0,32 |
| 22 | 77 | 0,63 | 0,51 | 0,43 | 0,34 | 0,26 |
| 24 | 84 | 0,58 | 0,46 | 0,38 | 0,29 | 0,20 |
| 26 | 91 | 0,49 | 0,38 | 0,31 | 0,22 | 0,16 |

У табл. 3.19 і 3.20 позначено:

$b$ – сторона елемента прямокутного перерізу, нормальна до напрямку переміщення елемента;

$d$ – діаметр круглого перерізу елемента;

$l_0 / i$ – гнучкість елемента ($i$ – найменший радіус інерції поперечного перерізу);

$e_c / r$ – відносний ексцентриситет сили $N$;

$e_c$ – ексцентриситет сили $N$ відносно центра тяжіння приведеного перерізу;

$r = \dfrac{W_{red}}{A_{red}}$ – ядрова відстань ($W_{red}$ і $A_{red}$ – момент опору і площа приведеного перерізу).

***Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента***

**3.56** Граничні зусилля в перерізах згідно з 3.62-3.71 і 3.75 необхідно визначати, виходячи з таких передумов:

– опір бетону розтяганню приймається таким, що дорівнює нулю;

– опір бетону стиску обмежується напруженнями, що дорівнюють $R_b$, і рівномірно розподілено в межах умовно стиснутої зони бетону;

– розтягувальні напруження в арматурі обмежуються розрахунковими опорами розтяганню в ненапружуваній $R_s$ і напружуваній $R_p$ арматурі;

– стискальні напруження в ненапружуваній арматурі обмежуються розрахунковими опорами стиску $R_{sc}$, а в напружуваній – найбільшими стискальними напруженнями $\sigma_{pc}$ згідно з 3.60;

– при розрахунку перерізу на загальний випадок згідно з ДБН В.2.6-98, деформації (напруження) в арматурі визначаються в залежності від висоти стиснутої зони бетону з урахуванням деформацій (напружень) від попереднього напруження.

Припускається при обґрунтуванні у встановленому порядку також проводити вказані розрахунки з використанням діаграм деформацій бетону та арматури.

**Примітка**. У випадках, коли розрахункові опори та напруження в бетоні та арматурі мають вводитися у формули тільки в МПа, в тексті даються спеціальні вказівки.

***( Пункт 3.56 змінено, Зміна № 1)***

**3.57** Якщо в стиснутій зоні розрахункового перерізу є бетони різних класів, то їхні площі приводяться пропорційно до розрахункових опорів бетону до одного розрахункового опору.

**3.58** При розрахунку балок із плитою в стиснутій зоні довжина звисів плити, що вводиться в розрахунок, не повинна перевищувати шести її товщин $h_f^{'}$, починаючи від початку звису, і повинна бути не більше половини відстані у просвіт між балками.

Початок звису приймається від ребра балки або від кінця вута, якщо він має ухил 1:3 і більше.

При перемінній товщині плити, а також при вутах з ухилом меншим від 1:3 довжина звисів визначається за приведеною товщиною плити, що відшукуються з урахуванням площі плити і вутів.

Площа звисів розтягнутих поясів двотаврових перерізів при розрахунку не враховується.

**3.59** Якщо кількість розтягнутої арматури з конструктивних міркувань або виходячи з розрахунку тріщиностійкості перевищує необхідну за розрахунком міцності кількість, то припускається враховувати не всю арматуру, а тільки вирахувану за цим розрахунком.

**3.60** Напружувану арматуру, що розташована в стиснутій зоні і яка має зчеплення з бетоном, необхідно вводити до розрахунку з напруженням:

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \tag{3.14}$$

де $R_{pc}$ – враховане розрахунком найбільше стискальне напруження в напружуваній арматурі згідно з 3.38;

$\sigma_{pc1}$ – розрахункове напруження в ненапружуваній арматурі (за винятком усіх втрат) при коефіцієнті надійності за навантаженням, що дорівнює $\gamma_g = 1{,}1$ при $\sigma_{pc1} \le R_{pc}$ приймається таким, що дорівнює $\sigma_{pc} = 0$.

Площа поперечного перерізу стиснутої арматури $A_s^{'}$ вводиться в розрахунок в залежності від співвідношення розрахункової висоти стиснутої зони бетону *x* і відстані $a_s^{'}$ цієї арматури до стиснутої крайки перерізу.

При розрахунку згинаних елементів площа $A_s^{'}$ враховується повністю, коли $x_2 \ge 2a_s^{'}$, де $x_2$ – висота стиснутої зони, визначуваної з урахуванням стиснутої арматури $A_s^{'}$.

Якщо без врахування стиснутої арматури висота стиснутої зони перерізу відповідає умові $x_1 \ge a_s^{'}$, а при врахуванні стиснутої арматури $x_2 < 2a_s^{'}$, то розрахунок на міцність допускається виконувати за рівнянням:

$$M \le (R_S A_S + R_p A_p)\,(h_{01} - a'_s), \tag{3.15}$$

При $x_1 < 2a_s^{'}$ – $A_s^{'}$ не враховується.

**3.61** Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, коли зовнішня сила діє в площині осі симетрії перерізу й арматуру зосереджено біля перпендикулярних до вказаної площини крайок елемента, має виконуватися в залежності від величини відносної висоти стиснутої зони $\xi = \dfrac{x}{h_0}$, визначеної з відповідних умов рівноваги. Величина $\xi$ при розрахунку конструкцій, як правило, не має перевищувати відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi_y$ при якій граничний стан бетону стиснутої зони настає не раніше досягнення в розтягнутій арматурі напруження, що дорівнює розрахунковому опору $R_s$ або $R_p$ з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи для арматури.

Величини $\xi_y$ визначається за формулою

$$\xi_y = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_1}{\sigma_2}(1-\frac{\omega}{1,1})}, \quad (3.16)$$

де

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b$ – для елементів із звичайним армуванням;

$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta \le 0,9$ – для елементів зі скісним армуванням;

при цьому розрахунковий опір бетону $R_b$ необхідно приймати в МПа, а величина $\delta$ – має дорівнювати $10\mu$, але не більше від 0,15 (де $\mu$ – коефіцієнт армування, прийнятий згідно з 3.72) ;

напруження в арматурі $\sigma_1$, МПа, слід приймати таким:

$R_s$ – для ненапружуваної арматури;

$R_p + 500 - \sigma_p$ – для напружуваної арматури;

розрахунковий опір розтягування напружуваної арматури $R_p$ необхідно приймати з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи арматури, а величину попереднього напруження в арматурі $\sigma_p$ – з урахуванням перших і других втрат згідно з обов'язковим додатком Т; за наявності напружуваної та ненапружуваної арматури напруження $\sigma_1$ приймається за напруженою арматурою.

Напруження $\sigma_2$ є граничним напруженням в арматурі стиснутої зони і має бути прийнято таким, що дорівнює 500 МПа.

Якщо при розрахунку міцності виявиться необхідним і обґрунтованим збереження отриманої з розрахунку величини $\xi = x/h_0$, більшої за граничну величину $\xi_y$ згідно з 3.61, то рекомендується керуватися настановами ДБН В.2.6-98.

Настановами ДБН В.2.6-98 рекомендується керуватися при розрахунках: залізобетонних елементів на позацентрове стискання і косий згин; елементів з арматурою, рівномірно розподіленою по перерізу; коротких консолей, конструкцій на продавлювання та відрив закладних деталей, стропувальних петель та елементів, що працюють на згин і кручення та на позацентровий стиск із крученням.

Застосування інших методів для розрахунку трикутних, ромбічних та інших непрямокутних перерізів з арматурою, рівномірно розміщеною та сконцентрованою, допускається виконувати при їх обґрунтуванні у встановленому порядку.

Розрахунок міцності круглих перерізів залізобетонних елементів на позацентрове стискання наведено в додатку Z.

В усіх вищенаведених розрахунках слід для бетону та арматури приймати розрахункові опори згідно з цими нормами.

***( Пункт 3.61 змінено, Зміна № 1)***

***Розрахунок залізобетонних згинаних елементів***

**3.62** Розрахунок прямокутних перерізів (рис. 2) при $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_y$ необхідно виконувати за умови:

$$M \le R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s^{'} (h_{01} - a_s^{'}) + \sigma_{pc} A_p^{'} (h_0 - a_p^{'}), \quad (3.17)$$

при цьому висоту стиснутої зони *x* слід визначати за формулою

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'} - \sigma_{pc} A_p^{'} = R_b b x. \quad (3.18)$$

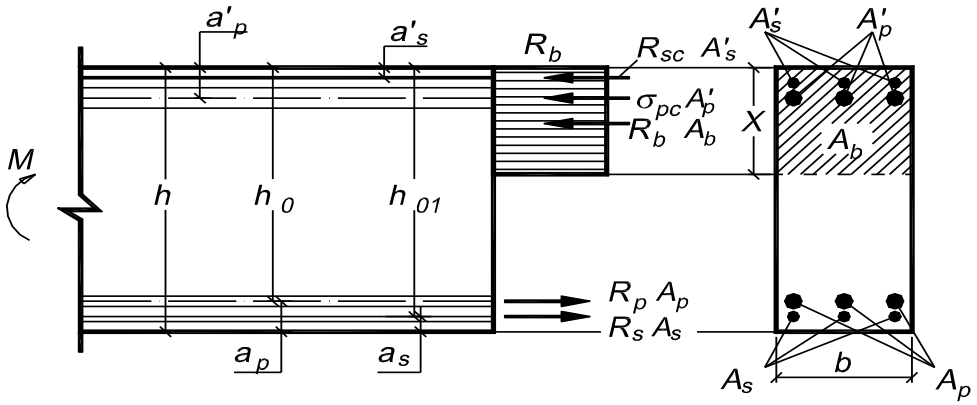



Рис. 3.1 Схема зусиль і епюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонного згинаного елемента при розрахунку його міцності

Тут та в інших формулах допускається висоту $h_0$ приймати від точки прикладення рівнодійної зусилля в арматурі $A_p$ та $A_s$. При відсутності напружуваної арматури $h_0 = h_{01}$.

Розрахунок поздовжнього стику плити проїзної частини ребристих прогонових будов автодорожніх та міських мостів на міцність належить виконувати введенням до правої частини формул (3.17) та (3.18) коефіцієнтів умов роботи: для бездіафрагмових – 0,8; для діафрагмових – 0,9.

**3.63** Розрахунок таврових, двотаврових і коробчатих перерізів із плитою в стиснутій зоні при $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_y$ необхідно виконувати в залежності від розташування границі стиснутої зони:

а) якщо границя стиснутої зони проходить у плиті (рис.3.2,а), тобто виконується умова

$$R_p A_p + R_s A_s < R_b b_f' x + R_{sc} A_s' + \sigma_{pc} A_p', \quad (3.19)$$

розрахунок слід виконувати як для прямокутного перерізу шириною $b_f'$ відповідно до 3.62;

б) якщо границя стиснутої зони проходить у ребрі (рис.3.2,б), тобто умова (3.19) не виконується, розрахунок слід виконувати, виходячи з умови

$$M \le R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0.5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_{01} - a_s') + \sigma_{pc} A_p' (h_0 - a_p') \quad (3.20)$$

при цьому висоту стиснутої зони бетону *x* необхідно визначати за формулою

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{pc} A_p' = R_b b x + R_b (b_f' - b) h_f', \quad (3.21)$$

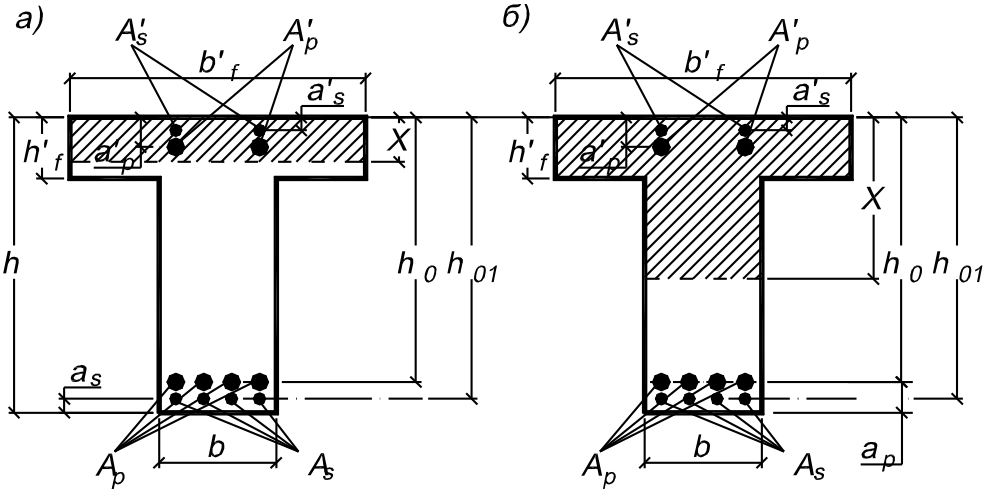



Рис. 3.2 Форма стиснутої зони в перерізах залізобетонних елементів із плитою в стиснутій зоні
а – при розташуванні границі стиснутої зони в плиті;
б – те ж, у ребрі

**3.64** Розрахунок згинаних елементів кільцевого перерізу при співвідношенні внутрішнього і зовнішнього радіусів $\frac{r_1}{r_2} \geq 0,5$ з арматурою, що рівномірно розподілено по довжині кола (при числі поздовжніх стержнів не менше шести), має виконуватися як для позацентрово стиснутих елементів відповідно до 3.71 з підстановкою до формули замість $Ne_c\eta$ величини згинального моменту $M$ і приймаючи у формулах величину поздовжньої сили $N = 0$.

**3.65** Якщо робоча напружувана арматура у залізобетонних згинаних елементах автодорожніх мостів не має зчеплення з бетоном, то розрахунок перерізів на міцність виконується згідно з 3.62 і 3.63, при цьому у відповідні формули замість розрахункового опору розтяганню напружуваної арматури $R_p$ умовно вводиться величина $\sigma_{p1}$ сталого (з відніманням усіх утрат) напруження у попередньо напружуваній арматурі.

Крім цього, у складених по довжині конструкціях необхідно додатково виконувати умовний розрахунок за формулами опору пружних матеріалів на розрахункові навантаження (з коефіцієнтом надійності за навантаженням), включаючи зусилля від попереднього напруження. На всіх стадіях роботи в стиках, не армованих ненапружуваною арматурою, не припускаються розтягувальні напруження в зонах, де ці напруження виникають від зовнішнього навантаження.

***Розрахунок позацентрово стиснутих бетонних елементів***

**3.66** Позацентрово стиснуті бетонні елементи з початковим ексцентриситетом $e_c \leq r$ (див. 3.55) необхідно розраховувати за стійкістю, дотримуючись умови:

$$N \leq \varphi R_b A_b, \tag{3.22}$$

де $\varphi$ – коефіцієнт, що приймається згідно з 3.55;

$A_b$ – площа стиснутого перерізу елемента.

**3.67** Розрахунок міцності позацентрово стиснутих бетонних елементів при $e_c > r$ виконується в залежності від розташування нейтральної осі і величини $a$, прийнятої за формулою

$$a = a_c - e_c\eta, \tag{3.23}$$

де $a$ – відстань від точки прикладення поздовжньої сили $N$ до найбільш стиснутої грані перерізу з урахуванням коефіцієнта $\eta$ визначеного згідно з 3.54;

$a_c$ – відстань від осі, що проходить через центр тяжіння всього перерізу, до найбільш стиснутої крайки;

$e_c$ – початковий ексцентриситет поздовжньої сили $N$ відносно центру тяжіння всього перерізу. При цьому рівнодійна зовнішніх сил повинна знаходитися в межах поперечного перерізу елемента при дотриманні умови:

$$e_c\eta \leq 0.8a_c \tag{3.24}$$

**3.68** При розрахунку позацентрово стиснутих бетонних елементів таврового, двотаврового і коробчатого перерізів із плитою в стиснутій зоні (рис.3.4) міцність перерізу забезпечується при дотриманні умови:

$$N \leq R_b bx + R_b(b_f^{'} - b)h_f^{'}, \tag{3.25}$$

при цьому висота стиснутої зони визначається:

при $a > 0,5h_f^{'}$ (нейтральна вісь проходить у межах ребра)

$$x = a + \sqrt{a^2 + (b'_f - b)\,(2a - h'_f)\frac{h'_f}{b}} \tag{3.26}$$

при $a \le 0.5h_f^{'}$ (нейтральна вісь проходить у межах стиснутої плити) для розрахунку використовуються формули (3.26) і (3.25) із заміною $b$ на $b_f^{'}$.

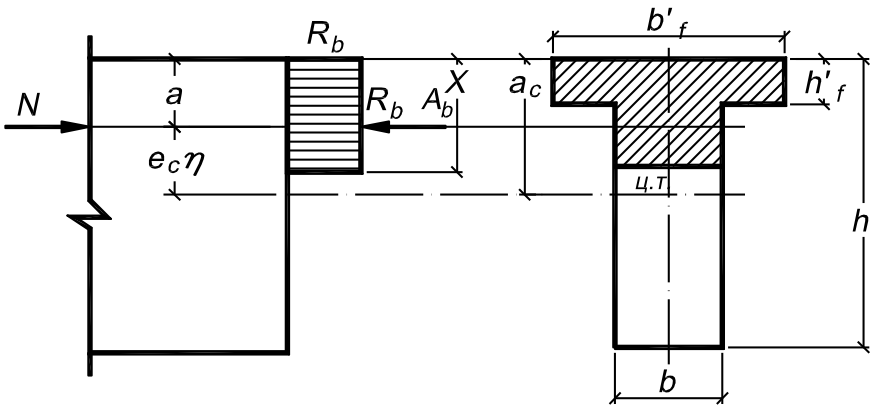



Рис. 3.3 Схема зусиль і епюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі позацентрово стиснутого бетонного елемента

При розрахунку позацентрово стиснутих елементів прямокутного перерізу міцність забезпечується при дотриманні умови

$$N \le R_b b x\,, \tag{3.27}$$

при цьому висота стиснутої зони визначається за формулою

$$x = h - 2e_c\eta\,, \tag{3.28}$$

Крім розрахунку міцності в площині дії згинального моменту елемент має бути перевірений на стійкість із згином в площині, що перпендикулярна до площини дії моменту (див.3.55).

***Розрахунок позацентрово стиснутих залізобетонних елементів***

**3.69** Позацентрово стиснуті залізобетонні елементи з розрахунковим ексцентриситетом $e_c \le r$ (див. 3.55) необхідно розраховувати за стійкістю і міцністю, виходячи з таких умов:

а) розрахунок стійкості:

за наявності зчеплення арматури з бетоном

$$N \le \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_s^{'} + R_{pc} A_p^{'})\,, \tag{3.29}$$

за відсутності зчеплення напружуваної арматури з бетоном

$$N \le \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_s^{'}) - \sigma_{pc1} A_p^{'} + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{Sc}}\,; \tag{3.30}$$

б) розрахунок міцності:

за наявності зчеплення арматури з бетоном

$$N \le R_b A_b + R_{sc} A_s^{'} - \sigma_{pc1} A_p^{'}\,, \tag{3.31}$$

за відсутності зчеплення напружуваної арматури з бетоном:

$$N \le R_b A_b + R_{sc} A_s^{'} - \sigma_{pc1} A_p^{'} + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{Sc}}\,, \tag{3.32}$$

У формулах (3.29)-(3.32):

$N$ – поздовжнє стискальне зусилля від розрахункових навантажень (без врахування зусилля попереднього напруження);

$\varphi$ – коефіцієнт поздовжнього згину, визначуваний згідно з 3.55;

$R_b$ – розрахунковий опір бетону стисканню при розрахунку міцності, прийнятий відповідно до табл.3.6;

$A_b$ – повна площа перерізу елемента (якщо площа перерізу арматури перевищує 3%, то $A_b$ заміняють на $A_b - A_s^{'} - A_p^{'}$);

$R_{pc}, R_{sc}$ – розрахункові опори арматури стисканню, які приймаються згідно з 3.38;

$\sigma_{pc}$ – напруження в ненапружуваній арматурі, яка розташована у стиснутій зоні, що враховується у розрахунку згідно з 3.60;

$\sigma_{pc1}$ – попереднє напруження, яке встановилося у напружуваній арматурі $A_p^{'}$, згідно з 3.60, після прояви усіх втрат;

$$\mu_{sc} = \frac{A'_s}{A_b};$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A_b};$$

$A_s^{'}, A_p^{'}$ – площа перерізу відповідно всієї ненапружуваної і напружуваної арматури;

$n_1$ – відношення модулів пружності, приймається згідно з 3.48.

**3.70** Розрахунок міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів таврового, двотаврового і коробчатого поперечних перерізів із плитою в стиснутій зоні з ексцентриситетом $e_c > r$ при $x > h_f^{'}$ та $\xi \le \xi_y$ (рис. 3.2 і 3.4) необхідно виконувати, використовуючи умову

$$Ne_0 \le R_b bx(h_0 - 0.5x) + R_b(b_f^{'} - b)h_f^{'}(h_0 - 0.5h_f^{'}) + R_{sc}A_s^{'}(h_{01} - a_s^{'}) + \sigma_{pc}A_p^{'}(h_0 - a_p^{'}), \quad (3.33)$$

і визначати величину $e_0$ за формулою

$$e_0 = e + e_c(\eta - 1) \quad (3.34)$$

де $N$ – поздовжня сила;

$\eta$ – коефіцієнт, що визначається згідно з 3.54;

$e$ – відстань від точки прикладення сили $N$ до рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі;

$e_c$ – початковий ексцентриситет поздовжньої сили $N$ відносно центра тяжіння всього перерізу (з урахуванням випадкового ексцентриситету згідно з 3.52);

$\sigma_{pc}$ – стискальне напруження в напружуваній арматурі, розташованій в зоні, стиснутій від зовнішнього навантаження, згідно з 3.60.

Для прямокутних перерізів в формулі (3.33) $в_f^{'} = в$

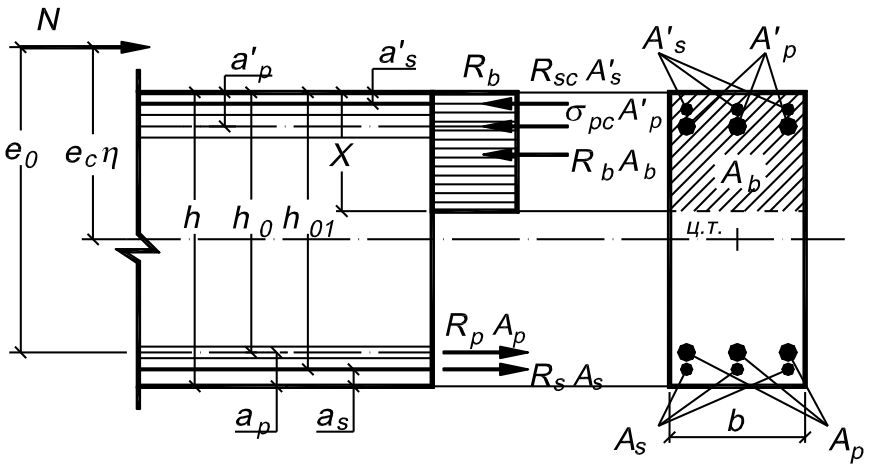



Рис. 3.4 Схема зусиль і епюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі позацентрово стиснутого залізобетонного елемента, при розрахунку його міцності

Висоту стиснутої зони бетону *x* необхідно визначати за формулою

$$N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'} - \sigma_{pc} A_p^{'} = R_b b x + R_b (b_f^{'} - b) h_f^{'}, \quad (3.35)$$

Знаки при зусиллях у формулі (3.35) відповідають розташуванню сили $N$ поза перерізом.

При розрахунку двотаврових перерізів із плитою в розтягнутій зоні звиси плити не враховуються. Крім розрахунку на міцність в площині дії згинального моменту слід проводити розрахунок за стійкістю із згином із площини дії моменту.

Врахування роботи стиснутої ненапружуваної арматури необхідно виконувати згідно з 3.60. Однак якщо без урахування цієї арматури $x > 2a_s^{'}$, а з її врахуванням $x < 2a_s^{'}$.то розрахунок міцності допускається виконувати, використовуючи умову

$$N e_0 \le (R_p A_p + R_s A_s + N)(h_0 - a_s^{'}), \quad (3.36)$$

Розрахунок на міцність позацентрово стиснутих попередньо напружених елементів при попередньому напруженні замінюється розрахунком за утворенням поздовжніх тріщин під нормативним навантаженням згідно з 3.100 з обмеженням стискальних напружень в бетоні значенням $R_{b,mc1}$, яке відповідає класу передатної міцності бетону.

**3.71** Розрахунок позацентрово стиснутих залізобетонних елементів кільцевого перерізу при співвідношенні внутрішнього і зовнішнього радіусів $\frac{r_1}{r_2} \ge 0.5$ з ненапружуваною арматурою, рівномірно розподіленою по довжині кола (при числі поздовжніх стержнів не менше шести), необхідно виконувати в залежності від відносної площі стиснутої зони бетону:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2{,}7 R_s A_{s,tot}}. \quad (3.37)$$

В залежності від значень $\xi_{cir}$ в розрахунках використовуються умови:

а) при $0{,}15 \le \xi_{cir} < 0{,}60$

$$N e_0 \eta \le (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s (1 - 1{,}7 \xi_{cir})(0{,}2 - 1{,}3 \xi_{cir}), \quad (3.38)$$

б) при $\xi_{cir} \le 0{,}15$

$$N e_0 \le (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0{,}295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (3.39)$$

$$\text{де } \xi_{cirs} = \frac{N + 0{,}75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}} \quad ; \tag{3.40}$$

в) при $\xi_{cir} \geq 0{,}60$

$$Ne_0 \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \tag{3.41}$$

$$\text{де } \xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}. \tag{3.42}$$

У формулах (3.37) – (3.42):

$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$;

$r_s$ – радіус кола, що проходить через центри тяжіння стержнів арматури;

$A_b$ – площа бетону кільцевого перерізу;

$A_{s,tot}$ – площа поперечного перерізу всієї поздовжньої арматури.

Ексцентриситет поздовжньої сили $e_0$ визначається з урахуванням прогину елемента згідно з 3.52-3.54 та 3.70.

При розрахунку елементів кільцевого перерізу на спільну дію позацентрового стиску та згину при дотриманні вказаних вище вимог до перерізу при ненапружуваній арматурі допускається використовувати формули (3.37) – (3.42), рекомендовані для розрахунку кільцевих перерізів на позацентровий стиск, але з урахуванням зміненого значення ексцентриситету $e_0$, який зумовлений додатковим впливом сумарного згинального моменту $M$. Він приймається за результувальною епюрою моментів з урахуванням прийнятого розташування сил, які зумовлюють згин елемента. При цьому сумарна величина ексцентриситета $e_0$ у формулах (3.38), (3.39) та (3.41) для конкретних перерізів визначається з урахуванням сумарних значень моментів та нормальних сил для цих перерізів.

При визначенні величин критичної сили *Ncr* у формулі (3.7) для визначення коефіцієнта $\eta$, який враховує вплив прогину на міцність перерізу, необхідно враховувати значення коефіцієнт $\varphi_i$ за формулою (3.10).

**3.72** Розрахунок елементів суцільного перерізу з непрямим армуванням і з ненапружуваною поздовжньою арматурою необхідно виконувати відповідно до вимог 3.69б і 3.70. У розрахунок необхідно вводити частину бетонного перерізу, обмежену крайніми стержнями сіток поперечної арматури або спіраллю (розраховуючи її по осі), і підставляти в розрахункові формули замість $R_b$ приведену призмову міцність $R_{b,red}$. Гнучкість $\frac{l_0}{i_{ef}}$ елементів з непрямим армуванням має не перевищувати при армуванні: сітками – 55, спіраллю – 35 (де $i_{ef}$ – радіус інерції частини перерізу, що вводиться до розрахунку).

Значення $R_{b,red}$ необхідно визначати за формулами:

а) при армуванні зварними поперечними сітками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \tag{3.43}$$

де $R_s$ – розрахунковий опір розтягуванню арматури сіток;

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} L_y}{A_{ef} s}, \quad (3.44)$$

У формулах (3.43) і (3.44):

$n_x, A_{sx}, l_x$ – відповідно кількість стержнів, площа поперечного перерізу і довжина стержнів сітки в одному напряму (рахуючи в осях крайніх стержнів);

$n_y, A_{sy}, l_y$ – те ж, в іншому напрямку;

$A_{ef}$ – площа перерізу бетону, укладеного всередині контуру сіток (рахуючи по осях крайніх стержнів);

$s$ – відстань між сітками (рахуючи по осях стержнів). Якщо встановлюється одна сітка, то величина $S$ дорівнює 7 см.

$\varphi$ – коефіцієнт ефективності непрямого армування, що визначається за формулою

$$\varphi = \frac{1}{0.23 + \psi}, \quad (3.45)$$

$$\text{при } \psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10} \quad (3.46)$$

У формулі (3.46) $R_s$ і $R_b$ приймаються в МПа, $\mu = \mu_{s,xy}$.

Площі поперечного перерізу стержнів сітки на одиницю довжини в одному й другому напрямках мають розрізнятись не більше ніж у 1,5 рази;

б) при армуванні спіральною або кільцевою арматурою:

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \left(1 - \frac{7{,}5 e_c}{d_{ef}}\right), \quad (3.47)$$

де $R_s$ – розрахунковий опір арматури спіралі;

$e_c$ – ексцентриситет прикладеної поздовжньої сили (без врахування впливу прогину);

$\mu$ – коефіцієнт армування, який дорівнює

$$\mu = \frac{4 A_{s,cir}}{d_{ef} s}, \quad (3.48)$$

$A_{s,cir}$ – площа поперечного перерізу спіральної арматури;

$d_{ef}$ – діаметр частини перерізу всередині спіралі;

$s$ – крок спіралі.

При врахуванні впливу прогину на несучу здатність елементів з непрямим армуванням необхідно користатися вказівками 3.54, визначаючи момент інерції для частини перерізу елементів, обмеженої крайніми стержнями сіток або вміщеної всередині спіралі. Значення $N_{cr}$, отримане згідно з формулою (3.8), слід помножити на коефіцієнт $\varphi_1 = 0{,}25 + 0{,}05 \frac{l_0}{c_{ef}} \le 1$ (де $c_{ef}$ дорівнює висоті або діаметру враховуваної частини бетонного перерізу), а при визначенні $\delta$ другий член правої частини формули (3.11) заміняється на 0,01 $\frac{l_0}{c_{ef}} \varphi_2$ (де $\varphi_2$ = 0,1 $\frac{l_0}{c_{ef}} - 1 \le 1$). Непряме армування враховується в

розрахунку за умови, якщо несуча здатність елемента, визначена з урахуванням $A_{ef}$ і $R_{b,red}$, перевищує його несучу здатність, визначену за повним перерізом $A_b$ і з урахуванням $R_b$ (але без врахування непрямої арматури). Крім цього, непряме армування має відповідати конструктивним вимогам 3.153.

**3.73** При розрахунку елементів з непрямим армуванням поряд з розрахунком міцності необхідно виконувати розрахунок, що забезпечує тріщиностійкість захисного шару бетону. Цей розрахунок належить виконувати відповідно до вказівок 3.69б і 3.70 під експлуатаційним навантаженням (при $\gamma_f = 1$) з огляду на всю площу перерізу бетону і приймаючи замість $R_b$ і $R_s$ розрахункові опори $R_{b,n}$ и $R_{s,n}$ для граничних станів другої групи, а також приймаючи розрахунковий опір стиску арматури таким, що дорівнює $R_{sc,ser}$, але не більше 400 МПа.

***Розрахунок центрально-розтягнутих елементів***

**3.74** При розрахунку перерізів центрально-розтягнутих залізобетонних елементів усе розрахункове зусилля повинне цілком сприйматися арматурою, при цьому потрібне дотримання умови

$$N \le R_s A_s + R_p A_p, \tag{3.49}$$

де $N$ – поздовжнє розтягувальне зусилля, прикладене центрально.

***Розрахунок позацентрово розтягнутих елементів***

**3.75** Розрахунок перерізів позацентрово розтягнутих залізобетонних елементів необхідно виконувати в залежності від положення поздовжньої сили $N$, виходячи з таких умов:

а) якщо поздовжню силу $N$ прикладено між рівнодійними зусиль у відповідній арматурі (рис. 3.5,а), причому весь переріз розтягнутий, то в цьому випадку вся розрахункова сила повинна бути цілком сприйнята арматурою, і розрахунок необхідно виконувати, використовуючи умови:

$$N_e \le R_s A_s^{'}(h_{01} - a_s^{'}) + R_p A_p^{'}(h_0 - a_p^{'}), \tag{3.50}$$

$$N_e^{'} \le R_s A_s (h - a_s - a_s^{'}) + R_p A_p (h - a_p - a_p^{'}), \tag{3.51}$$

б) якщо поздовжню силу $N$ прикладено за межами відстаней між рівнодійними зусиль у відповідній арматурі (рис. 3.5,*б)* з розташуванням нейтральної осі в межах ребра, то міцність перерізу необхідно встановлювати з умови:

$$\begin{aligned} N_e \le {} & R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b_f^{'} - b) h_f^{'} (h_0 - 0.5 h_f^{'}) + \\ & + R_{sc} A_s^{'}(h_{01} - a_s^{'}) + \sigma_{pc} A_p^{'}(h_0 - a_p^{'}) \end{aligned}, \tag{3.52}$$

Висоту стиснутої зони бетону $x$ слід визначати за формулою

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'} - \sigma_{pc} A_p^{'} - N = R_b b x + R_b (b_f^{'} - b) h_f^{'}), \tag{3.53}$$

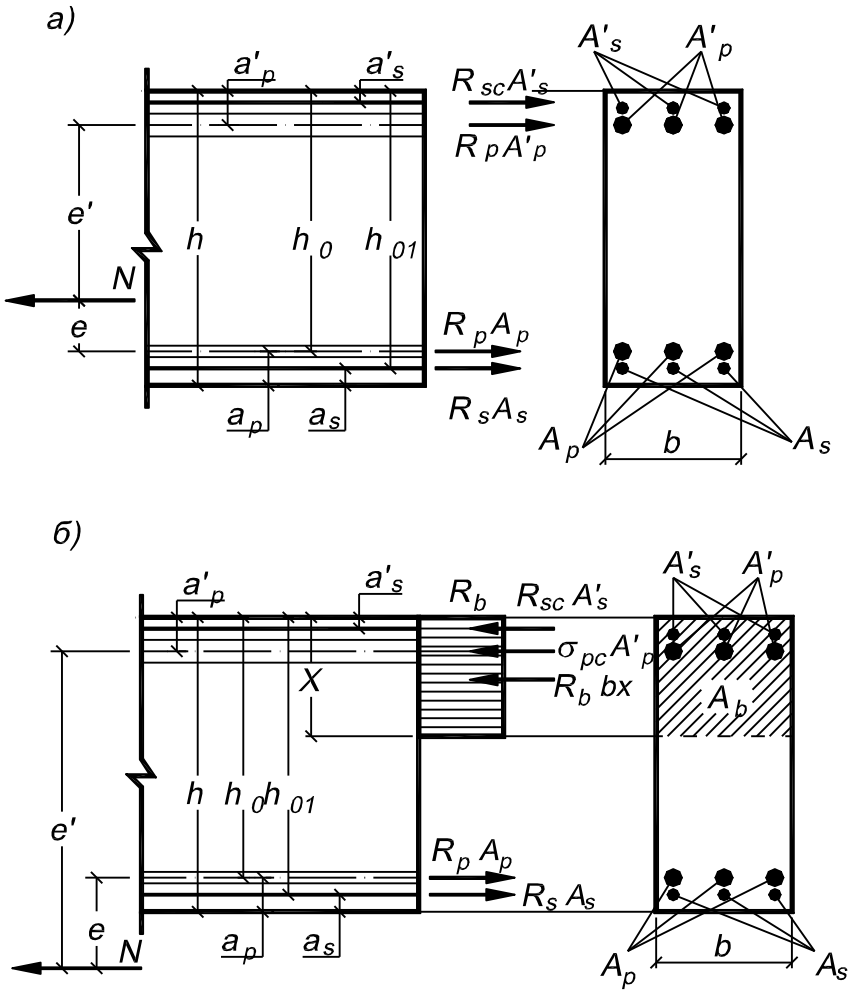



Рис. 3.5. Схема зусиль і епюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі позацентрово розтягнутого залізобетонного елемента при розрахунку його міцності
а – поздовжня сила N прикладена між рівнодійними зусиль в арматурі;
б – те ж, за межами відстані між рівнодійними зусиль в арматурі.

Якщо отримане з розрахунку згідно з формулою (3.53) значення $x > \xi_y h_0$, то в умову (3.52) підставляється $x = \xi_y h_0$, де $\xi_y$ визначається відповідно до вказівок 3.61.

Врахування роботи стиснутої арматури необхідно виконувати згідно з 3.60. Однак, якщо без врахування цієї арматури величина $x > 2a_s^{'}$, а з урахуванням її $x < 2a_s^{'}$, то розрахунок міцності необхідно виконувати з умови

$$N_e \le (R_p A_p + R_s A_s - N)(h_0 - a_s^{'}), \qquad (3.54)$$

***Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента***

**3.76** Розрахунок міцності похилих перерізів слід виконувати з урахуванням змінності перерізу:

на дію поперечної сили між похилими тріщинами (див. 3.77) і по похилій тріщині (див. 3.78);

на дію згинального моменту по похилій тріщині для елементів з поперечною арматурою (див. 3.83).

***Розрахунок перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, на дію поперечної сили***

**3.77** Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою має бути дотримана умова, що забезпечує міцність по стиснутому бетону між нахиленими тріщинами:

$$Q \le 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 , \qquad (3.55)$$

У формулі (3.55):

$Q$ – поперечна сила на відстані не ближче $h_0$ від осі опори;

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_{1`}\mu_w$, при розміщенні хомутів нормально до поздовжньої осі $\varphi w_1 \le 1{,}3.$

де $\eta = 5$ – при хомутах, нормальних до поздовжньої осі елемента;

$\eta = 10$ – те ж, нахилених під кутом 45°;

$n_{1`}$ – відношення модулів пружності арматури і бетону, визначене згідно з 3.48;

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w};$$

$A_{sw}$ – площа перерізу віток хомутів, розташованих в одній площині;

$S_w$ – відстань між хомутами по нормалі до них;

$b$ – товщина стінки (ребра);

$h_0$ – робоча висота перерізу.

Коефіцієнт $\varphi_{b1}$ визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01R_b ,$$

в якій розрахунковий опір $R_b$ приймається в МПа.

**3.78** Розрахунок нахилених перерізів елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили (рис. 3.6) необхідно виконувати з умов:

для елементів з ненапружуваною арматурою

$$Q \le \sum R_{sw}A_{si}\sin\alpha + \sum R_{sw}A_{sw} + Q_b , \qquad (3.56)$$

для елементів з напружуваною арматурою при наявності ненапружуваних хомутів:

$$Q \le \sum R_{pw}A_{pi}\sin\alpha + \sum R_{sw}A_{sw} + \sum R_{pw}A_{pw} + Q_b , \qquad (3.57)$$

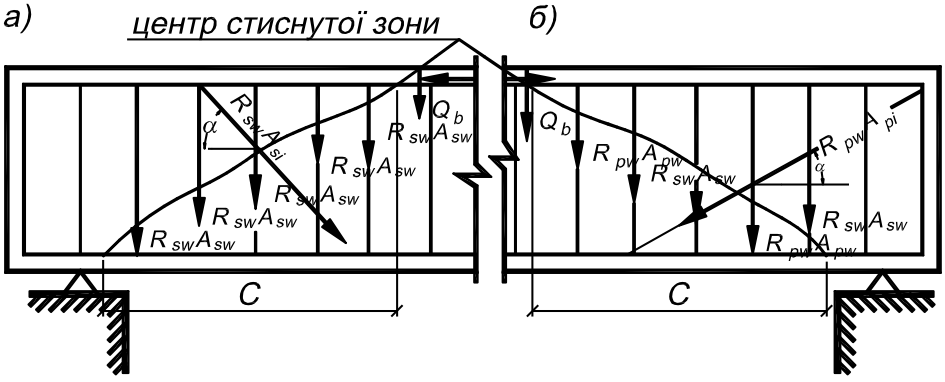



Рис. 3.6 Схема зусиль у перерізі, нахиленому до поздовжньої осі залізобетонного елемента, при розрахунку його міцності на дію поперечної сили
а – з ненапружуваної арматурою;
б – з напружуваною арматурою.

У формулах (3.56) і (3.57)

$Q$ – максимальна величина поперечної сили від зовнішнього навантаження, розташованого по один бік від розглядуваного похилого перерізу;

$\sum R_{sw}A_{si}\sin\alpha$, $\sum R_{sw}A_{sw}$ – суми проекцій зусиль усієї перетнутої ненапружуваної (похилої і нормальної до поздовжньої осі елемента) арматури при довжині проекції перерізу *c* (що не перевищує $2h_0$);

$\sum R_{pw}A_{pi}\sin\alpha$, $\sum R_{pw}A_{pw}$ – те ж, в напружуваній арматурі, що має зчеплення з бетоном (якщо напружувана арматура, не має зчеплення з бетоном, то значення розрахункового опору $R_{pw}$ необхідно прийняти рівним сталому попередньому напруженню $\sigma_{pw1}$ в напружуваній арматурі,);

$R_{sw}, R_{pw}$ – розрахункові опори ненапружуваної і напружуваної арматури з урахуванням коефіцієнтів $m_{a4}$ або $m_{p4}$, визначуваних згідно з 3.40;

$\alpha$ – кут нахилу стержнів (пучків) до поздовжньої осі елемента в місці перерізання похилого перерізу;

$Q_b$ – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу й обумовлене формулою:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \le mR_{bt}bh_0, \tag{3.58}$$

де $b, h_0$ – товщина стінки (ребра) або ширина суцільної плити і розрахункова висота перерізу, що перерізає центр стиснутої зони похилого перерізу;

*c* – довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена порівняльними розрахунками відповідно до вимог 3.79.

$m$ – коефіцієнт умов роботи:

$$m = 1{,}3 + 0{,}4\left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1\right), \tag{3.59}$$

але не менше 1,3 та не більше 2,5,

де $R_{b,sh}$ – розрахунковий опір на сколювання при згині (табл.3.6)

$\tau_q$ – найбільше сколювальне напруження від нормативного навантаження;

при $\tau_q \le 0{,}25R_{b,sh}$ перевірку міцності нахилених перерізів допускається не виконувати, а при $\tau_q > R_{b,sh}$ переріз має бути перепроектовано.

$Q_w^r$ – зусилля, яке сприймає горизонтальна арматура, кгс:

$$Q_w^r = 1000A_w^r \cdot K \tag{3.60}$$

де $A_w^r$ – площа горизонтальної арматури – напружуваної і не напружуваної, см$^2$, яка перетинається нахиленим перерізом під кутом $\beta$, град.

Значення коефіцієнта $K$:

$$Q \le K = \frac{\beta - 50^0}{40^0} \le 1 \tag{3.61}$$

В перерізах між хомутами при $\beta = 90^0$

$Q_w^r = 1000A_w^r$

**3.79** Найневигідніший похилий переріз і відповідну йому проекцію на поздовжню вісь елемента необхідно визначати за допомогою порівняльних розрахунків з умови мінімуму поперечної сили, що сприймається бетоном і арматурою. При цьому на ділянках довжиною $2h_0$ від опорного перерізу необхідно виконувати перевірку нахилених перерізів з кутом нахилу до опорного (вертикального) перерізу 45° для конструкцій з ненапружуваною арматурою і 60° – із напружуваною. При сконцентрованій дії навантаження поблизу опори найбільш небезпечний похилий переріз має направлення від навантаження до опори.

**3.80**. За наявності напружуваних хомутів кут до поздовжньої осі елемента при додаткової перевірці по нахилених перерізах необхідно визначати за формулою

$$\alpha = arc\ tg\frac{\sigma_{mt}}{\tau_b} \tag{3.62}$$

де $\sigma_{mt}$ – величина головного розтягувального напруження;

$\tau_b$ – величина дотичного напруження.

**3.81** Для залізобетонних елементів без поперечної арматури має дотримуватися умова $Q \le Q + Q_w^r$, що обмежує розвиток нахилених тріщин.

**3.82**. При розрахунку розтягнутих і позацентрово розтягнутих елементів при відсутності в них стиснутої зони вся поперечна сила $Q$ має сприйматися поперечною арматурою.

При розрахунку позацентрово розтягнутих елементів при наявності стиснутої зони значення $Q_b$, обчислене згідно з формулою (3.58), необхідно помножити на коефіцієнт $k_t$, що дорівнює:

$$k_t = 1 - 0{,}2\frac{N}{R_{bt}bh_0}, \tag{3.63}$$

але не менше від 0,2 ($N$ – поздовжня розтягувальна сила).

***Розрахунок перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, на дію згинальних моментів***

**3.83** Розрахунок нахилених перерізів за згинальним моментом (рис. 3.7) необхідно виконувати, використовуючи умови:

для елементів з ненапружуваною арматурою

$$M \le R_s A_s z_s + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}\ , \tag{3.64}$$

для елементів з напружуваною арматурою при наявності ненапружуваних хомутів

$$M \le R_p A_p z_p + \sum R_p A_{pw} z_{pw} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_p A_{pi} z_{pi}\ , \tag{3.65}$$

де $M$ – момент відносно осі, що проходить через центр стиснутої зони похилого перерізу, від розрахункових навантажень, розташованих по один бік від стиснутого кінця перерізу;

$z_{sw}, z_s, z_{si}, z_{pw}, z_p, z_{pi}$ – відстані від зусиль у ненапружуваній і напружуваній арматурі до точки прикладення рівнодійних зусиль у стиснутій зоні бетону в перерізі, для якого визначається момент; інші позначення наведено в 3.78.

Поздовжня арматура стінок в розрахунках не враховується.

Розташування найневигіднішого похилого перерізу необхідно визначати шляхом порівняльних розрахунків, що проводяться, як правило, в місцях обриву чи відгину арматури та в місцях різкої зміни перерізу.

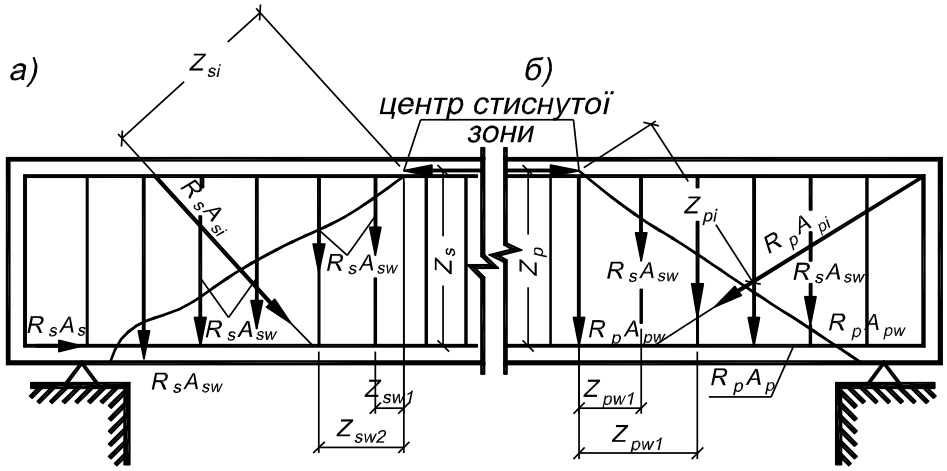



Рис. 3.7 Схема зусиль у перерізі, нахиленому до поздовжньої осі залізобетонного елемента, при розрахунку його міцності на дію згинального моменту
а – з ненапружуваною арматурою;
б – з напружуваною арматурою

**3.84** Для нахилених перерізів, що перетинають розтягнуту грань елемента на ділянках, забезпечених від утворення нормальних тріщин від нормативного навантаження (при $\sigma_{bt} < R_{bt}$), розрахунок на дію моменту допускається не виконувати.

**3.85** При розрахунку міцності на дію момента напружувану поперечну арматуру, яка не має зчеплення з бетоном, слід враховувати так, як і при розрахунку на поперечну силу за 3.78.

***Розрахунок стиків на зсув***

**3.86**. Клеєві або бетоновані (плоскі або з уступом) стики в згинальних складених за довжиною конструкціях необхідно розраховувати на зсув за формулою

$$Q \le 0{,}45 m_{sh} N_{\alpha}\,, \tag{3.66}$$

де $Q$ – максимальне зсувне зусилля від зовнішніх навантажень та попереднього напруження в похилій арматурі, які взято з коефіцієнтами надійності, які відповідають розрахункам по першій групі граничних станів;

0,45 – розрахункове значення коефіцієнта тертя бетону по бетону;

$m_{sh}$ – коефіцієнт умов роботи стикового шва при зсуві для різних типів стиків, обчислений згідно з 3.87;

$N_{a}$ – зусилля, яке сприймає площа робочого перерізу стика, що відповідає стиснутій частині епюри нормальних напружень.

При цьому коефіцієнти надійності до зусиль, які виникають в напружуваній арматурі, (замість вказаних в табл.8 та 2.5) приймаються такими, що дорівнюють:

$\gamma_f = 1 \pm 0{,}1$ при числі напружуваних пучків (стержнів) $n \le 10$ ;

$\gamma_f = 1 \pm \dfrac{0{,}1}{\sqrt{n-9}}$ при $n > 10$ .

У робочій переріз стику входить переріз стінки (ребра) та продовження її у верхній та нижній плитах.

За умови перетинання стика у межах стінки похилими пучками в закритих заін’єктованих каналах в робочій переріз стика можуть включатися також прилеглі до стінки ділянки вутів та плити довжиною з кожної сторони не більше двох товщин плит (без вутів) або стінки, якщо вона тонша за плиту.

При врахуванні спільної роботи на зсув клейового стику та жорстких елементів (шпонок, уступів та ін.), що сприймають поперечну силу, несучу здатність жорстких елементів, слід приймати з

коефіцієнтом сполучення 0,7 при цьому зусилля, яке сприймається жорстким елементом мусить не перевищувати половини величини поперечної сили, що діє на стик.

**3.87** Коефіцієнт умов роботи $m_{sh}$ у формулі (3.66) слід приймати таким, що дорівнює:

для клейового щільного тонкого стику з отверджувачем клею – 1,2;

для бетонованого стику без випусків арматури – 1,0;

для клейового стику з неотвердженим клеєм і з гладкою поверхнею торців блоків – 0,25;

те ж, з рифленою поверхнею торців блоків – 0,45.

**3.88** В стиках складених по довжині прогонових будов не допускаються розтягувальні напруження від розрахункових постійних навантажень, врахованих при розрахунках по першій групі граничних станів.

***Розрахунок на місцевий стиск (зминання)***

**3.89**. При розрахунку на місцевий стиск (зминання) елементів без непрямого армування має задовольнятися умова

$$N \le \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \tag{3.67}$$

де $N$ – поздовжня стискальна сила від місцевого навантаження;

$\varphi_{loc}$ – коефіцієнт, що дорівнює: при рівномірному розподілі місцевого навантаження на площі зім'яття – 1,00, при нерівномірному розподілі – 0,75;

$A_{loc}$ – площа зминання;

$R_{b,loc}$ – розрахунковий опір бетону зминанню, підрахований за формулами:

$$R_{b,loc} = 13.5 \varphi_{loc1} R_{bt}, \tag{3.68}$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \le 1{,}5. \tag{3.69}$$

$$\varphi_{loc,s} = 4{,}5 - 3{,}5 \frac{A_{loc}}{A_{ef}};$$

$A_{ef}$ – площа бетону, вміщеного всередині контуру сіток скісного армування, якщо рахувати по їхніх крайніх стержнях, при цьому повинна задовольнятися умова $A_{loc} < A_{ef} \le A_d$;

$A_d$ – розрахункова площа, симетрична по відношенню до площі зім'яття $A_{loc}$ і прийнята не більше зазначеної на рис. 3.8.

Інші позначення слід приймати відповідно до вимог 3.89.

Бетон конструкції в зоні передачі на нього зосереджених зусиль (рис. 3.8) має бути розрахований на місцевий стиск (зім'яття), а також за тріщиностійкістю з врахуванням місцевих розтягувальних напружень відповідно до вказівок 3.111.

У формулах (3.68) і (3.69):

$R_{bt}$ – розрахунковий опір бетону розтягуванню для бетонних конструкцій;

$A_d$ – розрахункова площа, симетрична стосовно площі зминання у відповідності зі схемами, наведеними на рис. 3.8.

**3.90** При розрахунку на місцевий стиск (зминання) елементів з непрямим армуванням у вигляді зварних поперечних сіток має задовольнятися умова:

$$N \le R_{b,red} A_{loc}, \tag{3.70}$$

де $A_{loc}$ – площа зминання;

$R_{b,red}$ – приведена міцність бетону осьового стиску, обчислена за формулою

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}, \tag{3.71}$$

У формулі (3.71):

$R_b, R_s$ – в МПа;

$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \le 3$

$\varphi, \mu$ – відповідно коефіцієнт ефективності скісного армування і коефіцієнт армування перерізу сітками або спіралями [формули (3.43), (3.44) і (3.48)] згідно з 3.72;

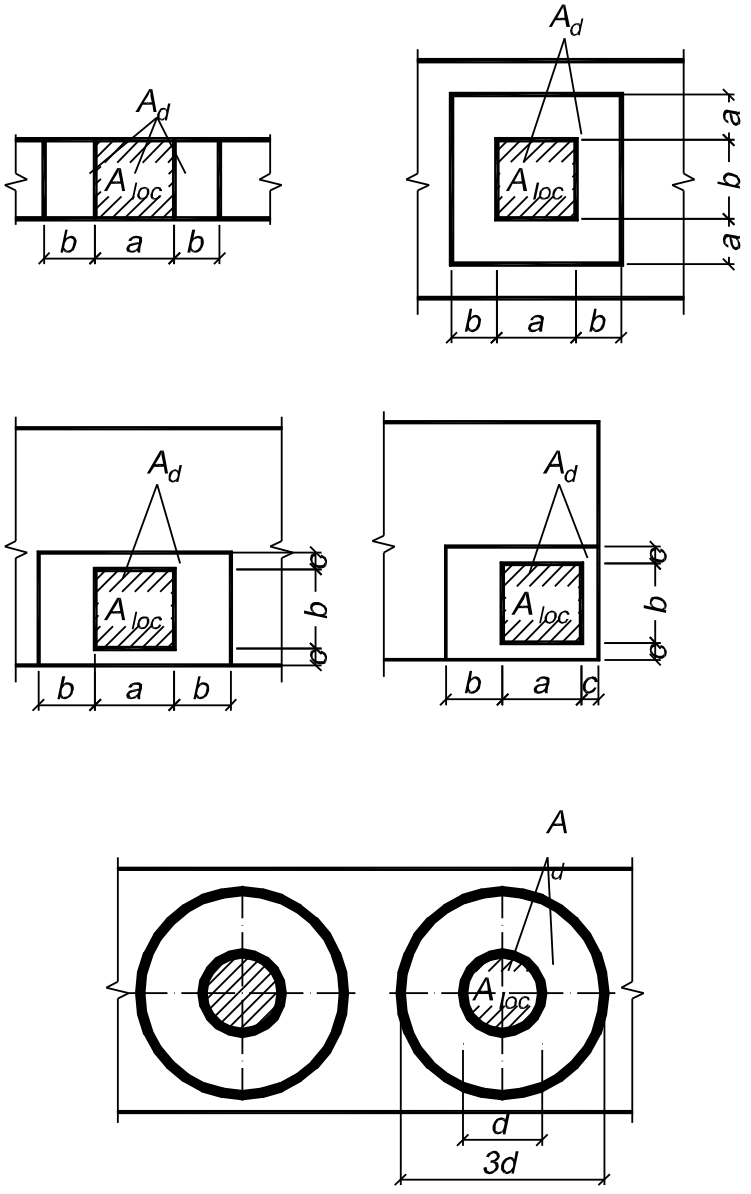



Рис.3.8. Схеми розташування розрахункових площ $A_d$ в залежності від положення площ зім'яття $A_{loc}$

***Розрахунок на витривалість***

**3.91** Розрахунку на витривалість підлягають елементи залізничних мостів, мостів під колії метрополітену, суміщених мостів та плити проїзної частини автодорожніх і міських мостів, а при товщині засипки менше від 1 м – також ригелі рам і перекриття прямокутних труб, включаючи місця їх з'єднання зі стінками.

На витривалість не розраховують:

- бетонні опори;
- фундаменти усіх видів;
- кільця круглих труб;
- прямокутні труби і їхні перекриття при товщині засипки 1 м і більше;
- стінки балок прогонових будов;
- бетон розтягнутої зони;
- арматуру, що працює тільки на стиск;
- залізобетонні опори, у яких коефіцієнти асиметрії циклу напружень перевищують у бетоні 0,6, в арматурі – 0,7.

Під час розрахунку на витривалість максимальне напруження в арматурі не повинно перевищувати 60 % від значення границі текучості (границі плинності). У цьому разі розмах напружень циклу не має перевищувати 150 МПа, кількість циклів навантаження має становити не менше двох мільйонів.

***(Пункт 3.91 змінено, Зміна № 1)***

**3.92** Розрахунок на витривалість елементів (або їхніх частин) попередньо напружених залізобетонних конструкцій, віднесених до категорій вимог з тріщиностійкості 2а або 2б (див. 3.95), по перерізах, нормальних до поздовжньої осі, необхідно виконувати за наведеними нижче формулами, підставляючи абсолютні значення напружень і приймаючи переріз елементів без тріщин:

а) при розрахунку арматури розтягнутої зони:

$$\sigma_{p,\max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \le m_{ap1} R_p , \quad (3.72)$$

$$\sigma_{p,\min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c})\sigma_{pg} , \quad (3.73)$$

б) при розрахунку бетону стиснутої зони згинаних, позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів:

$$\sigma_{bc,\max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \le m_{b1} R_b , \quad (3.74)$$

$$\sigma_{bc,\min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} , \quad (3.75)$$

(знак напружень при розрахунку статично невизначених конструкцій може змінюватися на протилежний).

У формулах (3.72) – (3.75):

$\sigma_{p,\max}$ , $\sigma_{p,\min}$ – напруження в напружуваній арматурі, відповідно максимальні і мінімальні;

$\sigma_{p1}$ – усталені (з вирахуванням втрат) попередні напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони,

$\sigma_{el,c}$ – зниження напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони від пружного обтиснення бетону згідно з 3.93;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$ – напруження в арматурі від постійного навантаження;

$\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{btv}$ – напруження в арматурі від тимчасового навантаження;

де $n_1$ – відношення модулів пружності згідно з 3.48;

$m_{ap1}$ – коефіцієнт умов роботи арматури, що враховує вплив багаторазово повторюваного навантаження згідно з 3.39;

$R_p$ – розрахунковий опір напружуваної арматури згідно з 3.37;

$\sigma_{bc,\max}, \sigma_{bc,\min}$ – стискальні напруження в бетоні, відповідно максимальні і мінімальні;

$\sigma_{bc1}$ – сталі (за винятком утрат) попередні напруження в бетоні стиснутої зони;

$\sigma_{btg}, \sigma_{bcg}$ – напруження в бетоні від постійного навантаження відповідно розтягнутої і стиснутої зон;

$\sigma_{btv}, \sigma_{bcv}$ – напруження в бетоні від тимчасового навантаження відповідно розтягнутої і стиснутої зон;

$m_{b1}$ – коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує вплив багаторазового повторюваного навантаження згідно з 3.26;

$R_b$ – розрахунковий опір бетону стиску згідно з 3.24.

**Примітка.** При розрахунках на витривалість, як і на тріщиностійкість, при визначенні напружень в бетоні з урахуванням приведеного перерізу, у формулах напруження в арматурі, натягнутої на упори, приймають без їх зниження від пружного обтиснення бетону за умови, якщо при розрахунках усю арматуру, яка має зчеплення з бетоном, включають у приведену характеристику перерізу).

**3.93** Напруження в арматурі, що напружується, слід обчислювати з врахуванням зниження від пружного обтиснення бетону $\sigma_{el,c}$, що при одночасному обтисненні бетону всією наружуваною на упори арматурою необхідно визначати за формулою

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp} \tag{3.76}$$

При натягу арматури на бетон у декілька етапів зниження попереднього напруження в арматурі, натягнутої раніше, треба визначати за формулою

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta\sigma_b m_1 \tag{3.77}$$

У формулах (3.76) і (3.77)

$n_1$ – відношення модулів пружності згідно з 3.48;

$\sigma_{bp}$ – попереднє напруження в бетоні на рівні центра тяжіння напружуваної арматури викликане обтисненням перерізу всієї арматури;

$\Delta\sigma_b$ – напруження в бетоні на рівні центра тяжіння арматури, викликане натягом одного пучка або стержня з урахуванням втрат, що відповідають даної стадії роботи;

$m_1$ – число однакових пучків (стержнів), натягнутих після того пучка (стержня), для якого визначають утрати напруження.

**3.94** Розрахунок на витривалість елементів залізобетонних конструкцій з ненапружуваною арматурою виконується за формулами опору матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони. Цей розрахунок припускається робити згідно з формулами, зазначеними у табл. 3.21.

Формули табл. 3.21 можуть використовуватися для визначення за їхніми лівими частинами значень $\sigma_{\min}$ і $\sigma_{\max}$ при обчисленні коефіцієнтів $\rho$, приведених у табл. 3.9, 3.15 і 3.16.

При розрахунках згідно з формулою (3.82) слід враховувати настанови згідно з 3.91 про розрахунок на витривалість також і переважно стиснутої арматури при знакопереміних напруженнях.

Аналогічно слід виконувати розрахунок позацентрово розтягнутих елементів. При розрахунку центрально-розтягнутих елементів усе розтяжне зусилля передається на арматуру.

Крім розрахунку на витривалість перерізи слід розраховувати на міцність.

Таблиця 3.21

| Характер роботи елемента | Розрахункові формули | |
|---|---|---|
| Згин в одній з головних площин: | | |
| перевірка за бетоном | $\frac{M}{I_{red}} x' \le m_{b1} R_b$ | (3.78) |
| перевірка за арматурою | $n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \le m_{as1} R_s$ | (3.79) |
| Осьове стискання в бетоні | $\frac{N}{A_{red}} \le m_{b1} R_b$ | (3.80) |
| Позацентрове стискання: | | |
| перевірка за бетоном | $\sigma_b \le m_{b1} R_b$ | (3.81) |
| перевірка за арматурою | $\sigma_s \le m_{as1} R_s$ | (3.82) |

$M, N$ – момент і нормальна сила;

$I_{red}$ – момент інерції приведеного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону з введенням відношення $n'$ до площі всієї арматури згідно з 3.48;

$x'$ – висота стиснутої зони бетону, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону;

$m_{b1}, m_{as1}$ – коефіцієнти, що враховують асиметрію циклу напружень у бетоні й у ненапружуваній арматурі (з урахуванням зварних з'єднань) згідно з 3.26 і 3.39, що вводяться до розрахункових опорів відповідно бетону $R_b$ і арматури $R_s$;

$a_u, a_u'$ – відстань від зовнішньої відповідно розтягнутої і стиснутої (або менше розтягнутої) крайок до осі найближчого ряду арматури;

$A_{red}$ – площа зведеного поперечного перерізу елемента з введенням відношення $n'$, згідно з 3.48, до площі поперечного перерізу всієї арматури.

***Розрахунок за граничними станами другої групи***

***Розрахунок тріщиностійкості***

***Загальні положення***

**3.95.** Залізобетонні конструкції мостів і труб у залежності від їхнього виду і призначення, застосовуваної арматури й умов роботи мають задовольняти категорії вимог з тріщиностійкості, наведені у табл. 3.22. Тріщиностійкість характеризується розтягувальними і стискальними значеннями напружень у бетоні і розрахунковою шириною розкриття тріщин.

– 0,020 – в елементах прогонових будов залізничних мостів, у верхніх плитах проїзної частини автодорожніх та міських мостів при виконанні на них гідроізоляції, в стійках і палях всіх опор, які знаходяться в зоні перемінного рівня води, а також в елементах та частинах водопропускних труб.

– 0,015 – в елементах проміжних опор залізничних мостів в зонах, розташованих вище та нижче перемінного рівня води;

– 0,010 – на рівні верхньої грані в поздовжніх стиках верхніх плит проїзної частини автодорожніх та міських мостів.

При розташуванні мостів та труб біля запруд (гребель) гідроелектростанцій та водосховищ в зоні перемінного заморожування та відтавання (у режимі згідно з ГОСТ 10060) ширина розкриття тріщин в залежності від числа циклів поперемінного заморожування за рік має становити, см, не більше:

Таблиця 3.22

| Вид та призначення конструкцій, особливості армування | Категорія вимог за тріщиностійкістю | Граничні значення | | |
|---|---|---|---|---|
| | | розтягувальних напружень у бетоні | Розрахункової ширини розкриття тріщин $\Delta_{cr}$ | мінімальних стискальних напружень при відсутності тимчасового навантаження |
| Елементи залізничних мостів (крім стінок балок прогонових будов), армовані напружуваною дротяною арматурою всіх видів<br>Елементи автодорожніх і міських мостів (крім стінок балок прогонових будов), армованих напружуваним високоміцним дротом діаметром 3 мм, армованих канатами класу К-7 діаметром 9 мм, а також напружуваними сталевими канатами (зі спіральною та подвійною звивкою і закритими) | 2а | $0,4R_{bt,ser}$ | - | |
| Елементи залізничних мостів (крім стінок балок прогонових будов), армовані напружуваної стержневою арматурою.<br>Елементи автодорожніх і міських мостів (крім стінок, балок прогонових будов), армованих напружуваним високоміцним дротом діаметром 4 мм і більше, напружуваними арматурними канатами класу К-7 діаметром 12 і 15 мм.<br>Палі мостів всіх призначень, армовані напружуваною стержневою арматурою і напружуваним високоміцним дротом діаметром 4 мм та більше, а також напружуваними арматурними канатами класу К-7 | 2б | $1,4^{*)}{}_{bt,ser}$ | 0,015**) | Не менше $0,1R_b$ при бетонах класу В30 і нижче та не менше 1,6 МПа (16,3 кгс/см$^2$) – при бетонах класу В35 і більше |
| Стінки (ребра) балок попередньо напружуваних прогонових будов мостів при розрахунку на головні напруження | 3а | Відповідно до табл.3.23 | 0,015 | - |
| Елементи автодорожніх і міських мостів, армованих напружуванною стержневою арматурою.<br>Ділянки елементів (в мостах всіх призначень), що розраховуються на місцеве напруження в зоні розташування напружуваної дротяної арматури | 3б | | 0,020 | - |
| Елементи мостів і труб всіх призначень з ненапружуваною арматурою<br>Залізобетонні елементи мостів всіх призначень з ненапружуваною арматурою, розташованою поза тілом елемента.<br>Ділянки елементів (в мостах всіх призначень), які розраховуються на місцеві напруження в зоні розташування напружуваної стрижневої арматури | 3в | | 0,030***) | - |

| Вид та призначення конструкцій, особливості армування | Категорія вимог за тріщиностійкістю | Граничні значення | | |
|---|---|---|---|---|
| | | розтягувальних напружень у бетоні | Розрахункової ширини розкриття тріщин $\Delta_{cr}$ | мінімальних стискальних напружень при відсутності тимчасового навантаження |
| *) При змішаному армуванні допускається підвищувати розтягувальні граничні напруження в бетоні відповідно до вказівок 3.96. У конструкціях автодорожніх і міських мостів із дротовою напружуваною арматурою при розташуванні її в плиті проїзної частини граничні значення розтягувальних напружень у бетоні в напрямку обтиснення мають бути не більшими від $0,8R_{bt,ser}$.<br><br>**) При оцинкованому дроті припускається приймати $\Delta_{cr} = 0,02$ см.<br><br>***) Ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати, см:<br>– 0,015 – при числі циклів менше 50;<br>– 0,010 – при числі циклів 50 та більше. | | | | |

Розрахунки з визначення напружень у бетоні, утворення тріщин і визначення ширини їх розкриття повинні виконуватися з урахуванням втрат попереднього напруження в арматурі відповідно до обов'язкового додатку Т.

У складених попередньо напружених конструкціях мостів усіх призначень виникнення розтягувальних напружень у стиках, що обтискуються, а також в елементах наскрізних прогонових будов залізничних мостів не припускається. У складених по довжині конструкціях прогонових будов мінімальні стискальні напруження мають відповідати категорії вимог за тріщиностійкістю 2б.

В нерозрізних прогонових будовах, складених із розрізних напружуваних балок з надопорними необтисненими стиками, армованими ненапружуваною арматурою, ширина тріщин в бетоні під нормативним навантаженням повинна відповідати категорії вимог 3.

**3.96** В автодорожніх і міських мостах при застосуванні змішаного армування граничні розтягувальні напруження у бетоні припускається підвищувати до $2R_{bt,ser}$ за умови, якщо все зусилля з частини епюри розтягувальних напружень, яке виникає в тій частині площі перерізу, де розтягувальні напруження перевищують $1,4R_{bt,ser}$ сприймається тільки ненапружуваною арматурою. Крім цього, при розрахунку ширини поперечних тріщин необхідно керуватися вказівками 3.108 і 3.109.

**3.97** В обтиснутому бетоні конструкцій, проектованих за категорією вимог з тріщиностійкості 2а, при перевірці можливості проходу на частині моста, що монтується, монтажного крана з вантажем припускається приймати:

граничні значення нормальних розтягувальних напружень у бетоні – $1,15R_{bt,ser}$;

граничні значення розрахункової ширини розкриття тріщин – 0,01 см.

При розрахунку необхідно враховувати зниження попередніх напружень в напружуваній арматурі, відповідне до втрат за рік.

**3.98** В елементах конструкцій, що проектуються за категоріями вимог з тріщиностійкості 2а, 2б і 3б, у зонах бетону, стиснутих на стадії експлуатації конструкцій під постійним та тимчасовим навантаженням, не слід допускати при інших стадіях роботи виникнення розтягувальних напружень, які перевищують величину $0,8R_{bt,ser}$.

***Розрахунок за утворенням тріщин***

**3.99** Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій мостів і труб забезпечується обмеженнями розтягувальних і стискальних напружень, а в бетонних конструкціях – стискальних напружень.

Граничні величини зазначених напружень приймаються в залежності від умов, які необхідно забезпечити:

а) поява (утворення) тріщин в елементах конструкції неприпустима;

б) поява тріщин з обмеженим їх розкриттям по ширині допустима (можлива).

**3.100** Утворення поздовжніх тріщин від нормальних стискальних напружень у всіх конструкціях і на всіх стадіях їхньої роботи неприпустиме. Нормальні стискальні напруження, що виникають від діючих нормативних навантажень і впливів $\sigma_{bx}$ у перерізах елементів, не повинні перевищувати:

у бетонних і залізобетонних конструкціях з ненапружуваною арматурою – розрахункових опорів $R_{b,mc2}$ (з урахуванням 3.48 та 3.97);

у обтисненій зоні бетону попередньо напружених конструкцій – розрахункових опорів $R_{b,mc1}$ (на стадії виготовлення і монтажу) і $R_{b,mc2}$ (на стадії постійної експлуатації).

Головні стискальні напруження, що виникають в бетоні стінок попередньо напружених балок, не повинні у всіх випадках перевищувати розрахунковий опір бетону $R_{b,mc2}$.

**3.101** Утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента (перпендикулярних до напрямку дії нормальних розтягувальних напружень), не припускається в конструкціях мостів, проектованих за категорією вимог з тріщиностійкості 2а за винятком випадку перевірки на пропуск по мосту монтажного крана. При цьому не виключається імовірність утворення випадкових поперечних тріщин.

Для виконання цих умов нормальні розтягувальні напруження в обтиснутому бетоні не повинні перевищувати значень, вказаних у 3.97 і табл. 3.22.

**3.102** У конструкціях, що проектуються за категоріями вимог з тріщиностійкості 2б, 3а, 3б і 3в припускається утворення поперечних тріщин. При цьому можливість утворення поперечних тріщин у конструкціях, що проектуються по категоріях вимог з тріщиностійкості 2б і 3а, обмежується двома показниками, зазначеними в табл. 3.22, – гранично припустимими розтягувальними напруженнями і розрахунковою шириною можливого розкриття поперечних тріщин.

Крім цього, у попередньо напружених конструкціях, що проектуються за категорією вимог з тріщиностійкості 2б, необхідно забезпечувати ,,затиснення" поперечних тріщин: граничні значення мінімальних стискальних напружень у обтискуваному бетоні при відсутності на мосту тимчасового навантаження мають бути не менше значень, наведених у табл. 3.22.

**3.103** Головні розтягувальні напруження у бетоні стінок попередньо напружених балок повинні обмежуватися з урахуванням головних стискальних напружень $\sigma_{mc}$ до розрахункового опору бетону на стиск $R_{b,mc2}$ при розгляданні перерізу як суцільного.

Граничні значення головних розтягувальних напружень в залежності від відношення зазначених величин повинні прийматися не більше наведених у табл. 3.23

Таблиця 3.23

| $\frac{\sigma_{mc}}{R_{b,mc2}}$ | **Граничні значення головних розтягувальних напружень $\max \sigma_{mt}$, у мостах** | |
|---|---|---|
| | **залізничних** | **автодорожніх та міських** |
| $\leq 0{,}52$ | $0{,}68R_{bt,ser}$, але не більше, ніж 1,75 Мпа (18 кгс/см$^2$) | $0{,}85R_{bt,ser}$ але не більше, ніж 2,15 Мпа (22 кгс/см$^2$) |
| $\geq 0{,}80$ | $0{,}42R_{bt,ser}$ | $0{,}53R_{bt,ser}$ |

**Примітка 1.** Для проміжних значень відношень $\sigma_{mc} / R_{b,mc2}$ граничні значення $\max \sigma_{mt}$ треба визначати за інтерполяцією.

**Примітка 2.** Попередні величини розтягувальних напружень в бетоні зон біля клейових стиків в складених конструкціях прогонових будов слід зменшувати на 10%. Довжина зони приймається такою, що дорівнює висоті стика в кожен бік від стика.

**3.104** Головні стискальні і головні розтягувальні напруження, зазначені в пп. 3.100 і 3.103, слід визначати за формулою

$$\frac{\sigma_{mt}}{\sigma_{mc}} = \frac{1}{2}(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}\,, \tag{3.83}$$

де $\sigma_{bx}$ – нормальне напруження в бетоні уздовж поздовжньої осі від зовнішнього навантаження і від зусиль в напружуваній арматурі з урахуванням втрат;

$\sigma_{by}$ – нормальне напруження в бетоні в напрямку, нормальному до поздовжньої осі елемента, від напружуваних хомутів, нахиленої арматури і напружень від опорної реакції, при цьому розподіл стискальних зусиль від опорної реакції необхідно прийняти під кутом 45°

$\tau_b$ – дотичне напруження в бетоні стінки (ребра), вирахуване за формулою

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \le m_{b_6} R_{b,sh} \tag{3.84}$$

У формулі (3.84):

$\tau_q$ – дотичні напруження від поперечної сили, викликаної дією зовнішнього навантаження і попереднього напруження;

$\tau_t$ – те ж, від кручення;

$m_{b6}$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного обтиснення бетону згідно з 3.27;

$R_{b,sh}$ – розрахунковий опір бетону сколюванню при згині, прийнятий відповідно до табл. 3.6.

При розрахунку стінок (ребер) складених за довжиною балок з бетонними стиками на головні напруження згідно з формулою (3.83) дотичні напруження по контакту між попередньо стиснутим бетоном та блоками, що входять у формулу, слід обмежувати значенням, наведеним у формулі (3.84), до правої частини якої поряд з коефіцієнтом $m_{b6}$ необхідно вводити також і коефіцієнт $m_{b15}$. При необтиснутих стиках замість коефіцієнта $m_{b6}$ слід вводити коефіцієнт $m_{b15}$. Переріз бетону омонолічування допускається враховувати при розрахунку за граничними станами другої групи і в тому разі якщо, розрахунком обґрунтовано, а конструктивно забезпечено передачу зсувного зусилля по контакту бетону омонолічування з бетоном блоків і якщо сколювальні напруження в бетоні по контакту не перевищують 0,5 $R_{b,sh}$ згідно з табл.3.6. Переріз ін'єкційованого розчину в закритих каналах допускається враховувати в розрахунку повністю.

Визначення нормальних і дотичних напружень в елементах висотою, що змінюється за довжиною прогону, слід виконувати з урахуванням змінності перерізу.

***Розрахунок розкриття тріщин***

**3.105** Ширину розкриття нормальних і нахилених до поздовжньої осі тріщин $a_{cr,}$ см, у залізобетонних елементах, що проектуються за категоріями вимог з тріщиностійкості 2б, 3а, 3б і 3в, необхідно визначати за формулою

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E}\psi \le \Delta_{cr}\,, \tag{3.85}$$

де $\sigma$ – розтягувальне напруження, воно дорівнює для ненапружуваної арматури напруженню $\sigma_s$ у найбільш розтягнутих (крайніх) стержнях, для напружуваної – збільшенню напружень $\Delta\sigma_p$ після погашення обтиснення бетону;

$E$ – модуль пружності відповідно для ненапружуваної $E_s$ і напружуваної $E_p$ арматури, прийнятий згідно з табл. 3.17;

$\psi$ – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента) і прийнятий згідно з 3.109;

$\Delta_{cr}$ – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, см, прийняте згідно з табл. 3.22.

**3.106** При визначенні ширини тріщин згідно з формулою (3.85) при змішаному армуванні значення $\sigma / E$ з урахуванням розтягувальних напружень в ненапружуваній арматурі $\sigma$ та прирощення напруження в ненапружуваній арматурі $\Delta\sigma_p$ після погашення попереднього обтискання бетону до нуля визначається за формулою:

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s}\varphi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p}\varphi_2}{\psi_1 + \psi_2} \tag{3.86}$$

де $\psi_1$ – коефіцієнт розкриття тріщин для ненапружуваної арматури згідно з 3.109.

$\psi_2$ – те ж для напружуваної арматури згідно з 3.109.

**3.107** Розтягувальні напруження $\sigma_s$ у поперечній і поздовжній арматурі стінок (ребер) балок припускається визначати за формулою

$$\sigma_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu} \tag{3.87}$$

де $\sigma_{bt}$ – напруження в попередньо напружених балках, що не мають напружуваних хомутів, його приймають таким, що дорівнює головному розтягувальному напруженню $\sigma_{mt}$ на рівні центра тяжіння перерізу, у балках з ненапружуваною арматурою – таким, що дорівнює дотичному напруженню $\tau$ на тому ж рівні;

$\mu$ – коефіцієнт армування стінки стержнями, які перетинають похилий переріз (між вутами поясів), що визначається як відношення площі перерізу цих стержнів на нормаль до похилого перерізу – до площі бетону похилого перерізу;

$\delta$ – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень у зоні утворення нахилених тріщин і обчислюваний за формулою

$$\delta = \frac{1}{1 + 0{,}5 / l_i \mu} \geq 0{,}75\,, \tag{3.88}$$

де $l_i$ – довжина, см, передбачуваної нахиленої тріщини на ділянці між вутами поясів (у таврових балках початок похилого перерізу приймається від крайнього, вбік нейтральної осі, ряду розтягнутої арматури); нахил тріщин необхідно приймати згідно з 3.79.

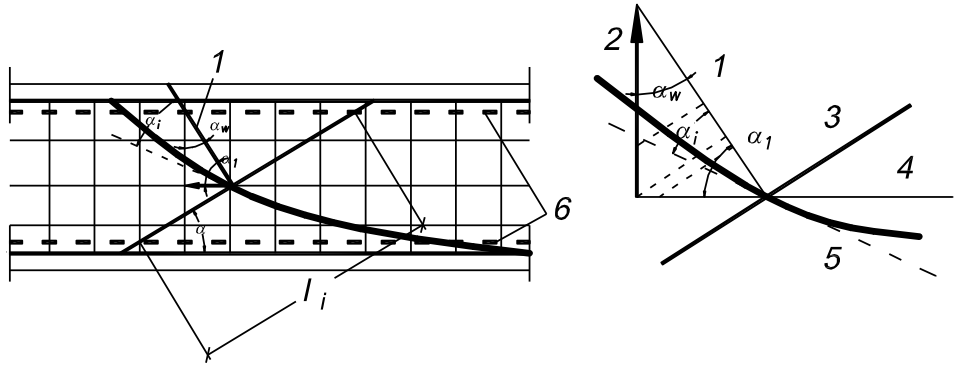



Рис.10. Проекції зусиль у поперечній арматурі на нормаль до нахиленого перерізу

1 – нормаль; 2 – хомут; 3 – похилий переріз; 4 – поздовжня арматура;
5 – дотична до пучка; 6 – вут

**3.108** При визначенні ширини нормальних тріщин у розтягнутій зоні попередньо напружених елементів необхідно враховувати всю розтягнуту арматуру.

При визначенні ширини тріщин у попередньо напружених палях припускається враховувати всю арматуру розтягнутої зони.

Збільшення розтягувального напруження $\Delta\sigma_p$ в напружуваній арматурі, згідно з 3.105, що виникає після зниження під тимчасовим навантаженням попереднього стискального напруження в бетоні до нуля, припускається визначати за формулою

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p} \quad , \tag{3.89}$$

де $\Delta\sigma_{bt}$ – розтягувальне напруження у бетоні на рівні центра тяжіння площі розтягнутої зони бетону;

$\mu_p$ – коефіцієнт армування, що визначається як відношення площі поперечного перерізу, що враховується в розрахунку, поздовжньої арматури до площі всієї розтягнутої зони бетону (арматура, що не має зчеплення з бетоном, при обчисленні $\mu_p$ не враховується).

При змішаному армуванні напруження в бетоні $\sigma_{bt}$ визначається на рівні центра тяжіння тієї частини площі розтягнутої зони бетону, у межах якої розтягувальні напруження не перевищують $1{,}4R_{bt,ser}$.

Напруження в ненапружуваній арматурі при змішаному армуванні припускається визначати за формулою

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s},$$

де $\sigma_{bts}$ – напруження в бетоні на рівні центра тяжіння частини площі $A_{bts}$ розтягнутої зони бетону, у межах якої напруження в бетоні перевищують $1{,}4R_{bt,ser}$;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}.$$

**3.109** Коефіцієнти розкриття тріщин $\psi$ необхідно приймати в залежності від радіуса армування $R_r$ (см) такими, що дорівнюють:

$R_r$ – для гладкої стержневої арматури, арматурних пучків із гладкого дроту і для сталевих закритих канатів;

$1{,}5\sqrt{R_r}$ – для стержневої арматури періодичного профілю, дротів періодичного профілю, пучків з цього дроту, канатів класу К-7 і пучків з них і сталевих канатів зі спіральним і подвійним скрутом, а також для будь-якої арматури в стінках.

**3.110** При розрахунку ширини нормальних тріщин радіус армування має визначатися за формулою

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d}, \tag{3.90}$$

де $A_r$ – площа зони взаємодії для нормального перерізу, прийнята обмеженою зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії $r = 6d$;

$\beta$ – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном згідно з табл. 3.24;

$n$ – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром $d$;

$d$ – діаметр одного стержня (включаючи випадки розташування стержнів у групах).

Для непрямокутних перерізів з арматурою, рівномірно розподіленою по контуру, радіус взаємодії приймається $r = 3d$.

Для пучків і канатів $d$ відповідає зовнішньому контуру арматурного елемента, а $r = 5d$.

Таблиця 3.24

| Вид армування конструкції | Коефіцієнт $\beta$ |
|---|---|
| 1. Одиночні стержні (гладкі і періодичного профілю), одиночні дроти періодичного профілю або арматурні канати класу К-7 | 1,0 |
| 2. Вертикальні ряди з двох стержнів (без просвітів), групи зі здвоєних стержнів (із просвітами між групами стержнів) | 0,85 |
| 3 Те ж, із трьох стержнів (із просвітами між групами стержнів), сталеві канати зі спіральним і подвійним скрутом, пучки з арматурних канатів класу К-7 | 0,75 |
| 4 Пучки з числом дротів до 24 включно | 0,65 |
| 5 Пучки з числом дротів більше 24 або сталеві закриті канати | 0,5 |

Радіус взаємодії $r$ необхідно відкладати від крайнього, найближчого до нейтральної осі ряду стержня. Якщо в крайньому ряді встановлено менше половини площі поперечного перерізу стержнів від площі арматури в кожнім з інших рядів, то $r$ необхідно відкладати від передостаннього ряду з повним числом стержнів; у круглих перерізах $r$ необхідно відкладати від осі найбільш напруженого стержня убік нейтральної осі, а при пучках стержнів – від осі внутрішнього стержня найбільш напруженого пучка.

Зона взаємодії не повинна виходити за нейтральну вісь, і її висота не повинна перевищувати висоти перерізу, а в центрально-розтягнутих елементах приймається такою, що дорівнює всій площі перерізу. У круглих перерізах площа зони взаємодії і радіус армування необхідно визначати для найбільш напруженого стержня або пучка.

При розрахунку ширини нахилених тріщин радіус армування необхідно визначати за формулою

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos\alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos\alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos\alpha_1}, \qquad (3.91)$$

де $A_r$ – площа зони взаємодії для нахиленого перерізу, вирахувана за формулою

$A_r = l_i b$;

$l_i$ – довжина нахиленого перерізу стінки згідно з 3.107;

$b$ – товщина стінки;

$n_i, n_w, n_1$ – число нахилених стержнів, віток хомутів і поздовжніх стержнів у межах нахиленого перерізу;

$d_i, d_w, d_1$ – діаметри відповідно нахилених стержнів (або пучків), хомутів і поздовжніх стержнів, що перерізають похилий переріз у межах стінки;

$\alpha_i, \alpha_w, \alpha_1$ – кути між похилими стержнями (або пучками), хомутами, поздовжніми стержнями і нормаллю до нахиленого перерізу згідно з рис.10.

**3.111** Тріщиностійкість елементів від місцевих напружень, викликаних сконцентровано прикладеними силами попереднього напруження та згин стінок від місцевого навантаження, припускається забезпечувати постановкою додаткової арматури, що сприймає з бетону все розтягувальне зусилля від місцевих впливів, що передається на неї, у припущенні утворення тріщин на розглянутій ділянці. При цьому обчислена ширина тріщин не повинна перевищувати нормовану для категорій вимог за тріщиностійкістю 3б або 3в (табл. 3.22). Для ділянок, де зазначені напруження не перевищують $0{,}4R_{bt,ser}$, армування дозволяється здійснювати конструктивно.

При розрахунку бетону на місцеве зусилля стискання під анкером, передане останнім, необхідно приймати таким, що дорівнює: при натяжінні арматури на бетон – 100%, при натяжінні на упори пучка з внутрішнім анкером – 30 % від зусилля в арматурі.

***Визначення прогинів і кутів повороту***

**3.112** Прогини, кути повороту і поздовжні переміщення обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елементів $1/\rho$, а також відносних поздовжніх переміщень, що визначаються, виходячи з гіпотези плоских перерізів для повних (пружних і непружних) деформацій.

Прогин $f$ або кут повороту $\alpha$, обумовлені деформаціями згину елемента, необхідно визначати за формулою

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx \qquad (3.92)$$

де $\overline{M}(x)$ – при визначенні прогину $f$ – функція згинального моменту від одиничної сили, прикладеної за напрямком шуканого прогину $f$, при визначенні кута повороту $\alpha$ – функція згинального моменту від одиничного моменту, прикладеного за напрямком шуканого кута повороту;

$\frac{1}{\rho}(x)$ – кривизна елемента в тому ж перерізі від навантаження, від якого визначається прогин або кут повороту (знак приймається у відповідності зі знаком згинального моменту в зазначеному перерізі).

У формулі (3.92) підсумовування виконується по всіх ділянках (по довжині прогону), що розрізняються законами зміни величин $\overline{M}(x)$ та $\frac{1}{\rho}(x)$.

Обчислення прогинів (кутів повороту) припускається робити чисельними прийомами, використовуючи вираз:

$$f(\alpha) = \sum \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x \qquad (3.93)$$

у якому $\overline{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$ – середні величини моменту і кривизни на окремих ділянках довжиною $\Delta x$, де зміна зазначених параметрів має плавний характер.

**3.113** Кривизну попередньо напружених елементів, у яких пояси віднесено до категорій вимог за тріщиностійкістю 2а, 2б і 3б, припускається визначати як для суцільного перерізу за формулою

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_\nu}{B}, \qquad (3.94)$$

де $M_p, M_g, M_\nu$ – моменти в розглядуваному перерізі, створювані відповідно зусиллям в напружуваній арматурі, постійним і тимчасовим навантаженнями;

$B_p^*, B_g^*$ – жорсткості перерізу при тривалій дії відповідно зусилля в напружуваній арматурі і постійного навантаження;

$B$ – жорсткість суцільного перерізу при короткочасній дії навантажень. Значення перерахованих жорсткостей допускається визначати згідно з обов'язковим додатком Ф.

Припускається праву частину формули (3.94) визначати іншими методами, обґрунтованими у встановленому порядку.

Моменти від попереднього напруження необхідно обчислювати, виходячи з напружень в арматурі, стадій роботи конструкції: на стадії обтиснення – без перших втрат; на інших стадіях, в тому числі і на стадії експлуатації, без других втрат згідно з додатком Т.

Величини згинальних моментів $M_g$ при навісному монтажі необхідно визначати з урахуванням ваги блоків, що монтуються, та інших можливих будівельних навантажень. При визначенні жорсткостей $B_p^*$ та $B_g^*$ враховується вплив зусилля попереднього напруження і тривалості дії навантаження.

**3.114** Кривизну елементів з ненапружуваною арматурою, у яких пояси віднесено до категорії вимог за тріщиностійкістю 3в, необхідно визначати за формулою

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\overline{B_g^*}} + \frac{M_y}{\overline{B}}, \qquad (3.95)$$

де $\overline{B_g^*}$ - жорсткість перерізу при дії постійного навантаження з урахуванням утворення тріщин і повзучості бетону;

$\overline{B}$ – жорсткість суцільного перерізу при короткочасній дії тимчасового навантаження з урахуванням утворення тріщин.

При обчисленні кривизни елементів припускається приймати, що все постійне навантаження діє в бетоні одного віку, що відповідає прикладенню найбільшої частини цього навантаження.

Визначення кривизни залізобетонних елементів з напружуваною арматурою на ділянках з тріщинами (шириною більше 0,015 см) в розтягнутій зоні допускається визначати згідно з ДБН В.2.6-98.

***(Пункт 3.114 змінено, Зміна № 1)***

**3.115** При підрахування прогинів балок з ненапружуваною арматурою (якщо ширина тріщин в бетоні не більша за 0,015 см) за формулами опору пружних матеріалів, також для розрахунку переміщень опор, стовпів, паль-оболонок (в тому числі заповнених бетоном) незалежно від ширини тріщин перерізу, що визначаються, припускається жорсткість визначати за формулою

$$B = 0{,}8E_b I_b,$$

де $I_b$ – момент інерції бетонного перерізу.

Розрахунок переміщень масивних бетонних та залізобетонних елементів (опор) від тимчасових та постійних навантажень допускається виконувати з урахуванням жорсткостей, що визначаються за повними перерізами елементів без урахування повзучості та усадки бетону.

***Конструктивні вимоги***

**3.116.** При проектуванні бетонних і залізобетонних конструкцій для забезпечення умов їхнього виготовлення, необхідної довговічності і спільної роботи арматури і бетону необхідно виконувати конструктивні вимоги, викладені в даному розділі.

***Мінімальні розміри перерізу елементів***

**3.117.** Товщина стінок, плит, діафрагм та ребер в залізобетонних елементах повинна бути не менше величини, вказаної в таблиці 3.24.

Таблиця 3.24

| **Елементи та їхні частини** | **Найменша товщина, см, для конструкцій мостів і труб** | |
|---|---|---|
| | **залізничних** | **автодорожніх** |
| 1. Вертикальні або похилі стінки балок: | | |
| а) ребристих: | | |
| за відсутності в стінках арматурних пучків | 12*) | 10*) |
| за наявності в стінках арматурних пучків | 15 | 12*) |
| б) коробчатих: | | |
| за відсутності в стінках арматурних пучків | 15 | 12*) |
| за наявності в стінках арматурних пучків | 18 | 15 |
| 2. Плити: | | |
| а) баластового корита: | | |
| між стінками (ребрами) | 15 | - |
| на кінцях консолей | 10 | - |
| б) проїзної частини: | | |
| між стінками (ребрами) | - | - |
| за відсутності в плиті арматурних пучків | - | 12 |
| за наявності в плиті арматурних пучків | - | 15 |

| Елементи та їхні частини | Найменша товщина, см, для конструкцій мостів і труб | |
|---|---|---|
| | **залізничних** | **автодорожніх** |
| на кінцях консолей | - | 8 |
| в) нижні в коробчатих балках: | | |
| за відсутності в плиті арматурних пучків | 15 | 12 |
| за наявності в плиті арматурних пучків | 18 | 15 |
| г) тротуарів: | | |
| монолітні (незнімні) | 8 | 8 |
| збірні (знімні) | 6 | 6 |
| 3. Порожнисті блоки плитних прогонових будов**): | | |
| а) з арматурою зі стержнів, одиночних канатів класу К-7 і пучків з паралельних високоміцних дротів: | | |
| стінки і верхні плити | 10 | 8 |
| нижні плити | 12 | 10 |
| б) струнобетонні: | | |
| стінки і верхні плити | - | 6 |
| нижні плити | - | 7 |
| 4. Діафрагми і ребра жорсткості прогонових будов | 10 | 10 |
| 5. Стінки ланок труб під насипами | 10 | 10***) |
| 6. Стінки блоків коробчатого і круглого перерізів пустотілих і сбірно-монолитних опор: | | |
| у зоні перемінного рівня води | 30 | 25 |
| поза зоною | 15 | 15 |
| 7. Стінки залізобетонних порожнистих паль і паль-оболонок при зовнішньому діаметрі, м: | | |
| 0,4 | 8 | 8 |
| від 0,6 до 0,8 | 10 | 10 |
| від 1,0 до 3,0 | 2 | 12 |

*) При застосуванні двох арматурних сіток найменша товщина стінок приймається 15 см.

**) У порожнистих блоках із криволінійним окресленням верхніх і нижніх ділянок порожнин між стінками за найменшу товщину плити на криволінійних ділянках допускається приймати середню приведену величину, обчислену за шириною порожнини.

***) Для труб діаметром 0,5 і 0,75 м припускається приймати товщину стінок рівною 8 см.

***Найменші діаметри ненапружуваної арматури***

**3.118** Найменші діаметри ненапружуваної арматури слід приймати відповідно до табл. 3.25

Таблиця 3.25

| Вид арматури | **Найменший діаметр арматури, мм** |
|---|---|
| 1. Розрахункова поздовжня в елементах мостів (крім елементів, зазначених нижче) і прямокутних труб | 12 |
| 2. Розрахункова проїзної частини (включаючи тротуари) автодорожніх мостів | 10 |
| 3. Розрахункова і конструктивна ланок круглих труб; конструктивна поздовжня і поперечна в елементах мостів (крім плит); хомути стінок балок і розширень поясів на всій довжині. | 8 |
| 4. Дротова арматура класу Вр для плит кріплення відкосів та хомутів арматури паль (див.п.3.35) за значенням діаметра 5 мм. | 10 |
| 5. Конструктивна (розподільна) плит; хомути паль і паль-оболонок; хомути в порожнистих плитах | 6 |

Розподільна арматура в плитах і хомути в палях при поздовжній арматурі діаметром 28 мм і більше повинні мати діаметр не менше чверті діаметра поздовжніх стержнів.

***Захисний шар бетону***

**3.119** Товщина захисного шару бетону від його зовнішньої поверхні до поверхні арматурного елемента або каналу має бути не менше зазначеної в табл. 3.26.

**3.120** Товщина захисного шару бетону біля кінців попередньо напружених елементів на довжині зони передачі зусиль (згідно з 3.11) має становити не менше двох діаметрів арматури.

При застосуванні стержневої напружуваної арматурної сталі класів А800 ДСТУ 9130, Ат-V і Ат-VI треба додатково на довжині зони передачі зусиль (див. 3.11) установлювати сітки, спіралі діаметром, що на 4 см перевищує діаметр стержня або замкнуті хомути з кроком не більше 5 см.

***(Пункт 3.120 змінено, Зміна № 1)***

Таблиця 3.26

| **Вид арматури і її розташування** | **Найменша товщина захисного шару бетону, см** |
|---|---|
| 1. Ненапружувана робоча арматура: | |
| верхня в плиті проїзної частини автодорожніх та міських мостів | 5,0 |
| В ребристих та плитних прогонових будовах, а також в плитах висотою 30 см і більше | 3,0 |
| у плитах висотою менше 30 см | 2,0 |
| у ланках труб і порожнистих паль-оболонок | 2,0*) |
| у зовнішніх блоках збірних опор | 4,0 |
| у зовнішніх поверхонь монолітних опор: | |
| а) у льодорізній частині опори | 7,0 |
| б) на інших ділянках опори | 5,0 |
| в палях, колодязях і блоках збірних фундаментів | 3,0 |
| в опорних плитах фундаментів з монолітного залізобетону: | |
| а) за наявності бетонної підготовки | 4,0 |
| б) за відсутності бетонної підготовки | 7,0 |
| 2. Ненапружувані хомути: | |
| у стінках (ребрах) балок | 2,0 |
| у стійках опор: | |
| а) поза зоною перемінного рівня води | 2,0 |
| б) у зоні перемінного рівня води | 3,0 |
| 3. Конструктивна (нерозраховувана) поздовжня в стінках (ребрах) балок і в плитах | 1,5 |
| 4. Ненапружувана, встановлювана в бетоні замоноличування напружуваної арматури | 3,0 |
| 5. Напружувана в розтягнутій зоні перерізу | |
| а) у вигляді пучків з високоміцного дроту і пучків з канатів класу К-7 | 4,0**) |
| б) з арматурної сталі класів: | |
| А600 ДСТУ 9130, Ат-IV | 4,0 |
| А800 ДСТУ 9130, Ат-V, Ат-VI | 5,0 |
| в) зі сталевих канатів (спіральних подвійного скруту і закритих) діаметром $d > 40$ мм з анкерами на кінцях | d |
| 6. Напружувана усіх видів у плиті проїзної частини, захищеній гідроізоляцією | 3,0 |
| 7. Напружувані хомути у стінках (ребрах) | 3,0 |
| 8. Напружувана в струнобетонних конструкціях з боку: | |
| розтягнутої грані | 3,0***) |
| бічних граней | 2,0 |

*) Для труб діаметром 3 м і більше захисний шар із внутрішньої сторони має становити 3 см.

**) Для напружуваної арматури, розташованої в закритих каналах, захисний шар бетону приймається відносно поверхні каналу. Для каналів діаметром 11 см захисний шар слід призначати таким, що дорівнює 5 см. При діаметрах каналів понад 11 см прийняту товщину захисного шару слід перевіряти розрахунком на силові дії і тиск розчину при ін'єктуванні.

***) Для елементів товщиною менше 20 см припускається захисний шар зменшувати до 2 см.

***(Таблиця 3.26 змінено, Зміна № 1)***

***Мінімальні відстані між арматурними елементами***

**3.121** Відстані у просвіт між окремими арматурними елементами, а також стінками каналів мають забезпечувати необхідне заповнення бетонною сумішшю всього об'єму конструкції. Додатково в попередньо напружуваних конструкціях ці відстані повинні призначатися з урахуванням особливостей передачі зусиль з ненапружуваної арматури на бетон, розміщення анкерів, габаритів застосовуваного натяжного устаткування.

**3.122** Відстань по ширині у просвіт між окремими поздовжніми робочими стержнями ненапружуваної арматури та пучками арматури, напружуваної на упори, слід приймати:

а) якщо стержні займають при бетонуванні горизонтальне або похиле положення, см, не менше, при розташуванні арматури:

- 4 – в один ряд;
- 5 – у два ряди;
- 6 – у три ряди або більше;

б) якщо стержні займають при бетонуванні вертикальне положення – 5 см.

За стиснених умов для розміщення арматури припускається розташовувати стержні ненапружуваної арматури групами (без зазору між стержнями) по два або по три стержні. Відстань по ширині у просвіті між групами слід приймати, см, не менше:

- 5 – при двох стержнях у групі;
- 6 – при трьох стержнях у групі.

**3.123** При призначенні відстаней у просвіт між арматурними елементами в попередньо напружених конструкціях слід дотримувати вимог, зазначених в табл. 3.27.

При змішаному армуванні мінімальна відстань між ненапруженим арматурним стержнем і арматурним пучком або стінкою закритого каналу треба приймати не менше 3 см.

Таблиця 3.27

| Призначувані відстані у просвіт | Найменші відстані | |
|---|---|---|
| | за абсолютним значенням, см | Залежно від діаметру $d$ арматурного елемента або діаметра $d_c$ каналу |
| У конструкціях з арматурою, що напружується на упори | | |
| 1. Між арматурними пучками з паралельних високоміцних дротів | 6 | $d$ |
| 2. Між арматурними пучками і зовнішніми поверхнями їхніх внутрішніх анкерів | 4 | - |
| 3. Між зовнішніми поверхнями внутрішніх анкерів арматурних пучків | 3 | - |
| 4. Між окремими арматурними канатами класу К-7 при розташуванні їх: | | |
| в один ряд | 4 | - |
| у два ряди і більше | 5 | - |
| 5. Відстань від торця внутрішнього анкера до торця бетону | 5 | - |
| В конструкціях з арматурою, що напружується на бетон | | |
| 6. Між стінками круглих закритих каналів при діаметрах каналів, см: | | |
| 9 і менше | 6 | $d_c - 1$ |
| від 9 до 11 | 8 | - |
| 7. Між пучками з паралельних високоміцних дротів, пучками з арматурних канатів класу К-7, а також сталевими канатами (спіральними, подвійного скруту і закритими) при розташуванні їх у відкритих каналах: | | |
| в один ряд | 3 | - |
| у два ряди | 4 | - |
| 8. Між стінками каналів з одиночними стержнями, що напружуються електротермічним способом, при каналах: | | |
| закритих | 10 | - |
| відкритих | 13 | - |

***Анкерування ненапружуваної арматури***

**3.124** Арматурні стержні періодичного профілю, а також стержні гладкого профілю в зварних сітках і каркасах допускається застосовувати без гаків на кінцях.

Розтягнуті робочі стержні арматури гладкого профілю, а також гладкі робочі стержні у в'язаних (плетених) сітках і каркасах повинні мати на кінцях напівкруглі гаки з внутрішнім діаметром не менше 2,5 діаметрів стержня і довжиною прямолінійної ділянки після відгину не менше трьох діаметрів стержня. Анкерування арматури, виготовленої згідно з ДСТУ 3760, рекомендовано виконувати із урахуванням [2].

***(Пункт 3.124 змінено, Зміна № 1)***

**3.125** У згинаних розрізних балках та в плитних конструкціях товщиною більше за 30 см кінці розтягнутих стержнів при обриві їх за епюрою матеріалів слід, як правило, анкерувати в стиснутій зоні бетону, що визначається в розрахунках на тріщиностійкість.

Гладкі стержні, що заводяться за допомогою відгинів у стиснуту зону, слід закінчувати прямими гаками, що мають після загину прямі ділянки довжиною не менше трьох діаметрів арматури.

Для арматури періодичного профілю та при зварних з'єднаннях для автодорожніх та міських мостів допускається закладання стержнів в розтягнуту зону бетону згинаних та позацентрово стиснутих елементів на довжину не менше 30 діаметрів стержнів за місцем їх теоретичного обриву. Крім цього, в прогонових будовах кінці стержнів, що заанкеруються, мають бути приварені до суміжних стержнів на довжині діаметром не менше $4d$ швом висотою не менше 4 мм.

**3.126** Початок відгинів поздовжніх розтягнутих стержнів арматури періодичного профілю в згинаних елементах або обрив таких стержнів у позацентрово стиснених елементах необхідно розташовувати за перерізом, у якому стержні враховуються з повним розрахунковим опором. Довжина заведення стержня за перерізи (довжина закладення $l_s$) для арматурних сталей класів А300 ДСТУ 9130 і Ас300 ДСТУ 9130 має становити не менше:

- 22 $d$ – при класі бетону В30 і вище;
- 25 $d$ – при класах бетону В20 – В27,5.

Для арматурних сталей класу А400 ДСТУ 9130 довжину закладення $l_s$ необхідно відповідно збільшувати на $5d$. При пучку стержнів $d$ визначається як діаметр умовного стержня з площею, що дорівнює сумарній площі стержнів, які утворюють пучок.

***(Пункт 3.126 змінено, Зміна № 1)***

**3.127** У розрізних балках та на кінцевих ділянках нерозрізних балок розтягнуті стержні поздовжньої арматури, що заводяться за вісь опорної частини, повинні мати прямі ділянки довжиною не менше 8 діаметрів стержня. Крім того, крайні стержні, що примикають до бічних поверхонь балки, повинні бути відігнуті від торця під кутом 90° і подовжені догори до половини висоти балки.

Необхідно забезпечити відстань від торця балки до осі обпирання не менше 30 см та до краю опорної плити – не менше 15 см.

**3.128**. Перегини розтягнутих стержнів поздовжньої арматури за окресленням вхідних кутів, що утворюються при переломі поверхні елемента, не допускаються. Стержні поздовжньої арматури, розташовані уздовж площин, що утворюють кут перелому, належить подовжити за точку їхнього перетину на довжину не менше 20 діаметрів арматури.

***Анкерування напружуваної арматури***

**3.129** При застосуванні в конструкціях арматури зі стержнів періодичного профілю діаметром до 36 мм, що напружується на упори, влаштування анкерів на стержнях не потрібно.

В елементах з арматурою, що розраховується на витривалість, вся арматура (за винятком зазначеної вище) повинна мати внутрішні або зовнішні (кінцеві) анкери.

В елементах, що напружуються на упори, з арматурою, яка не розраховується на витривалість, припускається застосовувати без влаштування анкерів (внутрішніх і зовнішніх) окремі арматурні канати класу К-7 і окремі високоміцні дроти періодичного профілю.

Міцність анкерів, застосовуваних у конструкціях з натягуванням на бетон, не повинна бути менше від міцності арматурних елементів, що закріплюються анкерами.

**3.130** В згинаних елементах слід уникати розташування анкерів арматури в зонах бетону, де головні розтягувальні і стискальні напруження становлять понад 90% граничних значень, встановлених для цих напружень.

**3.131** Зовнішні (кінцеві) анкери на торцевій поверхні балок слід розташовувати якомога рівномірніше. При цьому необхідно передбачати постановку на торці суцільних сталевих листів, що перекривають бетон зони розташування анкерів. Крайові ділянки листів необхідно закріплювати у бетоні.

Товщину торцевих листів слід призначати з розрахунку в залежності від зусиль натягування арматурних напружуваних елементів і приймати, мм, не менше:

при зусиллі натягування 590 кН (60 тс) – 10;

1180 кН (120 тс) – 20;

2750 кН (280 тс) – 40;

при зусиллях, що відрізняються від вказаних, слід приймати товщину листів відповідно до найближчого більшого значення.

**3.132** В елементах з натягуванням арматури на бетон зону обетонування зовнішніх анкерів слід армувати поперечними сітками зі стержнів періодичного профілю діаметром не менше 10 мм з чарункою не більше 10 х10 см. Відстань між сітками має бути не більше 10 см.

***Поздовжнє армування елементів***

**3.133** У зварних арматурних каркасах арматура розташовується групами не більше трьох стержнів в кожній. Стержні в групі об'єднаються між собою зварними односторонніми з'єднувальними швами. Довжина з'єднувальних швів між стержнями має бути не менша ніж 4 діаметри, їх товщина не більше за 4 мм. Зазори між групами стержнів утворюються постановкою поздовжніх оцупків діаметром не менше 25 мм. Оцупки встановлюються перед відгинами і не більше ніж через 2,5 м по довжині у розбіг по відношенню один до одного. Вони приварюються до робочої арматури односторонніми з'єднувальними швами товщиною не більше за 4 мм та довжиною не менше 2 діаметрів робочої арматури.

З'єднувальні зварні шви між стержнями в групі розташовуються врозбіг по відношенню до оцупків та суміжних з'єднувальних швів так, щоб відстань в просвіт між швами була не менше за 40 см у випадку, коли суміжні шви накладені на загальний поздовжній стержень та 10 см, якщо з'єднувальні шви відносяться до різних поздовжніх стержнів каркасу.

Крім цього, необхідно, щоб кожний поперечний переріз групи стержнів перерізало не більше одного зварного шва.

Допускається при відповідному обґрунтуванні вертикальні стержні зварних сіток у стінках приварювати контактною точковою зваркою до арматури і до поздовжніх оцупків, які розташовані між групами стержнів. Приварка дуговою електрозваркою хомутів до основної арматури не допускається.

До основної робочої арматури каркасів рекомендується застосування арматури класу Ас-II марки 10ГТ.

Настанови по швах, які прикріплюють до робочої арматури, наведено в 3.160.

**3.134** У розрізних балках і плитах слід доводити до опори не менше третини робочої арматури, що встановлюється в середині прогону. При цьому в балках необхідно доводити до опори не менше двох стержнів, у плитах – не менше трьох стержнів на 1 м ширини плити.

Розподільну арматуру плит слід встановлювати з кроком, що не перевищує 25 см. При змішаному армуванні стержні ненапружуваної арматури допускається встановлювати попарно, при цьому товщина захисного шару цієї арматури повинна відповідати 3.119, а відстань між стержнями та пучками – 3.122 та 3.123.

**3.135** У нерозрізних балках і ригелях багатопрогонових рамних конструкцій частина верхньої і нижньої робочої арматури повинна бути безперервною за довжиною або мати стики, що перекривають розриви арматури.

Кількість безперервних арматурних елементів повинна становити:

а) у конструкціях з ненапружуваною арматурою – не менше 20 % нижньої і 15% верхньої робочої арматури;

б) у конструкціях з напружуваною арматурою – не менше 10 % нижньої і 5 % верхньої робочої арматури, але не менше двох нижніх і двох верхніх арматурних елементів.

**3.136** Крок (відстань між осями) робочої арматури плити в середині прогону і над її опорами не повинний перевищувати, см:
- 15 – у плитах баластового корита залізничних мостів;
- 20 – у плитах проїзної частини автодорожніх мостів.

***Поперечне армування елементів***

**3.137** Армування стінок ненапружуваних балок для сприйняття поперечних сил слід здійснювати похилими і вертикальними стержнями (хомутами) і поєднувати останні з поздовжньою арматурою стінок у каркаси і сітки.

**3.138** У ненапружуваних балках установлювані з розрахунку похилі стержні слід розташовувати симетрично відносно поздовжньої осі згинаного елемента. Стержні, як правило, мають відносно поздовжньої осі елемента кут нахилу, близький до 45° (не більше 60 і не менше 30°). При цьому на ділянці балки, де з розрахунку потрібне встановлення нахилених стержнів, будь-який переріз, перпендикулярний до поздовжньої осі балки, має перетинати не менше одного стержня похилої арматури.

**3.139** Необхідні з розрахунку балок додаткові похилі стержні повинні бути прикріплені до основної поздовжньої робочої арматури. Якщо стержні арматури виготовлені зі сталі класів А240 ДСТУ 9130,

А300 ДСТУ 9130,Ас300 ДСТУ 9130 і А400 ДСТУ 9130 то прикріплення додаткових нахилених стержнів можна виконувати за допомогою зварних швів.

***(Пункт 3.139 змінено, Зміна № 1)***

**3.140** Похилі стержні арматури в балках слід відгинати по дузі кола радіусом не менше 10 діаметрів арматури.

Відгини поздовжньої арматури біля торців балки (за віссю опорної частини) припускається виконувати по дузі кола радіусом не менше трьох діаметрів арматури.

**3.141** Поздовжню арматуру в стінках ненапружуваних балок слід встановлювати:

у межах третини висоти стінки, рахуючи від розтягнутої грані балки – із кроком не більше 12 діаметрів застосовуваної арматури ($d = 8 - 12$ мм);

у межах іншої частини висоти стінки – з кроком не більше 20 діаметрів арматури ($d = 8 - 10$ мм).

**3.142** Арматурні напружувані елементи, що мають ділянки, напрямок яких не збігається з напрямком поздовжньої осі балки, як правило, слід розташовувати симетрично відносно поздовжньої осі балки.

**3.143** Хомути в балках встановлюють за розрахунком, включаючи розрахунок перерізу між хомутами. В стінках товщиною до 50 см, в приопорних ділянках довжиною, рівної чверті прогону, відраховуючи від осі опори, крок хомутів приймають не більше 15 см.

На середній ділянці балки довжиною, рівною половині прогону, крок хомутів приймається не більше 20 см.

При товщині стінки більше 50 см максимальний крок хомутів в середині прогону допускається збільшити на 5 см.

Припускається застосування здвоєних хомутів з арматури одного класу та діаметру.

**3.144** Хомути в розрізних плитних прогонових будовах слід встановлювати з кроком, що не перевищує, см:

– 15 – на ділянках, що примикають до опорних частин і мають довжину, що дорівнює 1/4 прогону;

– 25 – на середній ділянці, що має довжину, яка дорівнює 1/2 прогону.

У суцільних плитах баластового корита залізничних мостів і проїзної частини автодорожніх мостів, що мають висоту 30 см і менше, хомути при відсутності стиснутої розрахункової арматури припускається не встановлювати.

**Примітка.** У плитних прогонових будовах автодорожніх і міських мостів припускається не ставити поперечну арматуру в плити товщиною до 40 см, якщо дотичні напруження в бетоні не перевищують 0,25 $R_{b,sh}$ (де $R_{b,sh}$ – розрахунковий опір бетону сколюванню при згині відповідно до табл. 3.6).

**3.145** Хомути в поясах ненапружуваних балок мають охоплювати ширину пояса не більше 50 см і поєднувати не більше п'яти розтягнутих і не більше трьох стиснутих стержнів поздовжньої арматури, розташованої в крайніх горизонтальних рядах.

**3.146** Розширення поясів балок повинне бути армовано замкнутими хомутами з арматурних стержнів періодичного профілю; вітки хомутів повинні охоплювати весь зовнішній контур поясів.

**3.147** Найбільший крок замкнутих хомутів або поперечних стержнів у зварних сітках обтиснених поясів напружуваних балок слід приймати не більше 15 см у залізничних і 20 см в автодорожніх мостах. Крок хомутів у обтиснених поясах має бути не більше кроку хомутів у стінках балок.

**3.148** Хомути в елементах, що розраховуються на кручення, а також на кручення разом зі згином, стиском чи розтяганням, повинні бути замкнутими з перепуском кінців:

при хомутах із гладкої арматурної сталі – на 30 діаметрів;

те ж, з арматурної сталі періодичного профілю – на 20 діаметрів.

**3.149** У зоні розташування анкерів напружуваних арматурних елементів під опорними плитами згідно з 3.131 слід встановлювати додаткову поперечну (скісну) арматуру з розрахунку на місцеві напруження.

Додаткову арматуру належить робити зі стержнів періодичного профілю з кроком між ними, см, не більше:

10 – у сітках; 6 – у спіралях.

**3.150** Поздовжню робочу арматуру і хомути в стиснутих елементах конструкцій слід поєднувати в каркаси. Крок хомутів залежно від діаметра $d$ стержнів поздовжньої арматури треба приймати не більше:

- 15 $d$ – при зварних каркасах;
- 12 $d$ – при в'язаних каркасах.

В усіх випадках крок хомутів слід призначати, см, не більше:

при насиченні перерізу поздовжньою арматурою менше 3 % – 40;

те ж, при величині 3 % і більше – 30.

При значному насиченні перерізу поздовжньою арматурою замість окремих хомутів рекомендується приймати безперервне поперечне армування витками, що повторюють окреслення поперечного перерізу елемента.

**3.151** Конструкція хомутів стиснутих елементів опор із квадратною або прямокутною формою поперечних перерізів має бути такою, щоб поздовжні стержні розташовувалися в місцях перегину хомутів, а вітки хомутів, що встановлюються уздовж граней елементів, утримували не більше чотирьох стержнів поздовжньої арматури і мали довжину не більше 40 см. Наведені вище настанови відносяться до опор із розміром граней не більше за 80 см. При більших розмірах граней опор робочі поздовжні стержні опор, розташовані на протилежних гранях, допускається не з'єднувати між собою хомутами, що перетинають переріз опори, а заміняти такі хомути розташованими по периметру ланцюгами конструктивних хомутів П-подібної форми, кожен довжиною по 40 см із боковими анкерувальними гілками довжиною не менше за 20 см, які розташовуються перпендикулярно до основної поздовжньої вітки хомута, спрямовуючи їх із середини перерізу бетону. Кінці коротких віток, які закінчуються напівкруглими гаками, прикріплюються до вертикальних монтажними стержнями, які встановлюються на всю висоту опори. Хомути між собою перехльостуються в місцях перегину. Ланцюги хомутів, які охоплюють опору по периметру, розташовуються по висоті через 40 см.

Для хомутів та монтажних вертикальних стержнів слід застосовувати арматуру діаметром не менше 10 мм. Для підвищення стійкості стиснутих робочих стержнів опори, крім ланцюгів хомутів слід передбачати постановку монтажних з'єднань, які з'єднують поздовжні вертикальні стержні на поперечних гранях опори. З'єднання мають складатися з трьох стержнів діаметром не менше за 16 мм та встановлюватися в плані та по висоті не нижче ніж через 1,6 м.

Щоб уникнути труднощів, які виникають при бетонуванні через наявність стержнів, які перетинають переріз, з'єднання на кожному рівні допускається встановлювати та закріплювати по черзі безпосередньо перед укладкою кожного наступного шару бетону.

**3.152** На кінцевих ділянках стиснутих елементів, що передають навантаження через торці без випусків стержнів поздовжньої арматури, слід встановлювати поперечні зварні сітки в кількості не менше чотирьох (у палях – п'ять). Довжину кінцевих ділянок, армованих сітками, слід приймати не менше 20 діаметрів стержнів поздовжньої арматури, а відстань між сітками призначати не більше 10 см.

**3.153** При скісному армуванні стиснутих елементів ненапружуваною арматурою (див.3.72) застосовувані зварні поперечні сітки і спіралі повинні виконуватися з арматурної сталі класів А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130 і А400 ДСТУ 9130 (діаметром не більше 14 мм).

Стержні поперечних сіток і витки спіралі мають охоплювати всю робочу поздовжню арматуру елемента.

Розміри чарунок поперечних сіток слід приймати не менше 5,5 см і не більше 1/4 меншої сторони перерізу елемента або 10 см. Крок поперечних сіток по довжині елемента слід призначати не менше 6 см і не більше 1/3 меншої сторони перерізу елемента або 10 см.

Спіралі повинні мати діаметр навивки не менше 20 см. Крок витків спіралі слід призначати не менше 4 см і не більше 1/5 діаметри перерізу елемента або 10 см.

***( Пункт 3.153 змінено, Зміна № 1)***

**3.154**. У ланках круглих труб і циліндричних оболонок при їхньому армуванні подвійними сітками стержні робочої арматури повинні бути зв'язані в радіальному напрямку з'єднувальними стержнями-фіксаторами або об'єднані в каркаси.

***Зварні з'єднання арматури***

**3.155**. Застосовувані зварні з'єднання мають відповідати вимогам ГОСТ 14098 і ГОСТ 10922. При проектуванні належить вказувати категорію відповідності застосовуваних стиків та відповідних їм категорій вимог до контролю якості зварних з'єднань.

Зварні з'єднання, несуча здатність яких визначається за розрахунком по першому граничному стану, відносяться до I категорії, по другому граничному стану – до II категорії, в інших випадках з'єднання відносяться до III категорії відповідності та до III категорії якості стиків.

Обсяг контролю для кожної категорії відповідності визначають так:

Зовнішнє оглядання та перевіряння геометричних розмірів здійснюють для 100 відсотків з'єднань. Обсяг фізичних методів контролю зварних з'єднань (ультразвукова дефектоскопія або інші методи контролю необхідної точності) залежно від приналежності до категорії становить:

– для I категорії: не менше ніж 100 відсотків з'єднань;

– для II категорії: не менше ніж 100 відсотків з'єднань;

– для III категорії: кожне з'єднання, де на основі зовнішнього оглядання передбачають наявність внутрішніх дефектів.

Додаткові вимоги до зварних з'єднань – згідно з ДБН В.2.6-98.

***(Пункт 3.155 змінено, Зміна № 1)***

**3.156** Гарячекатана стержнева арматурна сталь класів і марок, зазначених у табл.3.12, як правило, повинна з'єднуватися за допомогою контактного стикового зварювання. Виконання останнього для стержнів діаметром 10 мм і менше припускається тільки в заводських умовах при наявності спеціального устаткування.

Стикування арматури контактним зварюванням припускається при відношенні площ з'єднуваних стержнів не більше 1,15. В арматурних елементах, розраховуваних на витривалість, як правило, необхідно усувати в зоні стиків виниклі в результаті зварювання концентратори напружень шляхом відповідного механічного поздовжнього зачищення.

Допускається застосування інших ефективних конструктивних рішень зварних стиків за умови, що обмежувальна границя витривалості цих стиків буде не меншою за нормативну границю витривалості зварних арматурних сіток.

**3.157** Зварні сітки, а також каркаси слід, як правило, проектувати із застосуванням в місцях перетину стержнів контактного точкового зварювання.

***(Пункт 3.157 змінено, Зміна № 1)***

**3.158** При виготовленні з арматурної сталі класів А240 ДСТУ 9130,А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130 і А400 ДСТУ 9130 сіток і каркасів, що відповідно до табл. 3.12 слід виконувати у в'язаному варіанті, застосування зварних з'єднань для основної арматури може бути допущено тільки в місцях, де напруження в стержнях арматури не перевищують 50 % від встановлених розрахункових опорів.

***(Пункт 3.158 змінено, Зміна № 1)***

**3.159** Число стиків в одному розрахунковому перерізі елемента (у межах ділянки довжиною, що дорівнює 15 діаметрам з'єднуваних стержнів) не повинне перевищувати в елементах, арматура яких розраховується на витривалість, 25%, в елементах, арматура яких не розраховується на витривалість, – 40% загальної кількості робочої арматури в розтягнутій зоні перерізу.

Зварні сітки арматури допускається розміщувати без розбігу у монтажних стиках збірних елементів (без зниження розрахункового опору арматури), а також на ділянках конструкції, де арматура використовується не більше, ніж 50%.

**3.160** Для стиків стержньової гарячекатаної арматури із сталі класів А240 ДСТУ 9130, А300 ДСТУ 9130, Ас300 ДСТУ 9130 і А400 ДСТУ 9130 при монтажі конструкції допускається застосування ванного зварювання на поздовжніх сталевих накладках (підкладках), довжиною не менше за 5 діаметрів стержнів, а також застосування стиків з парними зміщеними накладками, привареними односторонніми або двосторонніми швами сумарної довжини не менше 10 діаметрів стикованих стержнів. Ванне зварювання слід застосовувати при діаметрі стержнів не менше від 20 мм.

Для стиків, що не розраховуються на витривалість стиснутих зварних стержнів допускається також застосування ванного зварювання на коротких сталевих накладках (прокладках).

Довжина односторонніх зварних швів, які прикріплюють похилі стержні арматури, має бути не менша 12 діаметрів при товщині швів не менше 0,25 $d$ і не менше 4 мм; довжину двосторонніх швів допускається приймати вдвічі меншою.

***(Пункт 3.160 змінено, Зміна № 1)***

**3.161** Монтажні випуски арматури в стиках мають забезпечувати умови для якісного виконання на монтажі ванно-шовнього зварювання на поздовжніх накладках з плавним виходом поздовжніх зварних швів на стержні, що стикуються.

У в'язаних арматурних каркасах конструкцій автодорожніх та міських мостів для закріплення арматури в проектному положенні при монтажі, транспортуванні та бетонуванні допускається в місцях перетину стержнів робочої арматури із стержнями конструктивної арматури виконання допоміжних зварних з'єднань при виконанні таких умов: зварювання може виконуватися в місцях, де міцність робочої арматури використовується не більше ніж на 50%, а також там, де арматура працює тільки на стик.

***Стики ненапружуваної арматури внапуск (без зварювання)***

**3.162** В позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементах стержні арматурної сталі періодичного профілю діаметром до 36 мм і гладкі з напівкруглими гаками припускається стикувати внапуск. У згинаних і центрально-розтягнутих елементах стикування розтягнутих арматурних стержнів внапуск не припускається.

**3.163** У стиках арматури внапуск довжину $l_s$ напуску стержнів з арматурної сталі класів А300 ДСТУ 9130 і Ас300 ДСТУ 9130 слід приймати не менше:

30 $d$ – при класах бетону В20 – В27,5; 25 $d$ – при класі бетону В30 і вище, де $d$ – діаметр з'єднуваних стержнів.

Для арматури зі сталі класу А400 ДСТУ 9130 довжина перепуску $l_s$ має бути відповідно збільшена на 4 $d$ .

Для арматури зі сталі класу А400 ДСТУ 9130 довжину перепуску $l_s$ (між внутрішніми поверхнями напівкруглих гаків) слід приймати такою ж, як для арматури зі сталі класу А-III.

Для стиків, розташованих у стиснутій зоні перерізу, довжину перепуску $l_s$ припускається приймати на 5 $d$ менше довжини, встановленої вище.

Окремі зварні та в'язані сітки слід стикувати внапуск на довжину не менше 30 діаметрів поздовжніх стержнів сітки і не менше 25 см.

***(Пункт 3.163 змінено, Зміна № 1)***

**3.164** При розташуванні стиків стержнів робочої арматури внапуск в розтягнутій зоні перерізу, де напруження в стержнях перевищують 75% розрахункового опору, у зоні стику потрібно встановлювати спіральну арматуру. Якщо встановлення арматури не потрібне (напруження в стержнях становить менше 75% розрахункового опору), то відстань між хомутами в місцях стикування робочої розтягнутої арматури внапуск необхідно призначати не більше 6 см, а в буронабивних стовпах – 12 см.

Стики арматури внапуск, як правило, слід розташовувати врозбіг. При цьому площа перерізу робочих стержнів, з'єднуваних на довжині необхідного перепуску, має становити при стержнях періодичного профілю не більше 50% загальної площі перерізу розтягнутої арматури, при гладких стержнях – не більше 25%. Стикування без розбігу припускається в монтажних стиках, а також на ділянках конструкції, де арматура використовується не більше, ніж на 50 %.

***Стики елементів збірних конструкцій***

**3.165** У збірних конструкціях, як правило, слід застосовувати стики:

– бетоновані широкі (що не обтискуються) з відстанню між торцями поєднуваних елементів 10 см і більше, з випуском з елементів стержнів робочої арматури або сталевих закладних деталей;

– бетоновані вузькі (що обтискуються) шириною не більше 3 см, без випусків з елементів арматури, із заповненням стикового зазору цементним або полімерцементним розчином;

– клейові щільні (що обтискуються) із клейовим прошарком товщиною не більше 0,3 см на основі епоксидних смол або інших довговічних (перевірених досвідом) полімерних композицій.

В обґрунтованих випадках у попередньо напружених прогонових будовах автодорожніх мостів припускається застосування бетонованих широких, без випуску арматури обтиснених стиків зі швами до 10 см, але не більше половини товщини кожної із з'єднуваних частин. Застосування сухих стиків (без заповнення швів між блоками клейовим розчином, цементним або полімерним розчином) в прогонових будовах не допускається по довжині прогонових будов при застосуванні стиків.

**3.166** Торці блоків складених прогонових будов при застосуванні стиків без випусків арматури слід армувати додатковими поперечними сітками зі стержнів діаметром не менше 6 мм. При влаштуванні зубчастого стику або стику з уступами розрахункова арматура зуба й уступа повинна мати діаметр не менше 10 мм.

**3.167** У складених по довжині (висоті) конструкціях із клейовими щільними стиками для забезпечення точного сполучення з'єднуваних поверхонь блоків треба, як правило, влаштовувати фіксатори.

**3.168** У верхніх плитах автодорожніх, міських та суміщених мостів, що не зазнають безпосередньої дії рухомого залізничного навантаження, допускається застосування стиків, що бетонуються, з випусками з плит арматури періодичного профілю з прямими гаками на всю товщину плити та із взаємним перепуском арматури внапуск на довжину не менше за 15 діаметрів і не менше за 25 см, а також застосування напівкруглих петель внапуск з вказаною довжиною перепусків петель одна за одною. Крім цього допускається застосування напівкруглих петель з такою ж довжиною їх закладення, але з прямою вставкою арматури між петлями довжиною не менше, ніж діаметр петлі. Діаметр напівкруглих петель слід приймати не менше за 10 діаметрів арматури.

***Додаткові настанови з конструювання попередньо-напружених залізобетонних елементів***

**3.169** Напружувану арматуру у конструкціях з натягом на бетон треба, як правило, розташовувати в закритих каналах, утворених переважно каналоутворювачами з полімерних матеріалів, що витягуються.

При влаштуванні каналів із невитягуваними каналоутворювачами рекомендується застосовувати неоцинковані гнучкі сталеві рукави і гофровані труби. При цьому матеріал заповнення каналів повинен виключати збільшення його обсягу при заморожуванні, а величина захисного шару бетону має бути на 1 см більше від зазначеної у табл. 3.26.

Невитягувані каналоутворювачі із суцільнотягнених сталевих або полімерних труб припускається застосовувати тільки на коротких ділянках у стиках між збірними блоками складених по довжині конструкцій і в місцях перегинів і анкерування напружуваної арматури.

**3.170** Для забезпечення зчеплення бетону у відкритих каналах з бетоном попередньо напруженого елемента рекомендується передбачати:

– випуски з тіла бетону попередньо напружених елементів арматурних стержнів або кінців хомутів із кроком не більше 10 см;

– покриття очищеної поверхні бетону, що примикає до бетона замонолічування, і напружуваної арматури цементним колоїдним або полімерцементним клеєм;

– застосування для замоноличування бетону, що має водоцементне відношення не більше 0,4;

– покриття зовнішньої поверхні бетону замонолічування протиусадочною пароізоляційною речовиною.

***Закладні вироби***

**3.171** Закладні деталі з окремих листів або фасонних профілів з привареними до них в тавр або внапуск анкерними стержнями із арматурних сталей класів А300 ДСТУ 9130,Ас300 ДСТУ 9130 або А400 ДСТУ 9130 діаметром не більше за 25 мм.

***(Пункт 3.171 змінено, Зміна № 1)***

**3.172** Закладні вироби не повинні розрізати бетон. Довжину розтягнутих стержнів, що анкеруються в бетоні, слід приймати в залежності від напруженого стану бетону в напрямку, перпендикулярному до стержнів, що анкеруються.

Якщо від постійно діючих навантажень (при коефіцієнті за навантаженням, який дорівнює одиниці) в зоні анкерних стержнів мають місце стискальні напруження $\sigma_{bc}$, найбільше значення яких відповідає умові

$$0.75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0.25,$$

то довжина закладення стержнів має бути не меншою:

– при стержнях з арматурою періодичного профілю – $12d$, де $d$ – діаметр стержня;

– при стержнях з гладкої арматури – $20d$, але не менше за 25 см.

Якщо напруження в бетоні $\sigma_{bc}$ в зоні замурування не відповідає наведеній вище умові або характер напружень не встановлено, то довжина анкерування розтягнутих арматурних стержнів повинна прийматися не менше:

– при класі арматурної сталі А300 ДСТУ 9130 та Ас300 ДСТУ 9130 – $25d$;

– при класі арматурної сталі А400 ДСТУ 9130 – $30d$.

Довжина закладення розтягнутих анкерних стержнів може бути зменшена приварюванням на кінцях стержнів голівок, висаджених гарячим способом. При цьому діаметр голівок має бути не менше:

– при арматурі класів сталі А300 ДСТУ 9130 та Ас300 ДСТУ 9130 – $2d$;

– при арматурі класів сталі А400 ДСТУ 9130 – $3d$.

В цих випадках довжина закладення визначається розрахунком на виколювання та зім'яття бетону та приймається не менше, ніж $10d$.

***(Пункт 3.172 змінено, Зміна № 1)***

**3.173**. Відношення товщини $\delta$ плоского сталевого елементу закладної деталі до діаметру $d$ анкерного стержня цієї деталі ($\frac{\delta}{d}$) слід приймати рівним

а) при автоматичному зварюванні втавр під флюсом не менше за:

0,55-0,65 – для арматури класу А300 ДСТУ 9130;

0,65-0,75 – для арматури класу – А400 ДСТУ 9130

б) при ручному зварюванні втавр під флюсом – не менше за 0,75 для усіх класів арматури;

в) при ручному зварюванні в роззенкований отвір не менше за 0,65 – для арматури класу А300 ДСТУ 9130;

0,75 – для арматури класу А400 ДСТУ 9130;

г) при дуговому зварюванні вперепуск фланговими швами – не менше за 0,3 для арматури усіх класів.

***(Пункт 3.173 змінено, Зміна № 1)***

***Конструювання опор і фундаментів***

**3.174** Елементи опор залізничних мостів, які знаходяться в зоні можливого замерзання води (вільної або грунтової) повинні мати суцільний переріз.

В опорах автодорожніх та міських мостів допускається у вказаних зонах застосування залізобетонних елементів у вигляді порожнистих паль-оболонок при забезпеченні заходів (наприклад, дренажних отворів) проти виникнення в стінках оболонок тріщин від силової дії замерзлої води та льоду у внутрішніх порожнинах оболонок.

**3.175** У межах рівня льодоходу тілу опори необхідно надавати форму з урахуванням напрямку дії льодоходу.

Сполучення граней опори слід робити за циліндричною поверхнею радіусом 0,75 м. При належному обґрунтуванні цей радіус може бути зменшений до 0,3 м.

**3.176** На ріках, розташованих у районах, де середньомісячна температура зовнішнього повітря найбільш холодного місяця становить мінус 20°С і вище, проміжні опори мостів, включаючи і залізобетонні, припускається виконувати з бетону без спеціального захисту поверхні.

При проектуванні руслових опор мостів на ріках з інтенсивним переміщенням річкових наносів (кількість змулених наносів понад 1 кг у 1 м$^3$ потоку і швидкість течії понад 2,5 м/с) опори зі стойками з паль-оболонок або паль-стовпів слід застосовувати із спеціальним захистом (металеві оболонки-бандажі, виготовлені із зносостійкого бетону) в зону рухомих наносів. Масивні опори можуть застосовуватися без додаткового захисту їхніх поверхонь.

Поверхні проміжних бетонних та залізобетонних опор мостів, розташованих у районах, де середньомісячна температура зовнішнього повітря найбільш холодного місяця нижча від мінус 20°С, а також, як правило, опори на ріках, що розкриваються при від'ємних середньодобових температурах зовнішнього повітря, повинні бути облицьовані в межах зони перемінного рівня льодоходу. При цьому товщина, а також висота лицювальних блоків повинні бути не менше 40 см. Армування лицювальних блоків слід застосовувати в тому випадку, якщо це потрібно за умовами їхнього транспортування і заанкерування на відривальну дію льоду.

Товщина заповнюваних розчином вертикальних швів має бути 2,5±0,5 см, а горизонтальних – 1±0,5 см.

**3.177** За відсутності бетонних лицювальних блоків належної якості припускається при техніко-економічному обґрунтуванні застосування для опор облицювання з природного морозостійкого каменю з міцністю на стиск не нижче 59 МПа (600 кгс/ см$^2$), при потужному льодоході – не нижче 98 МПа (1000 кгс/см$^2$). Конструкція лицювання з природного каменю повинна забезпечувати можливість її виготовлення індустріальними методами.

**3.178** З'єднання залізобетонних стойок та елементів опор із ригелем (насадкою) і фундаментами допускається здійснювати бетонованим стиком із взаємними випусками арматури.

**3.179** При проектуванні масивних опор і підвалин слід передбачати влаштування залізобетонних оголовків товщиною не менше 0,4 м.

Ділянки елементів (ригелів, насадок і т.ін.) в місцях передачі на них тиску від прогонових будов повинні бути армовані додатковою скісною арматурою, необхідною з розрахунку на місцевий стиск (зі'мяття). На цих ділянках, а також під монолітними стиками прогонових будов, а також на оголовках опор не повинно бути місць, де можливий застій води, що потрапляє.

У місцях розташування деформаційних швів верхньому шару бетону на опорах треба додавати ухили (не менше 1:10), що забезпечують стікання води.

**3.180** Навантаження від опорних частин прогонових будов при наявності ухилів на верхній поверхні масивних опор, а для залізничних мостів – у всіх випадках слід передавати на залізобетонні підферменні площадки. Висота цих площадок повинна забезпечувати узвишшя їхньої верхньої грані над опорою не менше ніж на 15 см.

Відстань від нижніх плит опорних частин до бічних граней підферменних площадок або до бічних граней залізобетонних елементів (ригелів, насадок і т.п.) має бути не менше 15 см.

Відстань від граней підферменних площадок до граней оголовка слід призначати з урахуванням можливості встановлення домкратів для підйому кінців прогонових будов і приймати, см, не менше:

а) уздовж моста:
- при прогонах від 15 до 30 м – 15;
- при прогонах від 30 до 100 м – 25;

понад 100 м – 35;

б) поперек моста:
- при закругленій формі оголовка від рогу підферменної площадки до найближчої грані оголовка – не менше зазначених у підпункті *"а";*
- при прямокутній формі оголовка, см, не менше:
- для плитних прогонових будов – 20;
- для всіх прогонових будов, крім плитних, при опорних частинах: гумометалевих – 20;
- плоских і тангенціальних – 30;
- коткових і секторних – 50.

**3.181** Застосування залізобетонних конструкцій в опорах припускається для мостів, розташованих на суходолах, для шляхопроводів, віадуків і естакад, на водотоках – за умови армування стержневою

арматурою і захисту поверхні від можливих механічних ушкоджень. В опорах на водотоках застосування дротової напружуваної арматури не припускається.

Залізобетонні елементи опор в межах водотоків необхідно захищати від стирання льодом та донними відкладеннями, що переміщуються, від пошкоджень при навалі пароплавів або паромів, а також від механічних пошкоджень, які можуть з'явитися у випадку заторів лісу при його молевому сплаві.

Як захисні заходи рекомендується застосовувати бетон з підвищеною зносостійкістю і збільшувати товщину захисного шару бетону залізобетонних елементів до 5-7 см, а в особливо важких умовах (міцному льодоході та корчеході) допускається застосування покриття залізобетонних елементів сталевими листами. Необхідність захисту або їх методи у кожному окремому випадку в залежності від конкретних умов водотоку вирішується проектною організацією.

***Гідроізоляція конструкцій***

**3.182** Усі внутрішні поверхні баластових корит прогонових будов залізничних мостів і підвалин, в автодорожніх мостах – уся ширина прогонової будови (включаючи тротуари), перехідні плити, а також поверхні підвалин, що засипаються ґрунтом, водопропускних труб (лотків) повинні бути захищені ізоляцією, що перешкоджає проникненню води до захищуваних поверхонь бетону.

**3.183** Гідроізоляція повинна бути: водонепроникною по всій ізольованій поверхні; водо-, біо-, тепло-, морозо- і хімічно стійкою; суцільною і неушкоджуваною при можливому утворенні на ізольованій поверхні бетону тріщин з розкриттям, прийнятим у нормах проектування; міцної при тривалих впливах постійного і тимчасового навантаження і можливих деформацій бетону, а для труб – при наявності тиску ґрунту насипу і гідростатичного тиску води; герметичною в місцях перекриття стропальних отворів і в з'єднаннях з бортиками баластових корит, а також з водовідвідними і огороджувальними пристроями, конструкціями деформаційних швів, тротуарними блоками, карнизами, перилами, стовпами і т.ін.

**3.184** Конструкцію гідроізоляції і застосовувані для її влаштування матеріали слід приймати, виходячи з вимог забезпечення експлуатаційної надійності гідрозахисту в інтервалі температур зовнішнього повітря в районі будівництва (згідно з ДСТУ-НБВ 1.1-27) від абсолютної максимальної до середньої найбільш холодної доби.

При призначенні гідроізоляції баластових корит проїзної частини прогонових будов мостів, підвалин, водопропускних труб повинні враховуватися також інші особливості кліматичних умов у районі будівництва.

При відповідному обґрунтуванні припускається на прогонових будовах автодорожніх мостів влаштування гідроізоляції з морозостійкого гідрофобного бетону, армованого сталевою сіткою, на залізничних мостах при безбаластовій їзді і відсутності агресивного середовища – у вигляді покриття стійкими фарбами.

***(Пункт 3.184 змінено, Зміна № 1)***

**3.185** Вирівнювальний і захисний шари необхідно виконувати з бетону з дрібним заповнювачем. Клас бетону за міцністю на стиск треба приймати для мостів не нижче В25 і для труб – не нижче В20. Захисний шар необхідно армувати.

Застосування плетених сіток для армування захисного шару одягу їздового полотна не допускається.

**3.186** Припускається у встановленому порядку застосування інших типів гідроізоляції прогонових будов, устоїв мостів і водопропускних труб, що відповідають вимогам 3.183 і 3.184.

## 4 Сталеві конструкції

***( Розділ 4 вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

## 5 Сталезалізобетонні конструкції

***(Розділ 5 вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)***

# 6 Дерев'яні конструкції

***Загальні настанови***

**6.1** У дерев'яних мостах, як правило, слід застосовувати елементи заводського виготовлення, а елементи залізничних мостів і елементи всіх мостів із клейовими з'єднаннями – тільки заводського виготовлення.

Залізничні дерев'яні мости слід застосовувати балково-естакадного типу з прогоновими будовами у вигляді прогонів або простих (нескладених) пакетів.

**6.2** При проектуванні дерев'яних мостів слід передбачати спеціальні заходи для захисту деревини від гниття, а в необхідних випадках – і від загоряння.

**6.3** Конструкції дерев'яних мостів повинні забезпечувати доступність усіх частин для огляду й очищення, усунення нещільностей, що виникли в з'єднаннях, за допомогою підтяжки болтів і тяжів, а також допускати можливість простого ремонту окремих елементів, на залізницях – заміну капітальними мостами або трубами.

Застосовувані в конструкціях вузли, стики і з'єднання повинні забезпечувати рівномірний розподіл зусиль між окремими елементами і частинами споруди.

Особливу увагу при проектуванні слід приділяти забезпеченню умов для провітрювання окремих частин конструкції.

**6.4** У балкових естакадних мостах на однорядних опорах для сприйняття гальмівних сил слід влаштовувати як правило кожну п’яту опору дворядною чи багаторядною.

**6.5** Дерев'яні опори повинні бути надійно захищені від впливу льоду і пливучих предметів за допомогою обшивань, оббудовувань і льодорізів.

***Матеріали***

**6.6** Для дерев'яних конструкцій мостів слід застосовувати деревину сосни, ялини, модрини, ялиці, що задовольняє вимогам ГОСТ 9463 та ГОСТ 8486.

Розтягнуті й згинані елементи прогонових споруд і мостові бруси мають бути виконані з деревини 1 сорту. Інші елементи конструкцій мостів можуть бути виконані з деревини 2 сорту.

У крайніх зонах (у межах 1/6 висоти від крайок балок, але не менше двох дощок) клеєних балок прямокутного перерізу слід застосовувати пиломатеріали 1 сорту, в інших зонах допускається застосовувати пиломатеріали 2 сорту.

Для залізничних мостів загальної мережі застосування ялини і ялиці допускається в окремих випадках за узгодженням із Укрзалізницею.

Для виготовлення дрібних деталей з'єднань (подушок, шпонок т.ін.) слід застосовувати добірну деревину твердих листяних порід (дуба, ясена, бука і граба), що задовольняє вимогам ГОСТ 9462 – для круглого лісу листяних порід та ГОСТ 2695 – для пиломатеріалів листяних порід.

Допускається для опорних брусів та насадок в опорах мостів застосування круглого лісу та брусів з деревини твердих листяних порід – дуба, бука, ясена, граба згідно з ГОСТ 9462 та ГОСТ 2695.

Змішання різних порід деревини в одному несучому елементі не допускається.

**6.7** Характеристики міцності (нормативний і тимчасовий опір) деревини, що застосовується для виготовлення елементів дерев'яних мостів, повинні відповідати вимогам, зазначеним для сортової деревини у додатку 2 СНиП II-25.

Лабораторні випробування зразків деревини на міцність слід проводити при спорудженні мостів з дерев'яними фермами і у всіх випадках – при наявності ознак зниженої міцності деревини. Деревина вважається придатною, якщо отримана при випробуваннях міцність – не нижче нормативних опорів.

Міцність деревини з круглих лісоматеріалів та брусів допускається оцінювати за відповідними вимогами державних стандартів.

**6.8** Вологість застосовуваної деревини повинна бути, %, не більше: колод – 25, пиломатеріалів – 20, пиломатеріалів для клеєних конструкцій, а також дрібних деталей і з'єднань – 12.

У малих автодорожніх[1] і міських мостах для верхнього настилу, поперечок і колесовідбійних брусів допускається застосовувати деревину з вологістю до 40 %.

Вологість деревини для паль і інших елементів, цілком розташованих нижче рівня низьких вод, не обмежується.

При виготовленні дерев'яних конструкцій в умовах будівельного майданчика, допускається застосовувати для несучих елементів деревину з вологістю до 25%, а для допоміжних елементів – з вологістю до 40 % за умови її захисту від загнивання.

**6.9** Для сталевих елементів дерев'яних мостів слід застосовувати смугову, фасонну, листову й арматурні сталі, що задовольняють вимогам розд. 3 і 4.

Цвяхи слід застосовувати згідно з ГОСТ 4028, а металеві дюбелі за ТУ 14-4-1231. В обумовлених випадках – цвяхи гвинтові металеві – згідно з ТУ 10-69-369.

**6.10** Для склеювання елементів конструкцій слід застосовувати клеї, що мають необхідну міцність, водостійкість, біостійкість і довговічність: фенольні, резорцинові, які в залежності від умов експлуатації повинні відповідати вимогам СНиП II-25.

Для склеювання деревини з металом слід застосовувати епоксидні клеї.

***Розрахункові характеристики матеріалів і з'єднань***

**6.11** Розрахункові опори деревини сосни 1 сорту в залежності від її вологості слід приймати згідно з табл. 6.1.

Для деревини сосни 2 сорту розрахункові опори приймаються менше встановлених для 1 сорту:
- на 30 % – при розтяганні уздовж волокон;
- на 10 % – при всіх інших напружених станах.

**6.12** Розрахункові опори клеєної деревини сосни при товщині дощок, що склеюються, 33 мм і висоті елементів 50 см і менше треба приймати відповідно до табл. 6.2.

У випадках застосування дощок (шарів) товщиною, що відрізняються від 33 мм, розрахункові опори згину, стисканню і сколюванню уздовж волокон необхідно множити на коефіцієнти умов роботи, які дорівнюють:
- 1,10 – при товщині 19 мм і менше;
- 1,05 – те ж, 26 мм;
- 0,95 – те ж, 43 мм.

При висоті клеєних елементів понад 50 см розрахункові опори згину і стисканню уздовж волокон слід множити на коефіцієнти умов роботи, наведені у табл. 6.1

Таблиця 6.1

| **Напружений стан і характеристика елементів** | **Розрахункові опори, МПа (кгс/см²) при вологості, %** | | |
|---|---|---|---|
| | **позначення** | **25 і менше** | **більше за 25** |
| 1. Згин: | $R_{db}$ | | |
| а) елементів з колод природної конічності | | 17,70 (180) | 15,20 (155) |
| б) елементів із брусів і окантованих колод | | 15,70 (160) | 13,70 (140) |
| в) дощок настилу й ін. | | 13,70 (140) | 11,80 (120) |
| 2. Розтягання уздовж волокон | $R_{dt}$ | 11,80 (120) | 9,80 (100) |
| 3. Стиск і зминання уздовж волокон | $R_{dc}, R_{dqs}$ | 14,70 (150) | 11,80 (120) |
| 4. Стиск і зминання всієї поверхні поперек волокон | $R_{dq}$ | 1,77 (18,0) | 1,47 (15,0) |

[1] За відсутності додаткових вказівок до автодорожніх дерев'яних мостів тут і далі відносяться також дерев'яні мости на внутрішньогосподарських автомобільних дорогах.

| Напружений стан і характеристика елементів | Розрахункові опори, МПа (кгс/см²) при вологості, % | | |
|---|---|---|---|
| | позначення | 25 і менше | більше за 25 |
| 5. Зминання місцеве поперек волокон: | $R_{dqp}$ | | |
| а) у лобових врубках (при довжині площадки зминання до 15 см) | | 3,10 (32) | 2,50 (26) |
| б) під шайбами при кутах зминання від 90 до $60^0$ | | 3,90 (40) | 3,30 (34) |
| 6. Сколювання (найбільше) уздовж волокон при згині | $R_{dab}$ | 2,35 (24) | 2,15 (22) |
| 7. Сколювання (середнє по площадці) у з'єднаннях – на врубках, що враховується в межах не більше 10 глибин врізки та двох товщин брутто елемента | | | |
| а) уздовж волокон | $R_{dam}$ | 1,57 (16,00) | 1,47 (15,00) |
| б) поперек волокон | $R_{dsm}$ | 0,78 (8,00) | 0,69 (7,00) |

**Примітка 1.** Розрахунковий опір деревини зім'яттю і сколюванню під кутом $\alpha_K$ до напрямку волокон слід визначати за формулою

$$R_{d\alpha} = \frac{R_{d1}}{1+(\frac{R_{d1}}{R_{d2}}-1)\sin^3\alpha}, \tag{6.1}$$

де $R_{d1}, R_{d2}$ – розрахункові опори зминанню або сколюванню відповідно при $\alpha_1 = 0^0$ і $\alpha_1 = 90^0$.

**Примітка 2.** Розрахунковий опір місцевому зминанню поперек волокон (за винятком випадків, зазначених у рядку 5 табл. 6.1) на частині довжини елемента при довжині ненавантажуваних ділянок не менше площадки зминання і не менше товщини елемента слід визначати за формулою

$$R_{dqa} = R_{dq}(1+\frac{8}{l_s+1{,}2}), \tag{6.2}$$

де $l_s$ – довжина площадки зминання уздовж волокон деревини, см.

**Примітка 3.** Якщо в розрахункових перерізах елементів є ослаблення врубуваннями чи урізаннями, то відповідні розрахункові опори слід множити на коефіцієнти умов роботи, які дорівнюють для елементів:

- 0,80 – розтягнутих;
- 0,85 – таких, що згинаються, з брусів;
- 0,90 – таких, що згинаються, з колод.

Таблиця 6.2

| Напружені стани | Розрахункові опори | | |
|---|---|---|---|
| | позначення | МПа | кгс/см$^2$ |
| 1. Згин брусу | $R_{db}$ | 17,70 | 180 |
| 2. Розтягнення вздовж волокон | $R_{dt}$ | 12,70 | 130 |
| 3. Стискання вздовж волокон | $R_{ds}$ | 15,70 | 160 |
| 4. Стискання вздовж волокон | $R_{dqs}$ | 14,70 | 150,0 |
| 5. Стискання та зминання всієї поверхні поперек волокон | $R_{dcq}, R_{dq}$ | 1,96 | 20,0 |
| 6. Зминання місцеве поперек волокон: | | | |
| а) в опорних площинах конструкції | $R_{dqp}$ | 2,50 | 26,0 |
| б) під шайбами при кутах зминання від 90 до 60$^0$ | $R_{dqp}$ | 4,31 | 44,0 |
| 7. Сколювання найбільше вздовж волокон за клеєними швами при згині | $R_{dqf}$ | 1,47 | 15,0 |
| 8. Сколювання поперек волокон за клеєними швами | $R_{dsf}$ | 0,78 | 8,0 |

Таблиця 6.3

| Висота перерізу, см | Коефіцієнт умов роботи | Висота перерізу, см | Коефіцієнт умов роботи |
|---|---|---|---|
| 50 та менше | 1,00 | 80 | 0,90 |
| 60 | 0,96 | 100 | 0,85 |
| 70 | 0,93 | 120 і більше | 0,80 |

**6.13** Розрахунковий опір деревини сосни сколюванню уздовж волокон $R_{dqf}$ в клеєштирьових з'єднаннях – уклеєних сталевих арматурних стержнях, що працюють на висмикування або продавлювання (рис. 6.1), в залежності від глибини закладення штирів $l$ слід приймати відповідно до табл. 6.4.

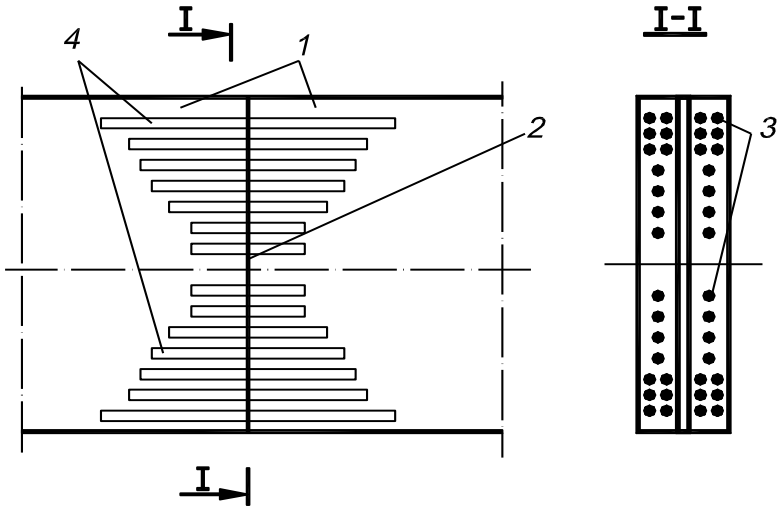



Рис. 6.1 Клеєштирьовий стик

1 – стиковувані блоки; 2 – стик блоків; 3 – отвори для штирів; 4 – уклеєні в отвори штирі

Таблиця 6.4

| **Глибина штиря $l$, см** | **Розрахунковий опір сколюванню $R_{daf}$** | |
|---|---|---|
| | **МПа** | **кгс/см²** |
| 15 | 2,94 | 30,0 |
| 20 | 2,75 | 28,0 |
| 25 | 2,55 | 26,0 |
| 30 | 2,45 | 25,0 |
| 35 | 2,26 | 23,0 |
| 40 | 2,16 | 22,0 |
| 45 | 2,01 | 20,5 |
| 50 | 1,91 | 19,5 |
| 55 | 1,77 | 18,0 |

**Примітка 1.** Розрахунковий опір сколюванню при вклеюванні стержня під кутом $\alpha$ до напрямку волокон слід визначати за формулою

$$R_{dqf} = \frac{1{,}3R_{daf}}{1 + 0{,}3\cos^3\alpha}, \qquad (6.3)$$

**Примітка 2.** Виготовлення клейоштирьових з'єднань допускається тільки на заводах, які мають відповідне технологічне обладнання.

**6.14** Для деревини інших порід розрахункові опори, наведені в табл. 6.1, 6.2 і 6.4, слід множити на коефіцієнти переходу відповідно до табл. 6.5.

Таблиця 6.5

| **Порода деревини** | ***Коефіцієнт переходу для розрахункових опорів*** | | |
|---|---|---|---|
| | **розтягуванню, згинанню, стисканню і стисненню вздовж волокон** | **стискання і стиснення поперек волокон** | **сколюванню** |
| Ялина | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Модрина | 1,2 | 1,2 | 1,0*) |
| Ялиця | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| Дуб | 1,3 | 2,0 | 1,3 |
| Ясен, граб | 1,3 | 2,0 | 1,6 |
| Бук | 1,1 | 1,6 | 1,3 |
| *) Для клеєних конструкцій – 0,9. | | | |

**6.15** Модулі пружності деревини для всіх порід при стисканні і розтягуванні уздовж волокон, а також при згині слід приймати, МПа (кгс/см²):

- для звичайної деревини при визначенні деформацій від постійних навантажень – 8340 (85 000),
- від тимчасових навантажень – 9810 (100 000);
- для клеєної деревини при визначенні деформацій від будь-яких навантажень – 9810 (100 000).

Модуль пружності деревини при стисканні поперек волокон слід приймати таким, що дорівнює 392 МПа (4000 кгс/см²).

**6.16** Розрахункові опори і модулі пружності для сталевих елементів дерев'яних мостів слід приймати згідно з розд. 3 і 4.

**6.17** Розрахункову несучу здатність сталевого наскрізного циліндричного нагеля, дюбеля або цвяха в з'єднаннях елементів із сосни при напрямку зусиль, переданих нагелем уздовж волокон, а цвяхом та дюбелем – під будь-яким кутом, наведена в табл. 6.6.

Розрахункову несучу здатність сталевого нагеля в з'єднаннях елементів з деревини інших порід визначають згідно з табл. 6.6 множенням на відповідний коефіцієнт згідно з табл. 6.5 при розрахунку на зминання деревини в нагельному гнізді і на корінь квадратний з цього коефіцієнта – при розрахунку на згин нагеля. При напрямку зусилля, що передається нагелем під кутом $\alpha$ до волокон деревини, його розрахункову несучу здатність слід визначати з урахуванням коефіцієнта $k_a$ згідно з розд. 5 СНиП 11-25.

Таблиця 6.6

| **З'єднання** | **Напружений стан** | **Розрахункова несуча здатність сталевого нагеля, дюбеля або цвяха на один зріз** | |
|---|---|---|---|
| | | **кН** | **кгс** |
| Симетричні | Зминання в середніх елементах | $0{,}441\, dt_1$ | $45\, dt_1$ |
| | Зминання в крайніх елементах | $0{,}685\, dt_2$ | $70\, dt_2$ |
| Несиметричні | Зминання у всіх елементах рівної товщини, а також в більш товстих елементах одно-зрізних з'єднань | $0{,}294\, dt_1$ | $30\, dt_1$ |
| | Зминання в більш тонких крайніх елементах | $0{,}685\, dt_2$ | $70\, dt_2$ |
| Симетричні та несиметричні | Згин нагеля (ГОСТ 4028-63*) | $1{,}618\, d^2 + 0{,}019\ \ t_2^2$, але не більше $2{,}256\, d^2$ | $165\, d^2 + 2\, t_2^2$, але не більше $230\, d^2$ |
| | Згин цвяха | $2{,}256\, d^2 + 0{,}010\, t_2^2$, але не більше $3{,}628\, d^2$ | $230\, d^2 + t_2^2$, але не більше $370\, d^2$ |
| | Згин дюбеля ТУ 14-4-1231-83 | $3{,}384\, d^2 + 0{,}015\, t_3^2$, але не більше $5{,}442\, d^2$ | $234{,}5\, d^2 + 1{,}5\, t_3^2$, але не більше $555\, d^2$ |
| | Згин гвинтового цвяха (ТУ 10-69-369-87) | $4{,}14\, d^2$ | $420\, d^2$ |

У табл. 6.6 позначено:

$d$ – діаметр нагеля або цвяха, см;

$t_1$ – товщина середніх елементів, а також однакових і більш товстих елементів однозрізних з'єднань, см;

$t_2$ – товщина крайніх елементів, а також більш тонких елементів однозрізних з'єднань, см.

$t_3$ – глибина забивки цвяха або дюбеля в крайній елемент однозрізного з'єднання, см.

**Примітка 1.** Робочу несучу здатність нагеля у розглядуваному шві слід приймати такою, що дорівнює меншому з усіх значень, отриманих за формулами таблиці.

**Примітка 2.** Діаметр нагеля $d$ слід призначати за умови найбільш повного використання його несучої здатності на згин.

**Примітка 3.** Розрахунок нагельних з'єднань на сколювання деревини можна не виконувати, якщо виконується умова розстановки нагелів відповідно до вимог норм.

**Примітка 4.** Нагельні з'єднання зі сталевими накладками на болтах, глухих циліндричних нагелях, цвяхах та дюбелях допускається застосовувати в тих випадках, коли забезпечено необхідну щільність їх постановки.

**Примітка 5.** Розрахункову несучу здатність дюбелів, цвяхів в з'єднаннях зі сталевими накладками слід визначати з множенням на коефіцієнти:
- 1,0 – для пристрелених дюбелів;
- 0,8 – для забитих в попередньо розсвердлені отвори.

**6.18** Розрахункову несучу здатність вклеюваного штиря на висмикування або продавлювання $N_{dd}$, кН (кгс), у клеєштирьових з'єднаннях розтягнутих і стиснутих елементів слід визначати за формулою

$$N_{dd} = m\pi d_e l_e R_{daf}, \tag{6.4}$$

де $m$ – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює при діаметрах отворів, см:
- 2,4 і менше – 1,00;
- 2,6 і 2,8 – 0,95;
- 3 і більше – 0,90;

$d_e$ – діаметр отвору під штир, м (см); $l_e$ – довжина закладення штиря, м (см);

$R_{daf}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню в клеєштирьовому з'єднанні, яке приймається відповідно до табл. 6.4, МПа (кгс/см$^2$).

**6.19** Розрахункову несучу здатність поздовжніх призматичних шпонок (колодок) слід визначати за зминанням і сколюванням, причому розрахункові опори сколюванню слід приймати з коефіцієнтом умов роботи $m_a = 0{,}8$.

***Розрахунки***

***Визначення зусиль і моментів***

**6.20** При розрахунку конструкцій мостів допускається:
- зусилля в елементах і з'єднаннях визначати, припускаючи пружну роботу матеріалу;
- просторову конструкцію розчленовувати на окремі плоскі системи і розраховувати їх на міцність без врахування піддатливості елементів;
- вузлові з'єднання елементів наскрізних конструкцій приймати при розрахунках як шарнірні;
- вважати, що укосини, діагональні в'язі і розкоси не беруть участі у сприйнятті вертикальних зусиль, переданих насадками на стойки однорядних і баштових опор.

Не враховувати напруження та деформації від зміни температури, а також ті, які виникають при усушці та розрубуванні деревини.

Дію сил тертя враховувати тільки у випадку, якщо тертя погіршує умови роботи конструкції або з'єднання (коефіцієнт тертя дереву по дереву у цих випадках допускається приймати 0,6).

**6.21** Прогони балкових мостів, елементи нижнього настилу (дошки, накатник і т.п.), поперечки, поздовжні і поперечні балки проїзної частини автодорожніх і міських мостів слід розраховувати як розрізні.

Деревоплиту, що обпирається на поперечні прогони, допускається розраховувати як балку на двох опорах шириною $b$, рівною:

а) для клеєної деревоплити

$$b = a + 2t + \frac{l}{4}, \tag{6.5}$$

б) для цвяхової деревоплити

при відстані між цвяхами 25 см і менше

$$b = a + 2t + 4\delta; \tag{6.6}$$

при відстані між цвяхами 25 см і більше

$$b = a + 2t + 2\delta\,, \tag{6.7}$$

У формулах (6.5) – (6.7):

$a$ – розмір скату колеса або гусениці в напрямку поперек дошок;

$t$ – товщина покриття;

$\delta$ – товщина однієї дошки;

$l$ – розрахунковий прогін плити.

При визначенні тиску на прогін слід враховувати пружний розподіл навантаження поперечками за умови їхньої фактичної нерозрізності. При визначенні тиску на поперечки допускається враховувати розподіл навантаження, якщо стики настилу розташовано врозбіг (в одному перерізі не більше 30% усіх стиків).

**6.22** При наявності підбалок зусилля в прогонах допускається визначати при зменшеному прольоті, але не більше ніж на 10 %.

**6.23** При визначенні зусиль у тяжах власну вагу ферми допускається приймати розподіленою нарівно на верхні і нижні вузли.

**6.24** Вітрові в'язі прогонових будов, розташовані в рівні проїзної частини, слід розраховувати на вітрове навантаження, що припадає на пояс ферми, проїзну частину і перила, і на горизонтальні поперечні впливи від тимчасового навантаження.

***Розрахункова довжина стиснутих елементів і гнучкість елементів***

**6.25** При розрахунку стійкості прямолінійних елементів, завантажених поздовжніми силами, розрахункову довжину слід приймати в залежності від виду закріплення кінців відповідно до настанов СНиП «Деревянные конструкции».

**6.26** Розрахункову довжину елементів прогонових будов і опор при розрахунку стійкості необхідно приймати:

а) для стиснутих поясів ферм: у площині ферми – відстані між вузлами; із площини ферми – відстані між вузлами горизонтальних в'язей;

б) для розкосів у фермах Гау-Журавського: у площині ферми – половині повної довжини розкосу;

з площини ферми – повній довжині розкосу;

в) для стиснутих дощок у дощатих фермах із суцільною стінкою – шестиразовій ширині дощок;

г) для стійок баштових опор – відстані між вузлами в'язей;

д) для паль за відсутності додаткових поперечних в'язей:

при закріпленні пальових насадок (ростверків) від зсувів у горизонтальній площині за допомогою забивання нахилених паль і при повному закладенні паль у ґрунт – $0{,}7l$;

при закріпленні пальових насадок (ростверків) від зсувів у горизонтальній площині і неповному (шарнірному) закладенню паль у ґрунт (наявність зрощення паль) – $l$;

при відсутності закріплення насадок (ростверків) від зсувів у горизонтальній площині і забезпеченні повного закладення паль у ґрунт – $2l$, де $l$ – теоретична довжина паль, прийнята такою, що дорівнює відстані від голови палі (низу або ростверку насадки) до перерізу її закладення (або шарніру) у ґрунт з урахуванням розмиву.

**6.27** Розрахункову гнучкість слід приймати такою, що дорівнює:

а) для елементів суцільного перерізу (в обох площинах) і складених стержнів (у площині, нормальній до площини з'єднувальних в'язей між вітками) – відношенню розрахункової довжини до відповідного радіуса інерції поперечного перерізу брутто елемента;

б) для складених елементів (у площині з'єднувальних в'язей між вітками) – приведеній гнучкості $\lambda_z$:

$$\lambda_z = \sqrt{(\mu_z \lambda)^2 + \lambda_a^2}\,, \tag{6.8}$$

де $\lambda, \lambda_a$ – гнучкість відповідно всього елемента і окремої його вітки;

$\mu_z$ – коефіцієнт приведеної гнучкості, вираховуваний за формулою

$$\mu_z = \sqrt{1 + \delta b \frac{a}{l_c^2} \cdot \frac{n_f}{n_q}}, \qquad (6.9)$$

тут $l_c$ – розрахункова довжина елемента, м;

$a$ – розмір поперечного перерізу елемента в площині згину, см;

$n_f$ – число швів між вітками елемента;

$n_q$ – число зрізів в'язей в одному шві на 1 м елемента;

$\delta$ – коефіцієнт піддатливості з'єднань, визначуваний за табл. 6.7;

$b$ – повна ширина перерізу елемента, см

**Примітка 1.** Гнучкості $\lambda$ і $\lambda_a$ визначаються за розрахунковою довжиною елемента $l_c$ і відстанню $l_a$ між в'язями, як для суцільних елементів.

**Примітка 2.** При розрахунковій довжині вітки $l_a$ ,що не перевищує семиразової її товщини, припускається приймати $\lambda_a = 0$.

Таблиця 6.7

| **Види в'язей** | **Величина коефіцієнта піддатливості з'єднань $\delta$ при стисканні** | |
|---|---|---|
| | **центральному** | **зі згином** |
| Сталеві нагелі<br>$d \le \frac{1}{7}t$ | $\frac{1}{5d^2}$ | $\frac{1}{2{,}5d^2}$ |
| $d > \frac{1}{7}t$ | $\frac{1.5}{dt}$ | $\frac{3}{dt}$ |
| Цвяхи та дюбелі | $\frac{1}{10d^2}$ | $\frac{1}{5d^2}$ |

У табл. 6.7 позначено:

$t$ – товщина найбільш тонкого із з'єднуваних елементів, см;

$d$ – діаметр цвяха або нагеля, см.

**6.28** При визначенні коефіцієнтів приведеної гнучкості складених елементів необхідно дотримуватися умови:

а) цвяхи та дюбелі з затисненням кінця менше $4d$ не повинні враховуватися;

б) при з'єднанні віток за допомогою шпонок або колодок слід приймати $\mu_z = 1{,}2$;

в) якщо у швах застосовуються нагелі двох діаметрів $(d_1$ і $d_2)$, то розрахункове число зрізів в'язей у шві $n$ визначається за формулою

$$n = n_1 + n_2 \frac{\delta_1}{\delta_2}, \qquad (6.10)$$

де $n_1, \delta_1$ – число зрізів і коефіцієнт піддатливості, що відповідають нагелям діаметром $d_1$;

$n_2, \delta_2$ – число зрізів і коефіцієнт піддатливості, що відповідають нагелям діаметром $d_2$.

**6.29** Коефіцієнт $\varphi$ зниження несучої здатності центрально-стиснутих елементів слід визначати в залежності від їхньої розрахункової гнучкості $\lambda$ за формулами:

$$\varphi = 1 - 0.8(\frac{\lambda}{100})^2, \qquad \text{при } \lambda \le 70, \tag{6.11}$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}, \qquad \text{при } \lambda > 70 \tag{6.12}$$

***Розрахунок елементів конструкцій***

**6.30** Розрахунок міцності і стійкості елементів дерев'яних конструкцій мостів слід виконувати згідно з формулами табл. 6.8.

Таблиця 6.8

| **Робота елемента** | **Формули для розрахунку** |
|---|---|
| Міцність за нормальним напруженням | |
| Розтягування вздовж волокон | $\frac{N_d}{A_{nt}} \le R_{dt}$ (6.13) |
| Стискання вздовж волокон | $\frac{N_d}{A_{nt}} \le R_{ds}$ (6.14) |
| Згинання в одній з головних площин | $\frac{M_d}{W_{nt}} \le R_{db}$ (6.15) |
| Косий згин | $\frac{M_{dx}}{I_x} y + \frac{M_{dy}}{I_y} x \le R_{db}$ (6.16) |
| Розтягування зі згинанням в одній із головних площин | $\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{W_{nt}} \cdot \frac{R_{dt}}{R_{db}} \le R_{dt}$ (6.17) |
| Стискання зі згином в одній із головних площин | $\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{\xi W_{nt}} \cdot \frac{R_{ds}}{R_{db}} \le R_{ds}$ (6.18) |
| Стискання (зім'яття) поперек волокон | $\frac{N_d}{A_q} \le R_{dq}$ (6.19) |
| Міцність за дотичними напруженнями | |
| Згин | $\frac{Q_d S_{br}}{I_{br} b} \le R_{dab}$ (6.20) |
| Стійкість | |
| Центральне стискання | $\frac{N_d}{A_q} \le \varphi R_{ds}$ (6.21) |

У табл. 6.8 позначено:

$N_d, M_d, Q_d$ – розрахункові значення відповідно осьового зусилля, згинального моменту, поперечної сили;

$R_{dt}, R_{ds}, R_{db}, R_{dq}$ – розрахунковий опір (індекс відповідає вигляду напруженого стану) ;

$A_{nt}, A_{br}$ – площі поперечного перерізу відповідно нетто і брутто;

$S_{br}$ – статичний момент брутто частини перерізу відносно нейтральної осі;

$W_{nt}$ – момент опору послабленого перерізу, прийнятий для складених стержнів з урахуванням коефіцієнта умов роботи згідно з 6.33;

$I_x, I_y$ – моменти інерції перерізу нетто відповідно відносно осей $x$ та $y$;

$I_{br}$ – момент інерції перерізу брутто;

$x, y$ – відстані від головних осей $x$ та $y$ до найбільш віддалених точок перерізу;

$b$ – ширина перерізу;

$\varphi$ – коефіцієнт зниження несучої здатності при перевірці стійкості центрально-стиснених елементів згідно з 6.29;

$A_q$ – площа зім'яття;

$A_d$ – розрахункова площа поперечного перерізу при перевірці стійкості, прийнята такою, що дорівнює:

$A_{br}$ – при послабленнях перерізу на 25 % і менше;

$4/3A_{nt}$ – те ж, понад 25 %;

$\xi$ – коефіцієнт, що враховує вплив додаткового моменту від нормальної сили $N_d$ при деформації елемента й визначуваний за формулою

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N_d}{R_{dc} A_{br}}, \qquad (6.22)$$

де $\lambda$ – розрахункова гнучкість елемента в площині згину.

**Примітка 1.** При несиметричних послабленнях, що виходять на крайку, центрально-стиснуті елементи необхідно розраховувати як позацентрово стиснуті.

**Примітка 2.** Розрахунок стійкості позацентрово стиснутого елемента в площині, перпендикулярній до площини згину, а також у площині згину при напруженнях $M_d / W_{br}$, що не перевищують 10 % від напружень $N_d / A_{br}$, припускається виконувати згідно з формулою (6.14) без врахування згинального моменту.

**Примітка 3.** При розрахунку стиснутих елементів із клеєштирьовими стиками послаблення перерізу отворами під штирі не враховується, якщо переріз повністю стиснутий.

**Примітка 4.** При перевірці міцності перерізу розтягнутих елементів у зоні клеєштирьового стику слід враховувати концентрацію напружень в перерізі, перемножуючи площу перерізу $A_{nt}$, на коефіцієнт умов роботи, який дорівнює 0,9.

**6.31** У складених позацентрово стиснутих елементах на прокладках розрахунок стійкості найбільш напруженої вітки при її розрахунковій довжині, що перевищує сім товщин вітки, слід робити, виходячи з умови

$$\frac{N_d}{A_{nt}} + \frac{M_d}{\xi W_{br}} \cdot \frac{R_{ds}}{R_{ab}} \le \varphi R_{dc}, \qquad (6.23)$$

де $\varphi$ – коефіцієнт зниження несучої здатності для окремої вітки;

$A_{br}, W_{br}$ – площа і момент опору брутто поперечного перерізу вітки;

$\xi$ – коефіцієнт, що визначається згідно з 6.30.

**6.32** Розрахунок елементів з колод слід виконувати з урахуванням зменшення в розмірі 1,0 см на 1 м довжини колоди.

Площа перерізу $A_{nt}$ визначається при умовному поєднанні в розглянутому перерізі всіх послаблень, розташованих на ділянці довжиною 20 см. При цьому відносне послаблення площі перерізу брутто має не перевищувати 0,4 при несиметричному і 0,5 – при симетричному послабленні.

Послаблення, створювані в стиснутих елементах нагелями, допускається враховувати без суміщення прилеглих послаблень. Послаблення стиснутих елементів, створювані цвяхами, поставленими без попереднього просвердлювання гнізд, допускається не враховувати.

За площу $A_{nt}$ слід приймати також робочу площу, що визначається в припущенні ступінчастого розриву (з урахуванням площадок сколювання між сусідніми послабленнями), якщо він дає більш несприятливі результати.

**6.33** Розрахунок міцності згинаних балок на призматичних поздовжніх шпонках (колодках) слід робити з урахуванням коефіцієнта суцільності, що дорівнює для балок:
- 0,85 – двох'ярусних;
- 0,80 – триярусних.

Прогини для зазначених складених балок, знайдені без врахування піддатливості з'єднань, мають бути збільшені на 30 %.

**6.34** Розрахунок міцності і стійкості багатошарових елементів клеєних конструкцій допускається робити без врахування піддатливості швів. Вплив піддатливості швів на прогини клеєних балок допускається враховувати збільшенням прогинів на 20 %.

**6.35** При відсутності місцевого згину і наявності накладок і прокладок у стиках поясів наскрізних ферм, виконаних із пригоном торців, припускається через торці передавати повне розрахункове зусилля, якщо стик розташований у вузлі ферми, і половину розрахункового зусилля, якщо стики розташовані поза вузлом ферми.

**6.36**. Дощату ферму допускається розраховувати як суцільну балку, у якій згинальні моменти сприймаються поясами, а поперечні сили – розкосами решітки або стінки з розподілом нарівно на всі розкоси, що перетинаються.

До площі перерізу пояса нетто слід вводити коефіцієнти, що дорівнюють:
- 1,0 – для дошки, найближчої до стінки,
- 0,8 – для наступної і 0,6 – для третьої. Прогини дощатих ферм із паралельними поясами, розраховані без врахування піддатливості з'єднань, слід збільшувати на 30 %.

Опорні стойки ферм розраховуються на передачу повного опорного тиску від елементів решітки, що примикають.

**6.37** При розрахунку ряжів слід приймати, що вони обпираються на 2/3 своїй площі. Коефіцієнт тертя по ґрунту необхідно приймати відповідно до вимог розділу 7.

**6.38** Розрахунок стійкості положення опор проти перекидання має виконуватися: відносно зрощення зовнішньої корінної палі – при опорах без бічних укосин або нахилених паль; відносно нижньої точки опори бічної укосини або нахиленої палі (у рівні нижніх горизонтальних поперечних в'язей) – при опорах з бічними укосинами і похилими палями.

***Розрахунок з'єднань***

**6.39** Розрахунок на зім'яття і сколювання з'єднань елементів, що працюють на осьові сили, слід робити без врахування роботи сталевих скріплень за формулами:

– на зминання

$$\frac{N_d}{A_q} \le m_q R_{dqp}, \qquad (6.24)$$

– на сколювання

$$\frac{N_d}{A_d} \le m_a R_{dam}, \qquad (6.25)$$

де $A_d$ – площі зім'яття і сколювання;

$m_q$ – коефіцієнт умов роботи деревини на зминання поперек волокон, прийнятий для з'єднання лежнів і насадок у з'єднаннях зі стойками або палями при експлуатації елементів конструкції вище рівня води, рівним 1,2, при стиканні з ґрунтом або при знаходженні в ґрунті – 0,85; постійно вологих та таких, що знаходяться у воді – 0,75;

$m_a$ – коефіцієнт умов роботи на сколювання, він дорівнює:

у лобових врубуваннях:
- 1,0 – при врубуваннях з одним зубом;
- 0,8 і 1,15 – відповідно по першому від торця і другому зубі при врубуваннях із двома зубами;
- в елементах, що з'єднуються на поздовжніх шпонках, – 0,7.

Сили тертя в з'єднаннях при розрахунках зім'яття і сколювання не враховуються, якщо вони не викликають додаткових напружень.

Розрахункову несучу здатність площі місцевого зім'яття деревини упоперек волокон (за виключенням лобових врубувань, гнізд та нагелів) допускається підвищувати за рахунок посилення їх металевими скріпленнями (цвяхами, дюбелями, шурупами, глухарями), які працюють спільно із зминанням деревини.

Розміщення на площадці місцевого зім'яття металевих скріплень, які працюють на вдавлення, слід виконувати згідно з вимогами табл.6.10.

Розрахунок сполучень з площадками місцевого зім'яття упоперек волокон, посилених скріпленнями, слід виконувати за формулою

$$\frac{N_d}{A_q} \le m_q R_{dqp} + \frac{n_s N_{dds}}{A_q} \qquad (6.26)$$

де $n$ - число скріплень на площині зім'яття;

$N_{dds}$ – розрахункова несуча здатність вдавлювання одного скріплення (цвяха, дюбеля, шурупа, глухаря), кН (кгс) заглибленого у деревину упоперек волокон за формулою

$$N_{dds} = 0.78(4R_{dds} \cdot d_s \cdot l_s + R_{dqp} D_s^2) \qquad (6.27)$$

де $R_{dds}$ – розрахунковий опір вдавлення на одиницю поверхні розрахункового контакту скріплення з деревиною приймається:
- для цвяхів та дюбелів незалежно від вологості деревини – 0,3 МПа (3 кгс/см$^2$);
- для гвинтового цвяха (ТУ-69-369) при повітряно-сухій деревині – 0,6 МПа (6 кгс/см$^2$);
- для шурупів, глухарів – $R_{dsm}$ відповідно до табл.6.1;
- для відповідної вологості деревини:

$d_s$ – діаметр стержні скріплення, м(см);

$l_s$ – розрахункова довжина контакту скріплення з деревиною, м(см);

$R_{dqp}$ – розрахунковий опір місцевому зім'яттю упоперек волокон, який допускається визначати відповідно до табл.6.1;

$D_s$ – діаметр шляпки скріплення, м(см).

Права частина формули (6.26) не повинна перевищувати значення $2m_q R_{dqp}$.

**6.40** Розрахунок лобових врубувань із двома зубами на сколювання слід виконувати: по площині сколювання першого від торця зуба – на зусилля, що припадають на його площу зм'яття; по площині сколювання другого від торця зуба – на повну силу.

**6.41** Розрахункова довжина сколювання $l_d$ в елементах, що з'єднуються похилими колодками, повинна прийматися такою, що дорівнює:

$$l_d = a + 0{,}5 l_a , \qquad (6.28)$$

Розпір однієї колодки $S$ для визначення зусиль у стяжних болтах слід обчислювати за формулою

$$S = \frac{3}{2} Q \frac{z}{l_a}, \tag{6.29}$$

У формулах (6.28) і (6.29) :

$Q$ – розрахункова зсувна сила на одну колодку без врахування піддатливості з'єднання;

$a$ – відстань між колодками у просвіт;

$z$ – плече сил сколювання колодки; см

$l_a$ – довжина колодки.

**6.42** В'язі в прикріпленнях поясів двотаврових дощано-цвяхових балок до суцільної перехресної стінки слід розраховувати на зсувне зусилля, що виникає між поясом і стінкою. При цьому несучу здатність цвяхів у прикріпленні слід приймати з коефіцієнтом умов роботи, таким, що дорівнює 0,8 при розрахунковій товщині стінки, яка дорівнює сумарній товщині її дощок.

Розрахункову довжину затиснення в деревині кінця цвяха допускається визначати за формулою:

$$e_\ell = 1{,}95 d \sqrt{\frac{R_y}{R_{dqs}}}, \tag{6.30}$$

де $d$ – діаметр цвяха;

$R_y$ – розрахунковий опір сталі цвяха розтягуванню та згину, границя текучості, МПа(кгс/см$^2$) відповідно до розд.4 норм;

$R_{dqs}$ – розрахунковий опір деревини зім'яттю вздовж волокон МПа (кгс/см$^2$).

При визначенні розрахункової довжини затиснення цвяха не слід враховувати загострену частину довжиною $1{,}5d$ . Крім цього, з його довжини слід відняти по 2 мм на кожен шов між елементами. При вільному виході цвяха з пакета його довжину слід зменшити на $1{,}5d$ .

**6.43** Клеєштирьові з'єднання, розташовані в стиснутих елементах і в стиснутій зоні згинаних елементів припускається розраховувати в припущенні, що 70 % зусилля передається через торці з'єднуваних елементів, а частина зусилля, що залишилася, сприймається штирями.

Клеєштирьові з'єднання, розташовані в розтягнутій зоні згинаних елементів і в розтягнутих елементах, належить розраховувати в припущенні, що зусилля, які припадають на окремі ділянки площі перерізу з'єднуваних елементів повністю сприймаються штирями; робота клейового шва між торцями елементів на розтягання не враховується.

На вплив поперечних сил зону клеєштирьового стику згинаних елементів слід розраховувати як суцільний переріз.

***Конструювання***

***Основні вимоги***

**6.44** З'єднання слід застосовувати прості з мінімальною кількістю врубувань і влаштовувати так, щоб у них не застоювалася вода.

У складених елементах для провітрювання слід передбачати зазори не менше 4 см між брусами і не менше 2 см між колодами. У конструкціях, що не допускають влаштування зазорів, повинні бути прийняті заходи проти безпосереднього зволоження атмосферними опадами. Влаштування закритих стиків (накладки з усіх боків) у надводній частині дерев'яних конструкцій не припускається. У клеєних прогонових будовах слід передбачати заходи, що перешкоджають прямому потраплянню на них сонячних променів.

**6.45** З'єднання пиломатеріалів по довжині здійснюється за допомогою зубчастих з'єднань згідно з ГОСТ 16483.10.

**6.46** Після антисептування елементів не припускається яка-небудь їхня обробка, крім свердління отворів для встановлення скріпних виробів.

Просвердлені отвори в антисептованій деревині перед встановленням скріпних виробів необхідно рясно змастити кам'яновугільною олією відповідно до ГОСТ 2770.

**6.47** Для забезпечення поперечної жорсткості прогонової будови з клеєними і дощано-цвяховими головними балками необхідно встановлювати в опорних перерізах і в прогоні через 4-6 м поперечні в'язі, а при дощано-цвяхових балках – і поздовжні в'язі в площині верхніх поясів балок.

**6.48** Головні балки прогонових будов довжиною 15 м і більше треба, як правило, установлювати на гумові опорні частини. Замість опорних частин під балками допускається укладати мауерлатні бруси з антисептованої деревини з влаштуванням прокладок з руберойду.

**6.49** Дерев'яна або залізобетонна плита проїзної частини має бути зв'язана з головними балками кріпленнями, що забезпечують передачу балкам горизонтальних зусиль.

**6.50** При конструюванні проїзної частини клеєних прогонових будов автодорожніх і міських мостів необхідно передбачати поздовжні і поперечні ухили, що забезпечують швидке стікання води з проїзної частини.

При довжині моста до 50 м і його однобічному ухилі не менше 1 %, а також при довжині моста 100 м і ухилах від середини в кожну сторону не менше 1 % водовідвід допускається забезпечувати за рахунок поздовжнього стоку води.

**6.51** Проїзна частина клеєних прогонових будов повинна захищати нижчерозташовані конструкції від потрапляння опадів і прямої сонячної радіації. Плиту проїзної частини слід влаштовувати безперервною, а на верхні пояси балок під залізобетонну плиту вкладати водонепроникні прокладки.

**6.52** Для поліпшення умов провітрювання зазор між торцями головних балок в автодорожніх і міських мостах слід призначати не менше 10 см, висоту опорних частин – не менше 5 см. Між головними балками і плитою проїзної частини повинні влаштовуватися прорізи висотою 5-6 см.

**6.53** Як покриття на клеєних мостах з дощатою плитою слід призначати потрійну поверхневу обробку або передбачати укладання шару асфальтобетону.

**6.54** У прогонових будовах з їздою поверху жорстку і скріплену з фермами проїзну частину слід використовувати як верхні в'язі.

**6.55** В згинаних елементах у перерізах з найбільшими згинальними моментами необхідно уникати послаблення підрізуваннями крайніх розтягнутих волокон. В опорних перерізах елементів за умови забезпечення міцності деревини на відрив поперек волокон, припускається підрізування не більше, ніж на 1/3 висоти елемента.

***Найменші розміри елементів і їхні допустимі гнучкості***

**6.56** У поперечному перерізі дерев'яні частини і металеві вироби повинні мати розміри не менше наведених у табл. 6.9.

Таблиця 6.9

| **Дерев'яні та металеві вироби** | **Нормований розмір поперечного перерізу** | **Не менше значення нормованого розміру перерізу для мостів** | |
|---|---|---|---|
| | | **залізничних** | **автодорожніх і міських** |
| 1. Бруси та дошки: | | | |
| для основних елементів | Велика (більша) сторона, см | 18 | 16 |
| для в'язей, стикових накладок, перил та інших додаткових елементів | Велика (більша) сторона, см | 10 | 8 |
| 2. Дошки | Товщина, см | 4 | 4*) |
| 3. Колоди в тонкому кінці: | Діаметр, см | | |
| для основних елементів | | 22 | 18**) |

| Дерев’яні та металеві вироби | Нормований розмір поперечного перерізу | Не менше значення нормованого розміру перерізу для мостів | |
|---|---|---|---|
| | | залізничних | автодорожніх і міських |
| для паль | | 22 | 22 |
| для накатника | | - | 14 |
| 4. Пластини | Радіус кола, см | 9 | 9 |
| 5. Болти: | Діаметр, мм | | |
| Робочі та стяжні | | 19 | 19 |
| Конструктивні | | 16 | 16 |
| 6. Штирі в клеєштрирьових стиках | Діаметр, мм | - | 12 |
| 7. Сталеві тяжі | Діаметр, мм | 25 | 22 |
| 8. Сталеві нагелі | Діаметр, мм | 22 | 12 |
| 9. Цвяхи та дюбелі | Діаметр, мм | 4 | 4 |
| 10. Сталеві накладки | Товщина, см | 8 | 8 |
| 11.Шайби | Товщина, см | 6 | 6 |
| 12. Зубчасті шипи | Довжина, см | - | 3,2 |

*) Товщина дощок для клеєних конструкцій після обробки не повинна перевищувати 3,3 см – для головних балок і 4,3 см – для інших елементів.

**) Колоди діаметром у тонкому кінці менше 18 см припускається застосовувати тільки для настилу проїзної частини і невідповідальних елементів (другорядних в’язей, схваток і т.д.).

**6.57** Гнучкість дерев'яних елементів у конструкціях має не перевищувати:

а) для поясів, розкосів, стійок опор і паль:

стиснутих – 100; розтягнутих – 150;

б) для в’язей:

стиснутих – 150; розтягнутих – 200.

***Стики і з'єднання***

**6.58** Стики розтягнутих і стиснутих елементів у фермах треба, як правило, розташовувати поза вузлом (у панелі), при цьому стики стиснутих елементів слід розташовувати поблизу вузлів, закріплених від випинання із площини ферми.

Стики клеєних нерозрізних балок слід розташовувати в зоні мінімальних моментів.

**6.59** З’єднувані елементи мають бути стягнуті болтами, а при необхідності – хомутами. Болти повинні мати сталеві шайби з обох кінців.

**6.60** Стики розтягнутих і розтягнуто-зігнутих поясів ферм рекомендується перекривати дерев'яними накладками на наскрізних циліндричних сталевих нагелях або виконувати клеєштирьовими.

Слід уникати застосування з'єднань із гребінчастими накладками.

Стики стиснутих елементів поясів, виконані в торець, мають бути перекриті накладками, а при необхідності посилені уклеєними сталевими штирями (клештирьовий стик).

Стики поясів дощано-цвяхових ферм слід перекривати накладками на сталевих нагелях.

**6.61** Найменші відстані між болтами, нагелями, цвяхами, штирями, дюбелями, шурупами, глухарями при їхньому рядовому розміщенню необхідно приймати відповідно до табл. 6.10.

Таблиця 6.10

| Нормовані відстані | Значення найменших нормованих відстаней, позначене в діаметрах, для: | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | болтів, скрізних нагелів | глухих нагелів | штирів | Цвяхів та дюбелів | шурупів та глухарів |
| 1. Між осями скріплення: | | | | | |
| вздовж волокон | 6,0 | 7,0 | - | 15*) або 25**) | 10,00 |
| поперек волокон | 3,0 | 3,5 | 3 | 4 | 5,00 |
| 2. Від осі крайнього скріплення до торця в елементах вздовж волокон | 6,0 | 7,0 | - | 15*) або 25**) | 10,00 |
| 3. Від осі крайнього скріплення до краю елемента поперек волокон | 2,5 | 3,0 | 2 | 4 | 3,50 |

*) При товщині елемента, що пробивається, не менше $10d$ (де $d$ – діаметр цвяха або дюбеля).

**) При товщині елемента, що пробивається, рівній $4d$ . Для елементів, що не пробиваються наскрізними цвяхами, незалежно від товщини приймається відстань між осями цвяхів уздовж волокон не менше $15d$ .

**Примітка 1.** Відстані між осями штирів у клеєштирьовому з'єднанні подано для випадку їхнього розташування уздовж волокон. При розташуванні штирів поперек волокон або під кутом до них відстань між штирями повинна призначатися, виходячи з роботи вузлового з'єднання, але бути не менше наведеної.

**Примітка 2.** Найменші відстані між цвяхами або дюбелями при проміжних значеннях товщини елемента слід визначати за інтерполяцією.

**Примітка 3.** Найменша відстань між нагелями (штирями) при довжині отворів, що просвердлюються для них і перевищують $10d$ , необхідно збільшити на 5 % від надлишкової (більше $10d$ ) довжини отвору.

**6.62** При з'єднанні на цвяхах і дубелях елементів з деревини листяних і інших твердих порід, а також у всіх випадках застосування цвяхів та дюбелів діаметром $d$ понад 6 мм повинне передбачатися попереднє розсвердлювання гнізд діаметром $0,8-0,9d$ .

**6.63** Нагелі, цвяхи, дюбелі, шурупи, глухарі не слід розташовувати по осі дощок або брусів.

Шахове розміщення просвердлених гнізд у нагельних з'єднаннях не рекомендуються.

Цвяхи в поясах ферм слід розташовувати вертикальними рядами.

**6.64** При зустрічному ненаскрізному забиванні цвяхів та дюбелів їхні кінці можуть бути перепущені один за інший на 1/3 товщини середньої дошки без збільшення відстані між цвяхами.

**6.65** Стяжні болти в стиках з нагельними з'єднаннями необхідно застосовувати, як правило, однакового діаметра з нагелями. Число болтів має бути не менше 20 % від числа нагелів і не менше чотирьох на кожну половину накладки.

**6.66** Як штирі в клеєштирьовому з'єднанні слід застосовувати гарячекатану стержневу арматуру періодичного профілю діаметром 12-26 мм зі сталі класу А-II.

Діаметри отворів під штирі слід призначати збільшеними в порівнянні з діаметрами штирів: при діаметрі штиря 12 мм – на 2 мм, 14-18 мм – на 3 мм, 20-22 мм – на 4 мм, при штирях діаметром понад 22 мм – на 5 мм.

Глибину закладення штиря в деревину рекомендується приймати такою, що дорівнює 15-20 діаметрам штиря.

**6.67** У стиснутих і розтягнутих елементах штирі слід розташовувати рівномірно по перерізу. Число штирів повинне бути не менше чотирьох.

У розтягнутій і стиснутій зонах згинаних елементів штирі необхідно розташовувати в такий спосіб, щоб кожний штир передавав зусилля з ділянки деревини, що тяжіє до нього. Число стержнів у кожній із зон повинне бути не менше чотирьох.

При числі штирів п'ять і більше штирі для запобігання концентрації напружень слід призначати різної довжини.

**6.68** Глибина врубувань і урізань у з'єднаннях повинна бути не менше: у брусах (і окантованих колодах) – 2 см, у колодах – 3 см.

Глибина врубування і урізань має бути не більше:

а) при з'єднаннях на шпонках і колодках: у брусах – 1/5 товщини бруса;

у колодах – 1/4 діаметра колоди;

б) при з'єднаннях на врубуваннях:

в опорних вузлах – 1/3 товщини елемента;

у проміжних вузлах наскрізних ферм – 1/4 товщини елемента.

Довжина площини сколювання в з'єднаннях має призначатися не менше чотирьох глибин урізання і не менше, ніж 20 см.

**6.69** З'єднання елементів на врубуваннях слід здійснювати, як правило, у вигляді лобових врубувань з одним зубом або безпосереднього лобового упора стиснутих елементів, що примикають.

У з'єднаннях на лобових врубуваннях із двома зубами глибина врубування зуба повинна перевищувати глибину першого зуба не менше, ніж на 2 см. Застосування лобових врубувань із трьома зубами не допускається. З'єднання на щокових врубуваннях не рекомендуються.

Робочу площину зім'яття, як правило, слід розташовувати перпендикулярно до осі стиснутого елемента, що примикає.

**6.70** Дерев'яні призматичні шпонки (або колодки) допускається застосовувати тільки поздовжні або нахилені, волокна яких паралельні або близькі до напрямку зсувної сили.

Відстань між шпонками (колодками) у просвіт в усіх випадках повинна бути не менше довжини шпонки (колодки). Відношення довжини шпонки $l$ до глибини урізання $a$ повинне бути не менше 5.

При об'єднанні елементів із зазором $\delta$ необхідно дотримуватись умови

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5 \qquad (6.31)$$

Проміжок $\delta$ при з'єднуванні колод діаметром $d$ похилими шпонками (колодками) має бути не більше:

$0{,}4 - 0{,}5d$ – при двох'ярусних балках;

$0{,}25d$ – при триярусних балках.

***Елементи прогонових будов і опор***

**6.71** Проїзну частину автодорожніх і міських мостів слід влаштовувати з дощато-цвяховою плитою або з подвійним дощатим настилом.

Дошки дна баластового корита і настилу під протипожежний шар щебеню залізничних мостів і елементи нижнього настилу проїзної частини автодорожніх і міських мостів слід укладати з зазорами 2-3 см.

Верхній настил проїзної частини автодорожніх і міських мостів рекомендується робити поздовжнім. Товщина дощок настилу має бути не менше 5 см.

**6.72** Бруси або колоди прогонів повинні бути зв'язані між собою і закріплені на опорах від поздовжніх і поперечних переміщень. Кінці розкидних прогонів випускають за вісь насадок опор (або опорних брусів) не менше ніж на 30 см.

Прогони під баластовим коритом залізничних мостів слід укладати з проміжками 15-20 см.

**6.73** Зусилля від поперечних балок на пояси ферм передаються центровано через подушки, що перекривають усі вітки пояса.

**6.74** У місцях лобового упора розкосів і стойок при відсутності зовнішніх з'єднань повинні бути поставлені потайні штирі, у місцях перетинання розкосів – болти і прокладки.

**6.75** Число віток сталевих тяжів у решітчастих фермах має бути не більше двох.

На кінцях тяжів необхідно передбачувати контргайки, довжина нарізки має забезпечувати можливість необхідного натягу тяжів гайками при будівництві та експлуатації.

Підгаєчники мають бути спільними для всіх тяжів одного вузла.

Стики стиснутих елементів опор (стійок, паль) слід виконувати в торець (стики одиночних паль – з постановкою штиря) і перекривати металевими накладками на болтах.

Якщо стик паль розташований вище рівня ґрунту, допускається застосування дерев'яних накладок на нагелях.

У пакетних палях стики окремих брусів або колод слід розташовувати врозбіг.

**6.81** Зрубові опори необхідно влаштовувати у випадках, якщо забивання паль неможливе.

**6.82** Ширину ряжу (уздовж моста) слід призначати не менше 1/3 його висоти і не менше 2 м. Висота ряжу призначається з запасом 5 % на осідання й усушку.

Верх ряжу має підніматися над найвищим рівнем льодоходу не менше ніж на 0,5 м і не менше ніж на 0,25 м над високим горизонтом води.

**6.83** На суходолах і ріках зі слабкою течією ряжі рекомендується влаштовувати прямокутними в плані. При швидкостях течії 1,5 м/с і більше слід застосовувати ряжі загостреної обтічної форми.

Ряжі, піддані дії льоду, слід з'єднувати з льодорізами. У цьому випадку з верхової сторони ряжа необхідно улаштовувати вертикальне різальне ребро. При сильному льодоході різальне ребро слід влаштовувати похилим відповідно до настанов 6.86.

**6.84** Між зовнішніми стінками ряжу необхідно влаштовувати поперечні і поздовжні перегородки (внутрішні стіни). Розміри сторін утворених внутрішніми стінками, мають не перевищувати 2 м.

У кутах зовнішніх стін ряжу, а також у примикання перегородок повинні встановлюватися вертикальні бруси або окантовані бруси-стиски з овальними за висотою прорізами болтів у кожному четвертому вінці. У поперечному напрямку зовнішні стіни ряжа повинні з'єднуватися сталевими тяжами, що пропускаються крізь стиски.

**6.85** Льодорізи мають бути встановлені перед кожною річковою опорою, підданою ударам на відстані від опори нагору за течією 2-8 м у залежності від швидкості течії. На ріках з могутнім льодоходом (при товщині льоду 50 см і швидкості льодоходу понад 1,5 м/с) на відстані 30-50 м від основних льодорізів, належить передбачати більш могутні аванпост льодорізи в одну лінію з опорами й основними льодорізами, але в кількості вдвічі меншій. Льодорізи мають бути завантажені каменем.

**6.86** Робоча ширина льодоріза на рівні найвищого льодоходу повинна бути не менше ширини опори, що захищається у тому ж рівні.

Ухил різального ребра льодоріза має бути не крутіше 1:1,5. Верх ножа льодоріза повинний підніматися над найвищим рівнем льодоходу не менше ніж на 1,0 м, низ ножа слід розташовувати не менше ніж на 0,75 м нижче рівня найнижчого льодоходу.

**6.87** При наявності розмивних ґрунтів належить передбачати зміцнення дна ріки навколо опор і льодорізів фашинними матрацами і кам'яним відсипанням.

# 7 Основи і фундаменти

***Загальні положення***

**7.1** Основи і фундаменти мостів і труб слід проектувати відповідно до вказівок СНиП 2.02.01, СНиП 2.02.04, СНиП П-7, ДБН В 1.1-5 з врахуванням вимог цього розділу.

**7.2** Класифікацію ґрунтів основ необхідно провадити відповідно до ГОСТ 25100.

**7.3** Значення характеристик фізичних властивостей ґрунтів, необхідні для обчислення розрахункових опорів основ під підошвою фундаментів дрібного закладення або фундаментів з опускних колодязів (за обов'язковим додатком S), слід визначати відповідно до настанов СНиП 2.02.01.

**7.4** Нормативні і розрахункові значення характеристик фізико-механічних властивостей матеріалів, що використовуються для фундаментів, повинні задовольняти вимоги розд.3, 4 і 6.

***Розрахунки***

**7.5** Основи і фундаменти мостів і труб слід розраховувати за двома групами граничних станів:

– перша група – за несучою здатністю основ, стійкістю фундаментів проти перекидання і зсуву, стійкістю фундаментів при впливі сил морозного випинання ґрунтів, міцністю і стійкістю конструкцій фундаментів;

– друга група – за деформаціями основ і фундаментів (осідання, крен, просадка, підробка, горизонтальне переміщення), тріщиностійкістю залізобетонних конструкцій фундаментів (згідно з вказівками розд. 3).

**7.6** Виважувальну дію води на ґрунти і частини споруд, розташовані нижче рівня поверхневих або підземних вод, необхідно враховувати в розрахунках за несучою здатністю основ і за стійкістю положення фундаментів, якщо фундаменти закладено в пісках, супесях і мулах. При закладенні фундаментів у суглинках, глинах та скельних ґрунтах дію води, що виважує, потрібно враховувати у випадках, якщо вона створює більш несприятливі розрахункові умови. Рівень води приймається найневигіднішим – найнижчим або найвищим.

**7.7** Для основ з нескельних ґрунтів під фундаментами дрібного закладання, що розраховуються без врахування закладення в ґрунт, положення рівнодійної розрахункових навантажень (відносно центра тяжіння площі підошви фундаментів), яке характеризується відносним ексцентриситетом, повинне бути обмежено значеннями, поданими в табл. 7.1.

Перевірку положення рівнодійної навантажень у рівні підошви фундаментів стоянів при висоті підхідного насипу понад 12 м слід виконувати з врахуванням вертикального тиску від ваги примикальної частини насипу. У цьому випадку відносний ексцентриситет убік прогону має становити не більше ніж 20 % величин, зазначених у табл. 7.1.

Якщо відносний ексцентриситет перевищує одиницю, максимальний тиск підошви фундаменту на основу треба визначати, виходячи з трикутної форми епюри, побудованої в межах стиснутої частини основи.

Таблиця 7.1

| **Розташування мостів** | **Найбільший відносний ексцентриситет $e_0^{*)}/r$ для** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **проміжних опор при дії** | | **стоянів при дії** | |
| | **тільки постійне навантаження** | **постійні та тимчасові навантаження** | **тільки постійне навантаження** | **постійні та тимчасові навантаження** |
| На залізницях загальної мережі та промислових підприємств, на відокремлених шляхах метрополітену | 0,1 | 1,0 | 0,5 | 0,6 |
| На автомобільних шляхах (включаючи шляхи промислових підприємств та внутрішньогосподарські), на вулицях та шляхах міст, селищ і сільських населених пунктів:<br>великі та середні<br>малі | 0,1 | 1,0 | 0,8 | <br>1,0<br>1,2 |

*) Ексцентриситет $e_0$ та радіус r ядра перерізу фундаменту (біля його підошви) визначають за формулою (7.1)

$$e_0 = \frac{M}{N} \text{ та } r = \frac{W}{A} \quad , \tag{7.1}$$

де *M* – момент сил, що діють відносно головної центральної осі підошви фундаменту;

*N* – рівнодійна вертикальних сил;

*W* – момент опору підошви фундаменту для менш напруженого ребра;

*А* – площа підошви фундаменту.

**7.8** Несуча здатність основи під підошвою фундаментів дрібного закладення або фундаменту з опускних колодязів при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги:

$$p \le \frac{R}{\gamma_n} \text{ та } p_{\max} \le \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} \quad (7.2),$$

де $p, p_{\max}$ – відповідно середній і максимальний тиски підошви фундаменту на основу, кПа (тс/м$^2$);

$R$ – розрахунковий опір основи з нескельних або скельних ґрунтів осьовому стиску, кПа (тс/м$^2$), що визначається відповідно до обов'язкового додатка S.

$\gamma_n$ – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, прийнятий таким, що дорівнює 1,4;

$\gamma_c$ – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює: 1,0 – при визначенні несучої здатності нескельних основ у випадках дії тимчасових навантажень № 7-9; 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескельних основ у випадках дії (крім тимчасових навантажень № 7-9) одного або декількох тимчасових навантажень № 10-5.

**7.9** У розрахунках за несучою здатністю основ фундаментів дрібного закладення і фундаментів з опускних колодязів напруження, що виникають в ґрунті під їхньою підошвою від навантажень № 10–14 (згідно з 2.1 з врахуванням відповідних коефіцієнтів сполучень згідно з 2.2, слід визначати окремо уздовж і поперек осі моста, а найбільш несприятливі з них підсумовувати з напруженнями від постійних і тимчасових вертикальних навантажень. У пальових фундаментах зусилля, що виникають у палях від зазначених вище навантажень, які діють уздовж і поперек осі моста, необхідно підсумовувати.

**7.10** У розрахунках (за ґрунтом і матеріалом) конструкцій пальових фундаментів і фундаментів з опускних колодязів (за винятком розрахунків несучої здатності основ) за розрахункову поверхню ґрунту треба приймати: для фундаментів стоянів – природну поверхню ґрунту; для фундаментів проміжних опор – поверхню ґрунту коло опор на рівні зрізання (планування) або місцевого розмиву при розрахунковій і найбільшій витратах.

Для стоянів і берегових проміжних опор з пальовими фундаментами, ростверки яких розташовано над ґрунтом, а палі занурено крізь відсипану або намиту частину насипу, розрахункову поверхню ґрунту припускається приймати з урахуванням закладення паль у цій частині насипу.

**7.11** Несучу здатність одиночної палі при дії осьового стискального зусилля або висмикувального зусилля слід визначати згідно з СНиП Н-2.02.03 та за результатами польових випробувань паль.

**7.12** Несучу здатність основ в рівні низу паль потрібно перевіряти як для умовного фундаменту відповідно до обов'язкового додатка V.

Зазначена перевірка не потрібна для:

– однорядних фундаментів у будь-яких ґрунтових умовах;

– багаторядних пальових фундаментів, палі яких працюють як стійки (при їхньому обпиранні на скельні ґрунти, великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем, глинисті ґрунти твердої консистенції).

**7.13** Якщо під несучим шаром ґрунту, що сприймає тиск підошви або фундаменту нижніх кінців паль, залягає шар менш міцного немерзлого або розморожуваного вічномерзлого ґрунту, необхідно перевірити несучу здатність цього шару відповідно до обов'язкового додатка W.

**7.14** Розрахунок стійкості фундаментів неглибокого закладення на немерзлих або розморожуваних вічномерзлих ґрунтах проти перекидання або плоского зсуву (ковзання) необхідно виконувати згідно з розд. 1, прийнявши в розрахунку на зсув такі значення коефіцієнтів тертя кладки об поверхню:

| | |
|---|---|
| а) скельних ґрунтів з поверхнею, що змилюються, (глинисті вапняки, сланці і т.п.) і глин: | |
| – у вологому стані | 0,25 |
| – у сухому стані | 0,30 |
| б) суглинків і супесей | 0,30 |
| в) пісків | 0,40 |
| г) гравійних і галечникових ґрунтів | 0,50 |
| д) скельних ґрунтів з незмилюваною поверхнею | 0,60 |

**7.15** Розрахунок стійкості фундаментів на немерзлих або розморожуваних вічномерзлих ґрунтах проти глибокого зсуву (зсуву разом із ґрунтом за найбільш несприятливою поверхнею ковзання) слід виконувати для проміжних опор, розташованих на косогорах, і для устоїв при насипах висотою завбільшки 12 м – у всіх випадках, при насипах висотою від 6 до 12 м – у випадках розташування в основі фундаментів шару немерзлого або розморожуваного глинистого ґрунту або прошарку водонасиченого піску, що підстилається глинистим ґрунтом.

**7.16** Осідання і крен фундаментів неглибокого закладення слід розраховувати на немерзлих ґрунтах згідно зі СНиП 2.02.01, на вічномерзлих ґрунтах – відповідно до СНиП 2.02.04.

У розрахунку осадки устоїв при висоті насипу більше 12 м необхідно враховувати додатковий вертикальний тиск на основу від ваги примикальної частини підхідного насипу, визначуваної відповідно до обов'язкового додатка Y.

**7.17** Осідання фундаменту з паль або з опускного колодязя слід визначати відповідно до вказівок 7.16, розглядаючи такий фундамент як умовний у формі прямокутного паралелепіпеда з розмірами, прийнятими відповідно до обов'язкового додатка V.

Осідання пальового фундаменту допускається приймати таким, що дорівнює осіданню одиночної палі за даними статичних випробувань її в тих же ґрунтах при дотриманні однієї з таких умов:

а) палі працюють як стойки;

б) число поздовжніх рядів паль не більш трьох.

**7.18** При визначенні осідань фундаментів згідно з 7.16 і 7.17 за розрахункову поверхню ґрунту припускається приймати його природну поверхню (без врахування зрізання або можливості розмиву).

Осідання фундаментів допускається не визначати:

- при обпиранні фундаментів на скельні, великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем і тверді глини – для всіх мостів;
- при обпиранні фундаментів на інші ґрунти – для мостів зовні статично визначуваних систем з прогонами до 55 м на залізницях і до 105 м – на автомобільних дорогах.

**7.19** Напруження в бетоні ростверку від тиску торця палі, як правило, не повинне перевищувати розрахунковий опір бетону ростверку за нормами для осьового стискання в розрахунках міцності.

Якщо напруження перевищує розрахунковий опір бетону ростверку, слід застосувати бетон більш високого класу або передбачити укладання арматурних сіток зі стержнів діаметром 12 мм над кожною палею (однієї сітки, якщо напруження перевищують розрахунковий опір бетону ростверку до 20 % або двох сіток, якщо напруження перевищують розрахунковий опір бетону на 20-30 %).

***Конструювання***

**7.20** Фундаменти мостів і труб слід закладати в ґрунт на глибині, визначеній розрахунками несучої здатності основ і фундаментів згідно 7.5 – 7.18 і прийнятої не менше значень згідно з вимогами СНиП 2.02.01 і СНиП 2.02.04 для фундаментів неглибокого закладення, СНиП 2.02.03 і СНиП 2.02.04 для паль і ростверків. Мінімальні відстані між палями в плані слід призначати згідно з СНиП 2.02.03 і СНиП 2.02.04.

У межах водотоків фундаменти мостів повинні бути закладені в ґрунт нижче рівня місцевого розмиву, визначуваного відповідно до настанов 1.25 – 1.30 при розрахунковій і найбільшій витратах води, на глибині, необхідній з розрахунку на дію відповідно розрахункового граничного і експлуатаційного навантажень.

**7.21** Розміри в плані ростверку пальових фундаментів слід приймати, виходячи з відстаней між осями паль згідно з СНиП 2.02.03 з врахуванням установлених СНиП 3.02.01 допусків на точність заглиблення паль у ґрунт, а також з необхідності забезпечення між палями і вертикальними гранями ростверку відстані у просвіт не менше 25 см, при палях-оболонках діаметром понад 2 м – не менше 10 см.

Тампонажний шар бетону, покладеного підводним способом, забороняється використовувати як робочу (несучу) частину ростверку.

**7.22** Палі мають бути закладені в ростверк (вище шару бетону, покладеного підводним способом) на довжину, визначену розрахунком і прийняту не менше половини периметра призматичних паль, і 1,2 м – для паль діаметром 0,6 м і більше.

Допускається закладення паль у ростверку за допомогою випусків стержнів поздовжньої арматури довжиною, визначуваною розрахунком, але не менше 30 діаметрів стержнів при арматурі

періодичного профілю і 40 діаметрів стержнів при гладкій арматурі. При цьому палі повинні бути заведені в ростверк не менше, ніж на 10 см.

**7.23** Залізобетонний ростверк необхідно армувати з розрахунку відповідно до настанов розд. 3.

Бетонний ростверк слід армувати конструктивно в його нижній частині (у проміжках між палями). Площу поперечного перерізу стержнів арматури уздовж і поперек осі моста необхідно приймати не менше 10 $см^2$ на 1 м ростверку.

**7.24** Міцність розчину, застосовуваного для закладення паль або паль-стовпів у свердловинах, пробурених у скельних ґрунтах, має бути не нижче 9,8 МПа (100 $кгс/см^2$), в інших ґрунтах не нижче 4,9 МПа (50 $кгс/см^2$).

**7.25** На обрізі фундаменту при його розташуванні в межах коливань рівнів води і льоду слід передбачати влаштування фаски розміром не менше за 0,3 х 0,3 м, а фундаменту надавати обтічну форму.

**7.26** При необхідності влаштування уступів фундаменту їхні розміри належить обґрунтовувати розрахунком, а поверхні, що з'єднують внутрішні ребра уступів бетонного фундаменту, мають не відхилятися від вертикалі на кут, більший, ніж 30°.

Нахил до вертикалі бічних граней опускного колодязя (або відношення сумарної ширини уступів колодязя до глибини закладення), як правило, не повинний перевищувати 1:20. Нахил більше зазначеного допускається за умови вживання заходів, що забезпечують занурення колодязів із заданою точністю.

# Додаток А
# (обов'язковий)
# Перелік нормативних документів, на які є посилання в даних нормах

| | |
|---|---|
| ДБН А.2.2-1-2003 | Проектування. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. |
| ДБН А.2.2-3-2004 | Проектування. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва. |
| ДБН В.1.2-14:2018 | Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд<br>***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДБН В.2.3-4-2000 | Споруди транспорту. Автомобільні дороги. |
| ДБН В.2.3-5-2001 | Споруди транспорту Вулиці та дороги населених пунктів |
| ДБН В.2.3-6-2002 | Споруди транспорту. Мости і труби. Обстеження і випробування. |
| ДБН В.2.3-7-2003 | Споруди транспорту. Метрополітени. |
| ДБН В.2.6-98:2009 | Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення<br>***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДБН 360-92* | Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень. |
| ДБН 362-92 | Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будинків і споруд, що експлуатуються. |
| СНиП 2.01.01-82 | ***(Вилучено, Зміна № 1)*** |
| СНиП 2.01.14-83 | Определение расчетных гидрологических характеристик. (Визначення розрахункових гідрологічних характеристик) |
| СНиП 2.02.01-83 | Основания зданий и сооружений. (Основи будівель та споруд) |
| СНиП 2.02.03-85 | Свайные фундаменты (Палеві фундаменти) |
| СНиП 2.05.03-84* | Мосты и трубы (Мости та труби) |
| СНиП 2.05.06-85 | Магистральные трубопроводы (Магістральні трубопроводи) |
| СНиП 2.06.04-82* | Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения. (Волновые, ледовые и от судов) (Навантаження та впливи на гідротехнічні споруди. (Хвильові, льодові та від судин)) |
| СНиП 2.03.01-84* | ***(Вилучено, Зміна № 1)*** |
| СНиП 2.03.11-85 | Защита строительных конструкций от коррозии (Захист будівельних конструкцій від корозії) |
| СНиП 3.03.01-87 | Несущие и ограждающие конструкции (Несні та огороджуючі конструкції) |
| СНиП 3.04.03-85 | Защита строительных конструкций от коррозии. |
| СНиП 3.06.04-91 | Мосты и трубы (Мости та труби) |
| СНиП II-3-79** | Строительная теплотехника (Будівельна теплотехніка) |
| СНиП II-12-77 | Защита от шума (Захист від шуму) |
| СНиП II-23-81* | Стальные конструкции (Стальні конструкції) |
| СНиП II-39-76 | Железные дороги колеи 1520 мм. (Залізні дороги колії 1520 мм) |

| | |
|---|---|
| СНиП III- 39-76 | Трамвайные пути (Трамвайні шляхи) |
| СНиП III-41-76 | Контактные сети электрифицированного транспорта (Контактні мережі електрифікованого транспорту) |
| ДСТУ 2587-94 | Розмітка дорожня. Технічні вимоги. Методи контролю. Правила застосування. |
| ДСТУ 3760:2019 (зі змінами № 1, № 2) | Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови ***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДСТУ 4100-2002 | Знаки дорожні. Загальні технічні умови. Правила користування. |
| ДСТУ 9130:2021 | Прокат гарячекатаний з арматурної сталі для залізобетонних конструкцій. Технічні умови ***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 | Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія ***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДСТУ Б.В.2.3-1-95 | Споруди транспорту. Габарити підмостові судоходних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах. Норми і технічні умови. |
| ДСТУ Б.В.2.7-101-2000 (ГОСТ 30547-97) | Будівельні матеріали. Матеріали рулонні покрівельні та гідроізоляційні. Загальні технічні умови. |
| ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 | Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT) ***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ДСТУ EN 10080:2009 | Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь. Загальні технічні умови(EN 10080:2005, IDT) ***(Долучено, Зміна № 1)*** |
| ГОСТ 535-88 | Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия (Прокат сортовий та фасонний з вуглецевої сталі звичайної якості. Загальні технічні умови) |
| ГОСТ 2601-84* | Сварка металлов. Термины и определения основных понятий. |
| ГОСТ 5264-80* | Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры (Ручна дугова зварка. З'єднання зварні. Основні типи, конструктивні елементи та розміри |
| ГОСТ 6665-91 | Камни бетонные и железобетонные бортовые. Технические условия. (Каміння бетонне та залізобетонне бортове. Технічні умови) |
| ГОСТ 6713-91 | Прокат низколегированный конструкционный для мостостроения. Технические условия (Прокат низколегований конструкційний для мостобудівництва. Технічні умови) |
| ГОСТ 8713-79* | Сварка под флюсом. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры (Зварка під флюсом. З'єднання зварні. Основні типи. Конструктивні елементи та розміри) |
| ГОСТ 9238-83 | Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520(1524) мм (Габарити наближення будівель та рухомого складу залізних шляхів колії 1520 (1524) мм) |
| ГОСТ 9720-76 | Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 750 мм (Габарити наближення будівель та рухомого складу залізних шляхів колії 750 мм) |
| ГОСТ 10922-90 | ***(Вилучено, Зміна № 1)*** |
| ГОСТ 11533-75* | Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка под флюсом. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные элементы и размеры (Автоматична та напівавтоматична дугова зварка під флюсом. З'єднання зварні під гострими та тупими кутами. Основні типи, конструктивні елементи та розміри) |

| | |
|---|---|
| ГОСТ 14098-91 | ***(Вилучено, Зміна № 1)*** |
| ГОСТ 14637-89<br>(ИСО 4995-78) | Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия (Прокат товстолистовий з вуглицевої сталі звичайної якості. Технічні умови) |
| ГОСТ 19281-89<br>(ИСО 4950-2-81)<br>(ИСО 4950-3-81)<br>(ИСО 4951:1979)<br>(ИСО 4995-78)<br>(ИСО 4996:1978)<br>(ИСО 5952-83) | Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия (Прокат з сталі підвищеної міцності. Загальні технічні умови) |
| ГОСТ 19804-91 | Сваи железобетонные. Технические условия (Палі задізобетонні. Технічні умови) |
| ГОСТ 20054-82 | Трубы бетонные и железобетонные. Технические условия (Труби бетонні безнапірні. Технічні умови) |
| ГОСТ 22000-86 | Трубы бетонные и железобетонные. Типы и основные параметры. (Туби бетонні та залізобетонні. Типи та основні розміри) |
| ГОСТ 23903-79* | Пути водные внутренние и их навигационное оборудование. Термины и определения (Шляхи водні внутрішні та їх навігаційне обладнання. Терміни та визначення) |
| ГОСТ 24451-80 | Тоннели автодорожные. Габариты приближения строений и оборудования (Тунелі автодорожні. Габарити наближення будівель та обладнання) |
| ГОСТ 24547-81 | Звенья железобетонные водопропускных труб под насыпи автомобильных и железных дорог. Общие технические условия (Ланки залізобетонні водопропускних труб під насипи автомобільних та залізних доріг. Загальні технічні умови) |
| ГОСТ 25945-98 | Материалы и изделия полимерные строительные герметизирующие нетвердеющие. Методы испытаний (Матеріали та вироби полімерні будівельні герметизуючі нетвердіючі. Методи випробувань) |
| ГОСТ 26047-83 | Конструкции строительные стальне. Условные обозначения (марки) (Конструкції будівельні стальні. Умовні позначення (марки)) |
| ГОСТ 26433.2-94 | Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений (Система забезпечення точності геометричних параметрів в будівництві. Правила виконання вимірів параметрів будівель та споруд) |
| ГОСТ 26600-98 | Знаки навигационные. Внутренних судоходных путей. Общие технические условия (Знаки навігаційні внутрішніх судохідних шляхів. Загальні технічні умови) |
| ГОСТ 26815-86 | Конструкции железобетонные подпорных стен. Технические условия (Конструкції залізобетонні підпірних стін. Технічні умови) |
| ГОСТ 27751-88 | Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету (Надійність будівельних конструкцій та основ. Основні положення з розрахунку)) |
| ГОСТ 27772-88 | Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия (Прокат для будівельних стальних конструкцій. Загальні технічні умови) |
| ГОСТ 28100-89 | Защита от шума в строительстве. Глушители шума. Методы определения акустических характеристик (Захист від шуму в будівництві. Глушники шуму. методи визначення акустичних характеристик) |
| ГОСТ 29273-92<br>(ИСО 581-80) | Свариваемость. Определение (Заврювання. Визначення) |

# Додаток Б
# (обов'язковий)

## Терміни та визначення

| | |
|---|---|
| **Агресивне середовище** | Середовище, під впливом якого змінюються властивості та структура матеріалів, що призводить до постійного зниження міцності та руйнування конструкції. Агресивність середовища оцінюється наявністю вуглекислого газу, сульфатів та рівнем pH |
| **Біоперехід** | Спеціальна транспортна споруда у вигляді моста або труби, що призначена для проходу диких або домашніх тварин |
| **Витривалість** | Спроможність конструкції або її елемента витримувати циклічні навантаження без втрати несучої здатності |
| **Віадук** | Транспортна споруда, що перетинає ущелину або іншу природну западину |
| **Втомленість** | Зниження фізико-механічних властивостей матеріалу конструкції внаслідок дії циклічних навантажень |
| **Габарит наближення конструкції** | Контур, всередині якого не можуть бути розміщені елементи споруди або її пристрої |
| **Габарит проїзду** | Ширина мостового полотна, призначена для розміщення на ній проїзної частини та смуг безпеки |
| **Габарит транспорту** | Контур, за межі якого не може виступати жоден елемент транспортного засобу |
| **Граничні стани** | Стани, за межами яких споруда або її елемент не задовольняє вимоги експлуатації |
| **Граничні стани I групи** | Стани, що призводять до повної непридатності до експлуатації конструкцій, основ або втрати несучої спроможності споруди в цілому |
| **Граничні стани II групи** | Стани, що заважають нормальній експлуатації споруди або зменшують її довговічність порівняно з проектним терміном служби |
| **Довговічність** | Здатність елементу або споруди в цілому зберігати протягом певного часу роботоспроможний стан при встановленій системі технічного обслуговування. Довговічність визначається в роках |
| **Естакада** | Багатопрольотна споруда, що зводиться замість насипу або для використання підестакодного простору для різних цілей |
| **Коефіцієнт динамічний** | Безвимірний коефіцієнт, який враховує динамічний ефект впливу тимчасових рухомих навантажень. Вводиться до нормативних зусиль з метою отримання розрахункових |
| **Коефіцієнт надійності за відповідальністю** | Безвимірний коефіцієнт, більший або менший одиниці, залежно від відповідальності споруди. Вводиться до нормативних зусиль з метою отримання розрахункових зусиль |
| **Коефіцієнт надійності за матеріалом** | Безвимірний коефіцієнт, який вводиться до нормативних властивостей матеріалу, щоб мати низькі, із заданою ймовірністю розрахункові значення |
| **Коефіцієнт надійності за навантаженням** | Безрозмірний коефіцієнт, який вводиться до нормативних навантажень, щоб розрахункові значення викликали несприятливий ефект із заданою ймовірністю |
| **Корозієстійкість** | Здатність матеріалу опиратися корозійному впливу агресивного середовища |
| **Міст** | Транспортна споруда, призначена для пропуску через перешкоди потоків залізничного, автомобільного транспорту, пішоходів, потягів, метрополітену та комунікацій різного призначення |

| | |
|---|---|
| **Морозостійкість** | Здатність зберігати фізико-механічні властивості матеріалу при багаторазовому заморожуванні та розморожуванні. Характеризується маркою за морозостійкістю – кількістю циклів заморожування-розморожування без зниження міцності більше, ніж на 15% |
| **Мостовий перехід** | Назва комплексу споруд, що складається з моста, підходів до нього та регуляційних споруд |
| **Довговічність моста** | Здатність моста зберігати роботоспроможність в дискретних станах 1, 2, 3 та 4 при встановленій системі технічного обслуговування (визначається в роках) |
| **Надійність** | Здатність моста виконувати задані функції в певних умовах експлуатації, зберігаючи протягом встановленого часу нормативні експлуатаційні показники. Надійність визначається ймовірністю того, що не буде досягнуто жодного з розрахункових граничних станів. |
| **Несуча здатність перерізу** | Здатність перерізу елемента (конструкції) сприймати граничне зусилля |
| **Реконструкція** | Комплекс будівельно-монтажних робіт, спрямованих на відновлення і перебудову моста з наданням йому потрібних експлуатаційних характеристик. Роботи виконуються за відповідними проектами силами спеціалізованих будівельних організацій |
| **Ремонт** | Комплекс будівельно-монтажних робіт, спрямованих на відновлення проектних параметрів моста |
| **Характеристика безпеки** | Параметр, більший від одиниці, математично зв'язаний із надійністю. Так надійності $P = 0,9998$ відповідає характеристика безпеки $\beta = 3,8$ |

**Додаток В**
**(обов'язковий)**
**Габарити наближення конструкцій мостів на автомобільних дорогах загального користування і вулицях населених пунктів**

*( Додаток В вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

**Додаток Д**
**(обов'язковий)**
**Коефіцієнт $\eta$ для тимчасових навантажень та впливів при їх комбінаціях**

*( Додаток Д вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

**Додаток Ж**
**(обов'язковий)**
**Методика визначення рівнодійної нормативного горизонтального (бічного) тиску ґрунту від власної ваги на опори мостів**

*( Додаток Ж вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

**Додаток К**
**(обов'язковий)**
**Методика визначення коефіцієнта вертикального тиску ґрунту при розрахунку ланок (секцій) труб**

*( Додаток К вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

**Додаток Л**
**(обов'язковий)**
**Нормативне тимчасове вертикальне навантаження СК від залізничного рухомого складу і правила завантаження ним ліній впливу**

*( Додаток Л вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

**Додаток М**
**(довідковий)**
**Визначення загального розмиву в руслі**

*( Додаток М вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )*

# Додаток Н
# (довідковий)

## Еквівалентні навантаження від поодинокого важкого навантаження НК-80

Таблиця 1

| Довжина завантаження $\lambda$, м | Еквівалентні навантаження, кН/м, (тс/м) при різних розташуваннях вершин трикутних ліній впливу | |
|---|---|---|
| | НК-80 | |
| | в середині та чверті | на кінці |
| 4 | 176,50 (18,00) | 215,7 (22,00) |
| 5 | 163,20 (16,64) | 200,8 (20,48) |
| 6 | 156,90 (16,00) | 183,1 (18,67) |
| 7 | 147,30 (15,02) | 166,6 (16,99) |
| 8 | 137,30 (14,00) | 152,0 (15,50) |
| 9 | 127,90 (13,04) | 139,5 (14,22) |
| 10 | 119,20 (12,16) | 128,7 (13,12) |
| 11 | 111,50 (11,37) | 119,3 (12,17) |
| 12 | 104,60 (10,67) | 111,1 (11,33) |
| 13 | 98,46 (10,04) | 104,0 (10,60) |
| 14 | 92,87 (9,47) | 97,7 (9,96) |
| 15 | 87,87 (8,96) | 92,1 (9,39) |
| 16 | 83,36 (8,50) | 87,1 (8,88) |
| 18 | 75,51 (7,70) | 78,4 (8,00) |
| 20 | 69,04 (7,04) | 71,4 (7,28) |
| 22 | 63,55 (6,48) | 65,5 (6,68) |
| 24 | 58,84 (6,00) | 60,5 (6,17) |
| 26 | 54,82 (5,59) | 56,2 (5,73) |
| 28 | 51,19 (5,22) | 52,5 (5,35) |
| 30 | 48,15 (4,91) | 49,1 (5,01) |
| 32 | 45,31 (4,62) | 46,3 (4,72) |
| 36 | 40,70 (4,15) | 41,4 (4,22) |
| 40 | 36,87 (3,76) | 37,5 (3,82) |
| 50 | 29,91 (3,05) | 30,2 (3,08) |
| 60 | 25,11 (2,56) | 25,4 (2,59) |
| 70 | 21,67 (2,21) | 21,9 (2,23) |
| 80 | 19,02 (1,94) | 19,2 (1,96) |

**Примітка.** Еквівалентні навантаження, кН/м, обчислені за формулою:

для колісного навантаження НК-80:

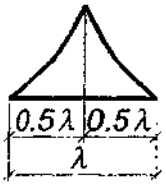
а) при $0 \le \alpha \le 0{,}25$

$$\nu = \frac{1569}{\lambda}\left(\lambda - \frac{1{,}8}{1-\alpha}\right);$$

б) при $0{,}25 \le \alpha \le 0{,}50$

$$\nu = \frac{1569}{\lambda}\left[\lambda - \frac{0{,}6}{1-\alpha} - \frac{0{,}3}{\alpha(1-\alpha)}\right];$$

Таблиця 2

| **Довжина завантаження** | **Еквівалентні навантаження, кН/м, (тс/м), для криволінійних ліній впливу (з різними коефіцієнтами викривлення Ψ*) для навантажень** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **НК-80** | | **НК-80** | |
| | **Ψ=0,75–0,85** | **Ψ=1,05–1,25** | **Ψ=1,30–1,50** | **Ψ=1,1–1,2**   |
| 4 | 159 (16,2) | 182 (18,6) | 190 (19,4) | 225 (22,9) |
| 5 | 158 (16,1) | 170 (17,3) | 175 (17,8) | 210 (21,4) |
| 6 | 157 (16,0) | 162 (16,5) | 171 (17,4) | 191 (19,5) |
| 7 | 145 (14,8) | 153 (15,6) | 165 (16,8) | 177 (18,1) |
| 8 | 130 (13,3) | 144 (14,7) | 158 (16,1) | 163 (16,6) |
| 9 | 121 (12,3) | 135 (13,8) | 150 (15,3) | 151 (15,4) |
| 10 | 112 (11,4) | 127 (13,0) | 140 (14,3) | 140 (14,3) |
| 12 | 97 (9,9) | 110 (11,2) | 127 (12,9) | 123 (12,5) |
| 14 | 85 (8,7) | 101 (10,3) | 114 (11,6) | 109 (11,1) |
| 16 | 75 (7,6) | 92 (9,4) | 104 (10,6) | 97 (9,9) |
| 18 | 67 (6,8) | 83 (8,5) | 95 (9,7) | 87 (8,9) |
| 20 | 61 (6,2) | 76 (7,8) | 88 (9,0) | 81 (8,3) |
| 22 | 56 (5,2) | 70 (7,1) | 81 (8,3) | 74 (7,5) |
| 24 | 51 (5,2) | 66 (6,7) | 76 (7,7) | 69 (7,0) |
| 26 | 47 (4,8) | 62 (6,3) | 71 (7,2) | 64 (6,5) |
| 28 | 44 (4,5) | 58 (5,9) | 67 (6,8) | 60 (6,1) |
| 30 | 41 (4,2) | 54 (5,5) | 64 (6,5) | 56 (5,7) |
| 32 | 38 (3,9) | 52 (5,3) | 60 (6,1) | 53 (5,4) |
| 36 | 34 (3,5) | 46 (4,7) | 54 (5,5) | 47 (4,8) |
| 40 | 31 (3,2) | 42 (4,3) | 49 (5,0) | 43 (4,4) |

*) Клефіцієнт викривлення Ψ дорівнює відношенню площі лінії впливу яку роздивляємось до площі трикутної лінії впливу при однакових довжинах та найбільших ординатах.

Для проміжних значень Ψ слід визначати інтерполяцією.

Таблиця 3 – Еквівалентні навантаження від поодиноких автомобілів, що стоять або рухаються, навантаження АБ

| **Довжина завантаження $\lambda$, м** | **Еквівалентні навантаження від навантаження АБ при різних положеннях вершин трикутних ліній впливу, кН/м (тс/м)** | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | АБ-51 | | | АБ-74 | | | АБ-151 | | |
| | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 |
| А. Поодинокий автомобіль | | | | | | | | | |
| 4 | 166,7(17,00) | 166,7(17,00) | 177,1(18,06) | 245,2(25,00) | 245,2(25,00) | 245,2(25,00) | 495,2(50,50) | 495,2(50,50) | 495,2(50,50) |
| 5 | 133,4(13,60) | 137,8(14,05) | 153,4(15,64) | 196,1(20,00) | 196,1(20,00) | 211,2(21,54) | 396,2(40,40) | 396,2(40,40) | 415,8(42,40) |
| 6 | 111,1(11,33) | 123,5(12,59) | 134,3(13,69) | 163,5(16,67) | 168,7(17,20) | 187,0(19,07) | 330,2(33,67) | 330,2(33,67) | 371,0(37,83) |
| 7 | 95,2(9,71) | 111,1(11,33) | 119,1(12,14) | 140,1(14,29) | 153,6(15,66) | 167,0(17,03) | 283,0(28,86) | 303,0(30,90) | 333,0(33,96) |
| 8 | 88,6(9,03) | 100,7(10,27) | 106,8(10,89) | 122,6(12,50) | 140,2(14,30) | 150,5(15,35) | 247,6(25,25) | 278,3(28,38) | 301,3(30,72) |
| 9 | 82,4(8,40) | 91,9(9,37) | 97,6(9,86) | 112,5(11,47) | 128,8(13,13) | 136,9(13,96) | 220,1(22,44) | 256,4(26,15) | 274,6(28,00) |
| 10 | 76,7(7,82) | 84,4(8,61) | 88,4(9,01) | 105,6(10,77) | 118,8(12,11) | 125,3(12,78) | 207,9(21,20) | 237,3(24,20) | 252,0(25,70) |
| 12 | 67,2(6,85) | 72,6(7,40) | 75,2(7,67) | 93,5(9,53) | 102,7(10,47) | 107,2(10,93) | 185,5(18,92) | 205,9(21,00) | 216,1(22,04) |
| 15 | 56,3(5,74) | 59,7(6,09) | 61,5(6,27) | 79,2(8,08) | 85,0(8,67) | 88,0(8,97) | 158,2(16,13) | 171,3(17,47) | 177,8(18,13) |
| 18 | 48,3(4,93) | 50,8(5,18) | 52,0(5,30) | 68,4(6,98) | 72,5(7,39) | 74,5(7,60) | 137,3(14,00) | 146,4(14,93) | 150,9(15,39) |
| 24 | 37,7(3,84) | 38,9(3,97) | 39,6(4,04) | 53,6(5,47) | 55,9(5,70) | 57,1(5,82) | 108,1(11,02) | 113,2(11,54) | 115,7(11,80) |
| 30 | 30,8(3,14) | 31,6(3,22) | 32,1(3,27) | 44,0(4,49) | 45,4(4,63) | 46,2(4,71) | 88,9(9,07) | 92,2(9,40) | 93,8(9,57) |
| 33 | 28,1(2,87) | 28,8(2,94) | 29,2(2,98) | 40,3(4,11) | 41,6(4,24) | 42,2(4,30) | 81,7(8,33) | 84,3(8,60) | 85,7(8,74) |
| 36 | 26,0(2,65) | 26,6(2,71) | 26,9(2,74) | 37,3(3,80) | 38,2(3,90) | 38,8(3,96) | 75,4(7,69) | 77,8(7,93) | 78,8(8,04) |
| 48 | 19,8(2,02) | 20,2(2,06) | 20,3(2,07) | 28,5(2,91) | 29,1(2,97) | 29,4(3,00) | 57,9(5,90) | 59,1(6,03) | 59,8(6,10) |
| 66 | 14,6(1,49) | 14,8(1,51) | 14,9(1,52) | 21,1(2,15) | 21,4(2,18) | 21,6(2,20) | 42,9(4,37) | 43,5(4,44) | 43,8(4,47) |

| **Б. Колона автомобілів, що стоять** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 |
| 10 | 76,7(7,82) | 84,4(8,61) | 88,4(9,01) | 105,6(10,77) | 118,8(12,11) | 125,3(12,78) | 207,9(21,20) | 237,3(24,20) | 252,0(25,70) |
| 12 | 67,2(6,85) | 72,6(7,40) | 77,6(7,91) | 93,5(9,53) | 102,7(10,47) | 107,2(10,93) | 185,5(18,92) | 205,9(21,0) | 216,1(22,04) |
| 15 | 56,3(5,74) | 59,7(6,09) | 71,9(7,33) | 79,2(8,08) | 85,0(8,67) | 100,2(10,22) | 158,2(16,13) | 171,3(17,47) | 182,2(18,58) |
| 18 | 50,4(5,14) | 56,3(5,74) | 68,5(6,98) | 71,3(7,27) | 77,8(7,93) | 94,4(9,63) | 137,3(14,00) | 146,4(14,93) | 172,3(17,57) |
| 24 | 44,6(4,55) | 51,3(5,23) | 60,5(6,17) | 60,1(6,13) | 70,8(7,22) | 83,4(8,50) | 114,9(11,72) | 129,3(13,18) | 156,9(16,00) |
| 30 | 46,3(4,72) | 47,7(4,86) | 57,8(5,89) | 63,5(6,48) | 66,3(6,76) | 79,5(8,11) | 102,0(10,40) | 120,7(12,31) | 142,1(14,49) |
| 33 | 46,6(4,75) | 47,3(4,82) | 56,0(5,71) | 63,3(6,45) | 64,5(6,58) | 77,8(7,93) | 107,9(11,00) | 116,4(11,87) | 139,3(14,20) |
| 36 | 46,1(4,70) | 46,7(4,76) | 54,0(5,51) | 63,3(6,45) | 64,2(6,55) | 75,4(7,69) | 108,9(11,11) | 113,8(11,60) | 137,2(13,99) |
| 48 | 41,6(4,24) | 41,9(4,27) | 46,0(4,69) | 58,3(5,94) | 58,8(6,00) | 65,1(6,64) | 106,7(10,88) | 108,0(11,01) | 123,5(12,59) |
| 66 | 34,3(3,50) | 34,5(3,52) | 36,8(3,75) | 48,8(4,98) | 49,1(5,01) | 52,5(5,35) | 93,2(9,50) | 93,8(9,57) | 102,0(10,40) |

| **В. Колона автомобілів, які рухаються** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 | $\alpha$=0,5 | $\alpha$=0,25 | $\alpha$=0 |
| 18 | 48,3(4,93) | 50,8(5,18) | 52,0(5,30) | 68,4(6,98) | 72,5(7,39) | 74,5(7,60) | 137,3(14,00) | 146,4(14,93) | 151,0(15,40) |
| 24 | 37,7(3,84) | 38,9(3,97) | 40,2(4,10) | 53,6(5,47) | 55,9(5,70) | 57,1(5,82) | 108,1(11,02) | 113,2(11,54) | 115,8(11,81) |
| 30 | 30,8(3,14) | 31,6(3,22) | 38,0(3,87) | 44,0(4,49) | 45,4(4,63) | 53,3(5,44) | 88,9(9,07) | 92,3(9,41) | 93,8(9,57) |
| 33 | 28,1(2,87) | 29,9(3,05) | 36,9(3,76) | 40,3(4,11) | 42,3(4,31) | 52,1(5,31) | 81,7(8,33) | 84,4(8,61) | 90,2(9,20) |
| 36 | 26,0(2,65) | 29,0(2,96) | 35,6(3,63) | 37,3(3,80) | 41,1(4,19) | 50,5(5,15) | 75,4(7,69) | 77,8(7,93) | 88,1(8,98) |
| 48 | 21,6(2,20) | 26,8(2,73) | 30,8(3,14) | 30,2(3,08) | 37,9(3,86) | 43,5(4,44) | 57,9(5,90) | 66,2(6,75) | 80,3(8,19) |
| 66 | 23,3(2,38) | 23,5(2,40) | 28,4(2,90) | 32,9(3,35) | 33,1(3,38) | 40,4(4,12) | 50,5(5,15) | 59,4(6,06) | 69,3(7,07) |
| **Примітка**. Проміжні значення еквівалентних навантажень необхідно визначати за інтерполяцією. | | | | | | | | | |

**Додаток П**
**(обов'язковий)**
**Методика визначення горизонтального (бічного) тиску ґрунту на берегові опори (фундаменти) від транспортних засобів залізниць і автомобільних доріг**
***( Додаток П вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

**Додаток Р**
**(обов'язковий)**
**Аеродинамічні коефіцієнти**
***( Додаток Р вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

**Додаток С**
**(ов'язковий)**
**Льодове навантаження**
***( Додаток С вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

# Додаток Т
# (обов'язковий)

## Втрати попереднього напруження арматури

| Фактор, що викликає втрати попереднього напруження | Величини втрат попереднього напруження, МПа |
|---|---|
| 1. Релаксація напруження арматури: | |
| а) при механічному способі напруження арматури:<br><br>дротяної<br><br>стержневої<br><br>б) при електротермічному та електротермомеханічному способах напруження стержневої арматури | $\left(0{,}22\frac{\sigma_\rho}{R_{\rho,ser}}-0{,}1\right)\sigma_\rho$<br><br>$0{,}1\sigma_\rho - 20$<br><br>$0{,}03\sigma_\rho$<br><br>Тут $\sigma_\rho$ приймається без урахування втрат, МПа. Якщо обчислені втрати від релаксації напружень виявляються від'ємними, їх слід приймати рівними нулю |
| 2. Температурна різниця при натягуванні на упори (різниця між температурою напруженої арматури в зоні нагрівання і пристрою, що сприймає зусилля напруження під час прогрівання бетону). | Для бетонів класів В20-В40 –1,25$\Delta t$;<br><br>класу В45 і вище – 1,0 $\Delta t$;<br><br>де $\Delta t$ – різниця між температурою арматури, що нагрівається, і нерухомих упорів ( поза зоною нагрівання), на які передаються натяжні зусилля, С°.<br><br>Розрахункове значення $\Delta t$ за відсутності точних даних слід приймати рівними 65С°.<br><br>Втрати від температурного перепаду не враховуються, якщо температура стенду дорівнює температурі арматури, що нагрівається, або якщо в процесі термообробки здійснюється натягування напружуваної арматури на величину, яка компенсує втрати від температурного перепаду |

| | |
|---|---|
| 3. Деформація анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв при натягуванні<br>а) на упори | $$\frac{\Delta\ell}{\ell}\mathrm{E}_p,$$<br>де $\Delta l$ – обтиснення спресованих шайб, зминання сформованих голівок і т.п., що приймається рівним 2 мм на кожен анкер |
| б) на бетон | $$\frac{\Delta\ell_1+\Delta\ell_2}{\ell}\mathrm{E}_p$$<br>де $\Delta l_1$ – обтиснення шайб під анкерами і зминання бетону під шайбами, що дорівнює 0,5 мм на кожен контакт між шайбами, але не менше 2 мм на кожен анкер, за який виконується натягнення<br>$\Delta l_2$ – деформація арматурного елемента відносно анкера, допускається: для анкера стаканного типу, в якому дроти закріплюються сплавом, бетоном, за допомогою металевого конуса або сформованих голівок дротів – 2 мм на анкер; для напружених хомутів – 1 мм на анкер; для конусних анкерів пучків з арматурних канатів класу К-7 – 8 мм на анкер; для стержневих хомутів зі щільно закрученими гайками з шайбами або парних коротких відрізків арматури – загальну величину втрат усіх типів у таких хомутах допускається враховувати в розмірі 98 МПа (1000 кгс/см$^2$);<br>$l$ – довжина арматурного елемента, що натягується, мм;<br>$E_\rho$ – модуль пружності напружуваної арматури |
| 4. Тертя арматури :<br>а) об стінки закритих і відкритих каналів при натягуванні арматури на бетон | $$\sigma_p\left(1-\frac{1}{e^{\omega\chi+\delta\theta}}\right),$$<br>де $\sigma_p$ – приймається без урахування втрат;<br>$e$ – основа натуральних логарифмів;<br>$\omega,\delta$ – коефіцієнти, що визначаються відповідно до табл.2 даного додатку;<br>$\chi$ – довжина ділянки від натяжного пристрою до розрахункового перерізу, м;<br>$\theta$ – сумарний кут повороту осі арматури, рад; |
| б) об огинальний пристрій | $$\sigma_p\left(1-\frac{1}{e^{\delta\theta}}\right),$$<br>де $\sigma_p$ – приймається без урахування втрат;<br>$e$ – основа натуральних логарифмів;<br>$\delta$ – коефіцієнт, що приймається рівним 0,25;<br>$\theta$ – сумарний кут повороту осі арматури, рад; |

<table>
<tr>
<td>5. Деформація сталевої форми при виготовленні попередньо напружених залізобетонних конструкцій з натягуванням на упори</td>
<td>$$\eta \frac{\Delta \ell}{\ell} E_S,$$<br>де $\eta$ – коефіцієнт, який при натягуванні арматури за допомогою домкрату визначається за формулою;<br>$$\eta = \frac{n-1}{2n};$$<br>$\Delta l$ – зближення упорів на лінії дії зусилля попереднього напруження, що визначається з розрахунку деформації форми;<br>$l$ – відстань між зовнішніми гранями упорів;<br>$n$ – число груп арматурних елементів, які натягуються не одночасно;<br>$E_s$ – модуль пружності сталі форм.<br>За відсутністю даних про технологію виготовлення і конструкції форм втрати від деформації форм необхідно приймати такими, що дорівнюють 30 МПа.</td>
</tr>
<tr>
<td>6. Повзучість, що швидко натікає при натягуванні на упори для бетону:<br>а) природного твердіння<br><br><br><br><br><br><br>б) підданого тепловій обробці</td>
<td>$$40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} при \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0{,}8;$$<br>$$32 + 94\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}8\right) при \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \rangle 0{,}8,$$<br>де $\sigma_{bp}$ – на рівні центрів тяжіння відповідної поздовжньої арматури з урахуванням втрат згідно з поз. 1-5 даної таблиці<br>Втрати вираховуються за формулами поз. 6а даної таблиці з наступним множенням отриманого результату на коефіцієнт, що дорівнює 0,85</td>
</tr>
<tr>
<td>7. Усадка бетону при натягуванні:<br><br>а) на упори:<br>бетон природного твердіння<br>бетон з тепловою обробкою<br>б) на бетон незалежно від умов твердіння</td>
<td>
<table>
<tr><td colspan="3">Бетон класів за міцністю на стиснення</td></tr>
<tr><td>В35 і нижче</td><td>В40</td><td>В45 і вище</td></tr>
<tr><td>40</td><td>50</td><td>60</td></tr>
<tr><td>35</td><td>40</td><td>50</td></tr>
<tr><td>30</td><td>35</td><td>40</td></tr>
</table>
</td>
</tr>
</table>

| | |
|---|---|
| 8. Повзучість бетону | $150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0{,}75;$<br>$300\alpha(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}375)$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0{,}75;$<br>де $\sigma_{bp}$ – те ж саме, що і в поз. 6 даної таблиці, але з урахуванням втрат за поз. 1-6;<br>$R_{bp}$ – передатна міцність (див. 3.31);<br>$\alpha$ – коефіцієнт, що дорівнює для бетону:<br>природного твердіння 1,0;<br>підданого тепловій обробці при атмосферному тиску – 0,85; |
| 9.Зминання під витками спіральної або кільцевої арматури, яка намотується на бетон (при діаметрі конструкції $d_{ext}$ до 3 м) | $70 - 0{,}22d_{ext}$ |
| 10. Деформація обтискання стиків між блоками для конструкцій, які складаються з блоків | $\frac{n\Delta\ell}{\ell} E_s,$<br>де n – число швів конструкції і оснастки по довжині арматури, що натягується;<br>$\Delta l$ - обтискання стику, що дорівнює для стиків:<br>заповнених бетоном, – 0,3мм ;<br>клеєних після твердіння клею – 0,0;<br>$l$ - довжина арматури, що натягується, мм.<br>Припускається визначення деформації стиків на основі дослідних даних. |

Таблиця 2

| **Поверхня каналу** | **Коефіцієнти для визначення втрат від тертя арматури (див.поз.4 табл.1)** | | |
|---|---|---|---|
| | $\omega$ | $\delta$ при арматурі у вигляді | |
| | | **Пучків з високоміцного дроту, арматурних канатів класу К-7, сталевих канатів та гладких стержнів** | **Стержнів періодичного профілю** |
| Гладка металева | 0,003 | 0,35 | 0,40 |
| Бетонна, утворена за допомогою жорсткого каналоутворювача ( або поліетиленових труб) | 0,005 | 0,55 | 0,65 |
| Гофрована поліетиленова | 0,20 | 0,20 | - |

Таблиця 3.

| **Показник** | **Величини нормативних деформацій повзучості бетону $c_n$ і усадки $\varepsilon_{sn}$ для бетону класів за міцністю на стискування** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **B20** | **B22,5** | **B25** | **B27,5** | **B30** | **B35** | **B40** | **B45** | **B50** | **B55** | **B60** |
| $c_n \cdot 10^6$,МПа$^{-1}$ | 115 | 107 | 100 | 92 | 84 | 75 | 67 | 55*) | 50*) | 41**) | 39**) |
| $c_n \cdot 10^6$,кгс$^{-1}$/см$^2$ | 11,3 | 10,9 | 10,2 | 9,4 | 8,6 | 7,7 | 6,8 | 5,6*) | 5,1*) | 4,2**) | 4,0**) |
| $\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$, | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 365*) | 330*) | 315**) | 300**) |
| *) При осіданні конуса 1-2 см<br>**) При жорсткості суміші 35-30 с. | | | | | | | | | | | |

**Примітка 1.** При визначенні $c_n$ і $\varepsilon_{sn}$ класи бетону мають відповідати передаточній міцності бетону $R_{bp}$ (див. 3.31).

**Примітка 2.** Для бетону, підданого теплозволожувальній обробці, значення $c_n$ і $\varepsilon_{sn}$ слід зменшити на 10%.

**Примітка 3.** Зазначені в таблиці 3 величини $c_n$ і $\varepsilon_{sn}$ рекомендується уточнювати на підставі фактичних показників або нових вірогідних досліджень.

# Додаток У
# (обов'язковий)

## Розрахунок жорстких ланок круглих залізобетонних труб

Жорсткі ланки круглих залізобетонних труб допускається розраховувати на згинальні моменти (без врахування нормальних і поперечних сил), розрахункові значення яких належить визначати за формулою

$$M=r^2_d\ p(1-\mu)\delta,$$

де $r_d$ — середній радіус ланки, м;

$p$ – розрахунковий тиск на ланку, що дорівнює:

- для залізничних труб – $1,3(p_{vp}+p_{vk})$;
- для автодорожніх труб – $1,3\ p_{vp}+1,2p_{vk}$

$p_{vp}$ – нормативний вертикальний тиск ґрунту насипу, приймається згідно з 2.6;

$p_{vk}$ – нормативний вертикальний тиск від тимчасового вертикального навантаження, приймається згідно з 2.23;

$$\mu=tg^2(45^0-\varphi_n/2),$$

Тут $\varphi_n$ – нормативний кут внутрішнього тертя ґрунту засипання;

$\delta$ – коефіцієнт, прийнятий у залежності від умов обпирання ланки на фундамент або ґрунтову (профільовану) ущільнену подушку відповідно до таблиці 1.

Таблиця 1

| Ланка | Умова обпирання | Коефіцієнт δ |
|---|---|---|
| Кругла | На ґрунтову (профільовану) при $a \geq 90°$ | 0,25 |
| | На фундамент (бетонний, залізобетонний) через бетонну подушку при $\alpha \geq 120°$ | 0,22 |
| Кругла з плоскою п'ятою | На фундамент (бетонний, залізобетонний) або на ґрунтову ущільнену подушку | 0,22 |

# Додаток Ф
# (обов'язковий)

# Визначення жорсткості перерізів залізобетонних елементів для розрахунку прогинів та кутів повороту з урахуванням повзучості бетону

**1** Жорсткість перерізу попередньо напруженого елементу (суцільного по довжині) при тривалому впливі зусилля попереднього напруження $B_p$ або постійного навантаження $B_q^*$, прикладених у моменти часу $t_i$ рекомендується визначати за формулою:

$$B^* = \frac{kE_b I_{red}}{1+\varphi^*_{\lim,i}}, \tag{1}$$

де $E_b I_{red}$ – жорсткість приведеного суцільного перерізу елемента;

*k* – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону при короткочасній дії навантаження і дорівнює 0,85;

$\varphi^*_{\lim,i} = c_{lim,i} E_{bi}$ – приведена величина граничної характеристики повзучості бетону.

При визначенні прогинів і кутів повороту від дії тимчасового навантаження або короткочасної дії постійного навантаження (у тому числі короткочасного вигину від зусиль попереднього напруження) у формулі (1) значення $\varphi^*_{\lim,i}$ слід приймати рівним нулю, а жорсткість B* замінити на *B.*

**2** Величини $\varphi^*_{\lim,i}$ рекомендується обчислювати за формулами

при визначенні жорсткості $B_p^*$,

$$\varphi^*_{\lim,i} = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p}; \tag{2}$$

при визначенні жорсткості $B_g^*$

$$\varphi^*_{\lim,i} = \frac{\varphi_{ti}\left(1+\rho n_1 \mu_p\right) + \Phi_{ti}\left(\rho - 1\right)\left(\rho n_1 \mu_p\right)^{-1}}{\rho\left(1+n_1\mu_p\right)}, \tag{3}$$

де $\Phi_{ti}$ — функція, що враховує вплив попереднього напруження (обтиснення) бетону при постійному навантаженні на граничну (при $t\to\infty$) величину зміни попереднього напруження арматури (див. п. 3).

**3** Визначення компонентів для обчислення приведеної характеристики повзучості бетону $\varphi^*_{\lim,i}$

$\Phi_{ti}$ – функція, що враховує вплив попереднього напруження (обтиснення) бетону при постійному навантаженні на граничну (при $t\to\infty$) величину зміни попереднього напруження арматури і визначається за формулою

$$\Phi_{ti} = \frac{1{,}5\alpha}{1{,}6+\alpha} + \frac{\alpha\left(\sigma_{bi}/R_{b,ser}\right)^3}{(1+\alpha+\beta)^3}, \tag{4}$$

де $\alpha=\xi\varphi_{ti}$; $\beta=125\varphi_{ti}\dfrac{R_{b,ser}}{E_b}$; $\xi = \dfrac{\rho n_1 \mu_p}{1+\rho n_1 \mu_p}$;

$\rho = 1 + \dfrac{A_b}{I_b} y^2$ – характеристика бетонної частини перерізу;

$A_b$, $I_b$ – площа і момент інерції бетонної частини перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу;

$y$ – відстань від центра ваги бетонної частини перерізу до центра ваги напружуваної арматури;

$n_1$ – відношення модулів пружності арматури і бетону (розд. 3);

$\mu_p = \frac{A_p}{A_b}$ – коефіцієнт армування напружуваної арматурою (при площі поперечного перерізу $A_s \geq 0{,}2A_p$ належить приймати $\mu_p = \frac{A_s + A_p}{A_b}$);

$R_{b,ser}$ $E_b$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску (розд. 3) при розрахунку граничного стану другої групи і значення модуля пружності бетону, МПа, згідно з розд.3 (до початку даної стадії), що відповідає передатній міцності бетону $R_{bp}$;

$\frac{\sigma_{bi}}{R_{b,ser}}$ – відносний рівень напруження в бетоні на початку даної стадії $\Delta$t;

$\varphi_{ti}=c_{ti}E_b$ – характеристика лінійної повзучості бетону, що проявилася протягом певної стадії (за час $\Delta$t);

$c_{ti}$ – питома деформація повзучості бетону, що відповідає заданому періоду витримування при навантаженні, яку рекомендується визначати за формулами:

при $\Delta t \leq a_m$

$$c_{ti} = \frac{c_{\lim,i}}{2}\left(\frac{\Delta t}{a_m}\right)^{1/2}; \quad (5)$$

при $\Delta t > a_m$

$$c_{ti} = c_{\lim,i}\,\frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}; \quad (6)$$

де $\Delta t$ – час, відлічуваний з моменту прикладення навантаження до моменту перевірки, доба;

$a_m$ – параметр, що характеризує швидкість розвитку в часі деформації повзучості бетону і приймається згідно з табл. 1.

Таблиця 1

| Приведені характеристики поперечного перерізу елемента, см (відношення площі перерізу елементу до його периметру) | 2,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 12,5 | 15,0 | 20,0 і більше |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Параметри, що характеризують швидкість розвитку деформації повзучості $a_m$, діб | 55 | 80 | 110 | 135 | 165 | 190 | 250 |

Таблиця 2

| **Умови роботи конструкції** | **Характеристика умов роботи конструкції і числові значення відповідних коефіцієнтів** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Передатна міцність бетону на стиск в долях від проектного класу бетону** | - | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 і більше |
| Коефіцієнт $\xi_1$ | - | 1,70 | 1,60 | 1,40 | 1,25 | 1,15 | 1,00 |
| **Вік бетону, діб.** | 3 і менше | 7 | 28 | 60 | 90 | 180 | 360 і більше |
| Коефіцієнт $\xi_2$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 |
| Приведені характеристики поперечного перерізу елемента ( див. табл. 1 ), см | 2,5 | 5,0 | 7,5 | 10,0 | 12,5 | 15,0 | 20,0 і більше |
| Коефіцієнт $\xi_3$ | 1,0 | 0,85 | 0,76 | 0,72 | 0,69 | 0,67 | 0,64 |
| Відносна вологість середовища *, % | 40 і менше | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| Коефіцієнт $\xi_4$ | 1,33 | 1,25 | 1,15 | 1,00 | 0,85 | 0,70 | 0,51 |
| * Вологість приймається як середня відносна вологість повітря найбільш спекотного місяця згідно зі СНиП 2.01.01. Для масивних елементів ($a_m \geq 20$см) значення $\xi_4$ приймається рівним 0,55. Для типових конструкцій припускається приймати $\xi_4$ =1. | | | | | | | |

$c_{lim,i}$ - граничні величини питомих деформацій повзучості бетону:

$$c_{lim,i} = c_n \, \xi_1 \, \xi_2 \, \xi_3 \, \xi_4 \qquad (7)$$

де $c_n$ – нормативне значення деформації повзучості бетону, приймане відповідно до обов'язкового додатку Т; $\xi_i$ – коефіцієнти, наведено в табл. 2.

**Додаток Х**
**(обов'язковий)**
**Коефіцієнти умов роботи канатів**
*( Додаток Х вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток Ц**
**(обов'язковий)**
**Коефіцієнти для розрахунку стійкості стержнів та балок**
*( Додаток Ц вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток Ю**
**(обов'язковий)**
**Розрахунок стійкості полиць та стінок елементів, підкріплених ребрами жорсткості**
*( Додаток Ю вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток Я**
**(обов'язковий)**
**Коефіцієнти для розрахунку на витривалість**
**Ефективні коефіцієнти концентрації напружень β для розрахунку сталевих конструкцій мостів на витривалість**
*( Додаток Я вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток D**
**(інформаційний)**
**Оцінка витривалості сталевих конструкцій**
*( Додаток D вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток F**
**(обов'язковий)**
**Розрахунок міцності та стійкості ортотропної плити проїзної частини**
*( Додаток F вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)*
**Додаток G**
**(обов'язковий)**
**Враховування повзучості, віброповзучості бетону та обтиснення поперечних швів у сталезалізобетонних конструкціях**
*(Додаток G вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)*
**Додаток L**
**(обов'язковий)**
**Визначення напружень у сталевозалізобетонних балках від усадки бетону і температурних впливів**
*(Додаток L вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)*
**Додаток N**
**(обов'язковий)**
**Розподіл зсувних зусиль по шву об'єднання залізобетонної плити і сталевої конструкції в складних випадках впливів**
*(Додаток N вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції*
**Додаток Q**
**(обов'язковий)**
**Розрахунки міцності об'єднання залізобетонуі сталі гнучкими упорами й анкерами**
*(Додаток Q вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції*
**Додаток Ψ**
**(довідковий)**
**Проектування елементів за критерієм надійності**
*( Додаток Ψ вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484)*

# Додаток R
# (обов'язковий)

## Розрахунки міцності об'єднання залізобетону і сталі високоміцними болтами, що обтискають залізобетон

**1** Зусилля натягу високоміцного болта належить визначати за формулою

$$N_{hb}=N_{hb,n}-\Delta N, \quad (1)$$

де $N_{hb,n}$ – контрольоване зусилля натягу болта;

$\Delta N$ - втрати зусиль натягу від усадки і повзучості бетону плити і шару розчину під плитою.

При конструкції болтового об'єднання за кресленням втрати припускається вираховувати за формулою

$$\Delta N=N_{hb,n}\ (0.23 -0.0025t), \quad (2)$$

де $t \le 50$ см – сумарна товщина плити і шару розчину по осі отвору.

**2** У фрикційному з'єднанні залізобетонної плити зі сталевим поясом (через шар цементно-піщаного розчину або при безпосередньому контакті) за умови очищення пояса зсувне зусилля, що припадає на один високоміцний болт, має відповідати умові

$$S_h \le \frac{1}{k} f N_{hb}, \quad (3)$$

$N_{h,b}$ – зусилля натягу високоміцного болта, приймається згідно з п. 1; $k$ = 1,3 – коефіцієнт безпеки;

$f$ - коефіцієнт тертя, що приймається:

0,60 – при омонолічуванні шва цементно-піщаним розчином або при плиті з монолітного залізобетону;

0,45 – при безпосередньому контакті збірного залізобетону зі сталлю.

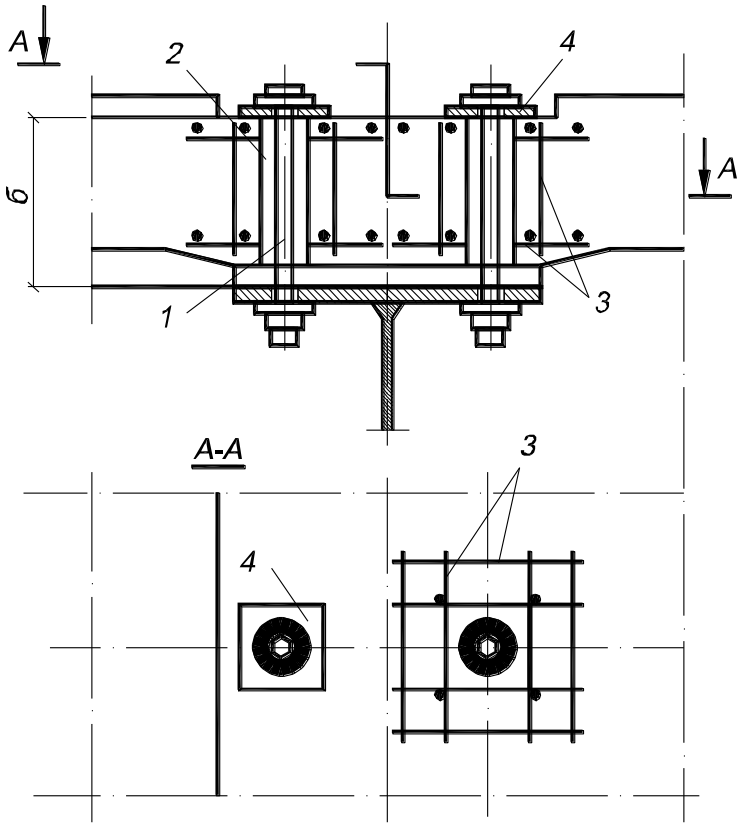



**Рисунок –** Конструкція болтового з'єднання

1 - високоміцний болт діаметром 22 або 24 мм; 2 - отвір в бетоні діаметром 50 мм;
3 - арматурний каркас зі стержнів періодичного профілю діаметром 10 мм;
4 - розподільна прокладка розмірами 100х100х16 для болтів 22 мм та 100х100х20 для болтів 24 мм

# Додаток S
# (обов'язковий)

## Розрахунковий опір ґрунтів основи осьовому стиску

**1** Розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску *R,* кПа (тс/м$^2$), під підошвою фундаменту мілкого закладання або фундаменту як опускного колодязя слід визначати за формулою

$$R = 1{,}7\ \{R_o\ [1+k_1(b-2)] + k_2\ \gamma(d-3)\}\ , \qquad (1)$$

де $R_0$ – умовний опір ґрунту, кПа (тс/м$^2$), приймається відповідно до табл. 1 – 3;

*b* – ширина (менша сторона або діаметр) підошви фундаменту, м; при ширині більше, ніж 6 м приймається *b* = 6 м;

*d* – глибина заглиблення фундаменту, м, приймається згідно з п.2;

$\gamma$ – усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від підошви фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води; припускається приймати

$\gamma$=19,62 кН/м$^3$ (2 тс/м$^3$);

$k_1$, $k_2$- коефіцієнти,які приймаються відповідно до табл. 4.

Величину умовного опору $R_0$ для твердого супіску, суглинку і глини ($I_L$ < 0) слід визначати за формулою

$$R_0=1{,}5R_{nc}$$

і приймати, кПа (тс/м$^2$): для супіску – не більше ніж 981 (100); для суглинку – 1962 (200); для глини – 2943 (300),

де $R_{nc}$ – границя міцності при одноосьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

Розрахунковий опір осьовому стиску основ з невивітрилих скельних ґрунтів *R*, кПа(тс/м$^2$), слід визначати за формулою

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}\ ,$$

де $\gamma_g$ – коефіцієнт надійності ґрунту, що дорівнює 1,4;

$R_c$- границя міцності при осьовому стиску зразків скельного ґрунту, кПа (тс/м$^2$).

Якщо основи складаються з однорідних по глибині слабо вивітрілих, вивітрілих або дуже вивітрілих скельних ґрунтів, їх розрахунковий опір осьовому стиску слід визначати, користуючись результатами статичних випробувань ґрунтів за допомогою штампу. За відсутності таких результатів припускається приймати значення *R* для слабо вивітрілих і вивітрілих скельних ґрунтів – згідно з формулою (2), приймаючи значення $R_c$ з понижувальним коефіцієнтом, що дорівнює відповідно 0,6 і 0,3; для вивітрілих скельних ґрунтів – згідно з формулою (1) і табл. 3 як для великоуламкових ґрунтів.

**2** При визначенні розрахункового опору основ з нескельних ґрунтів згідно з формулою (1) заглиблення (d) фундаменту мілкого закладання або фундаменту як опускного колодязя необхідно приймати:

а) для проміжних опор мостів – від поверхні ґрунту біля опори на рівні зрізання в межах контуру фундаменту, а в руслі ріки – від дна водостоку біля опори після заглиблення його рівня на величину загального і половини місцевого розмиву ґрунту при розрахунковій витраті води (див. 1.9.2; 1.9.3);

б) для обсипних стоянів – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині висоти конуса насипу біля передньої грані фундаменту по осі моста;

в) для труб замкненого контуру – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині мінімальної висоти насипу біля певної ланки труби;

г) для труб незамкненого контуру – від низу лотка або обрізу фундаменту.

**3** Розрахунковий опір, вирахуваний згідно з формулою (1) для глини або суглинку, в основах фундаментів мостів, розташованих у межах постійних водостоків, необхідно підвищувати на величину, що дорівнює 14,7$d_w$, кПа (1,5 $d_w$, тс/м$^2$), де $d_w$ – глибина води, м, від найнижчого рівня межені до рівня, що приймається згідно з 2а.

Таблиця 1

| Ґрунт | Коефіцієнт пористості *e* | Умовний опір $R_0$ пилувато-глинистих (просадних) ґрунтів основи, КПа (тс/м$^2$), залежно від показника текучості $I_L$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **0** | **0,1** | **0,2** | **0,3** | **0,4** | **0,5** | **0,6** |
| Супісок при $I_p \leq 5$ | 0,5 | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 0,7 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |
| Суглинок при $10 \leq I_p \leq 15$ | 0,5 | 392(40) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) |
| | 0,7 | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 1,0 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |
| Глина при $I_p \geq 20$ | 0,5 | 588(60) | 441(45) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) |
| | 0,6 | 490(50) | 343(35) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) |
| | 0,8 | 392(40) | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - |
| | 1,1 | 294(30) | 245(25) | 196(20) | 147(15) | 98(10) | - | - |

**Примітка 1**. Для проміжних значень $I_L$ та *e* величина $R_0$ вираховується інтерполяцією.

**Примітка 2**. При величині пластичності $I_p$ в межах 5 – 10 та 15 – 20 слід приймати значення $R_0$, наведене в табл.1 для супіску, суглинку та глини.

Таблиця 2

| Піщані ґрунти і їхня вологість | Умовний опір $R_0$ піщаних ґрунтів середньої щільності в основах, кПа(тс/м$^2$) |
|---|---|
| Гравійні і крупні піщані, незалежно від їхньої вологості | 343(35) |
| Середньої крупності: | |
| маловологі | 294(30) |
| вологі і насичені водою | 245(25) |
| Дрібні: | |
| маловологі | 196(20) |
| вологі і насичені водою | 147(15) |
| Пилуваті: | |
| маловологі | 196(20) |
| вологі | 147(15) |
| насичені водою | 98(10) |

**Примітка.** Для щільних пісків наведені значення $R_0$ необхідно збільшувати на 100%, якщо їхню щільність визначено статичним зондуванням, і на 60%, якщо їхню щільність визначено за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.

Таблиця 3

| **Ґрунт** | **Умовний опір $R_0$ великоуламкових ґрунтів в основах, кПа(тс/м$^2$)** |
|---|---|
| Гальковий (щебеневий) | |
| з уламків порід: | |
| кристалічних | 1470(150) |
| осадових | 980(100) |
| Гравійний (дресвяний) з уламків порід | |
| кристалічних | 785(80) |
| осадових | 490(50) |

**Примітка.** Наведені в табл. 3 умовні опори $R_0$ подано для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем. Якщо у великоуламковому ґрунті міститься понад 40 % глинистого заповнювача, то значення $R_0$ для такого ґрунту мають прийматися відповідно до табл. 1 в залежності від $I_p$, $I_L$ та $e$ заповнювача.

Таблиця 4

| **Ґрунт** | **Коефіцієнти** | |
|---|---|---|
| | $k_1$, м$^{-1}$ | $k_2$ |
| Гравій, галька, пісок гравійний крупний і середньої крупності | 0,10 | 3,0 |
| Пісок дрібний | 0,08 | 2,5 |
| Пісок пилуватий, супісок | 0,06 | 2,0 |
| Суглинок і глина тверді і напівтверді | 0,04 | 2,0 |
| Суглинок і глина тугопластичні і м'якопластичні | 0,02 | 1,5 |

# Додаток V
# (обов'язковий)

## Методика перевірки несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль або опускного колодязя як умовного фундаменту мілкого закладання

Умовний фундамент слід приймати у формі прямокутного паралелепіпеда. Його розміри для пальового фундаменту з заглибленим у ґрунт ростверком необхідно визначати за рис. 1 і 2, з розташованим над ґрунтом ростверком – згідно з рис. 3 і 4, для фундаменту з опускного колодязя – згідно з рис. 5.

Наведене на рис. 1-5 середнє значення розрахункових кутів тертя ґрунтів $\varphi_m$, прорізаних палями, слід визначати за формулою

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d} \tag{1}$$

де $\varphi_i$ – розрахунковий кут внутрішнього тертя і-го шару або ґрунту, розташованого в межах глибини занурення паль у ґрунт;

$h_i$ – товщина цього шару, м;

$d$ – глибина занурення паль у ґрунт від його розрахункової поверхні, м, положення якої слід приймати відповідно до вказівок 7.10.

Несучу здатність основи умовного фундаменту перевіряють згідно з 7.8, при цьому середній $p$, кПа(тс/м$^2$), і максимальний $p_{max}$, кПа(тс/м$^2$), тиск на ґрунт у перерізі 3 – 4 по підошві умовного фундаменту (див. рис. 1-5), що підлягають перевірці, слід визначати за формулами:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c} \ , \tag{2}$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c(\frac{k}{c_b} d_1^{\,4} + 3a_c^3)}, \tag{3}$$

де $N_c$ – нормальна складова тиску умовного фундаменту на ґрунт основи, кН (тс), обчислювана з урахуванням ваги ґрунтового масиву 1-2-3-4 разом з ростверком в ньому і палями або опускним колодязем;

$F_h$, $M_c$ – відповідно горизонтальна складова зовнішнього навантаження, кН (тс), і її момент відносно головної осі горизонтального перерізу умовного фундаменту в рівні розрахункової поверхні ґрунту, кНм (тсм), що приймається згідно з вказівками 7.10;

$d_1$ – глибина закладення умовного фундаменту відносно розрахункової поверхні ґрунту, м (див. рис. 1-5) ;

$a_c$, $b_c$ – розміри в плані умовного фундаменту в напрямку, рівнобіжному площині дії навантаження і перпендикулярному їй, м;

$k$ – коефіцієнт пропорційності, що визначає наростання з глибиною коефіцієнта постілі ґрунту, розташованого вище підошви фундаменту, приймається відповідно до таблиці.

$c_b$, – коефіцієнт постілі ґрунту в рівні підошви умовного фундаменту, кН/м$^3$ (тс/м$^3$), обумовлений формулами:

при $d_1 \le 10$ м $c_b = 10k$, кН/м$^3$ (тс/м$^3$);

при $d_1 > 10$ м $c_b = kd_1$.

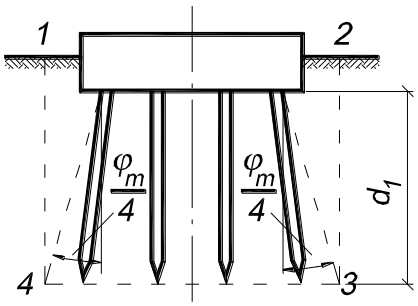



**Рисунок 1 –** Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунті при куті нахилу паль менше, ніж $\varphi_m / 4$

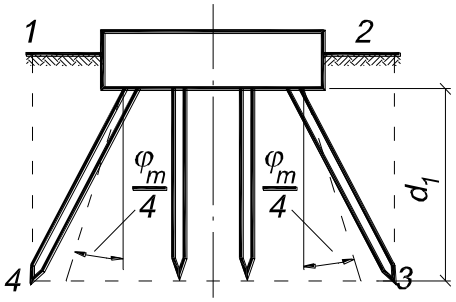



**Рисунок 2 –** Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунті при куті нахилу паль, більше ніж $\varphi_m / 4$

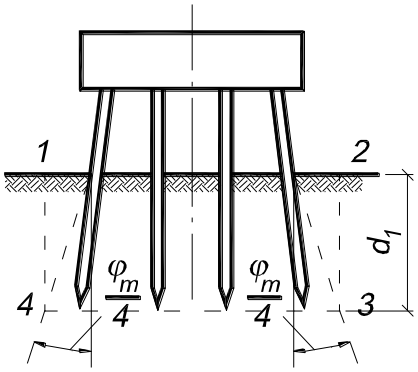



**Рисунок 3 –** Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу, паль менше ніж $\varphi_m / 4$

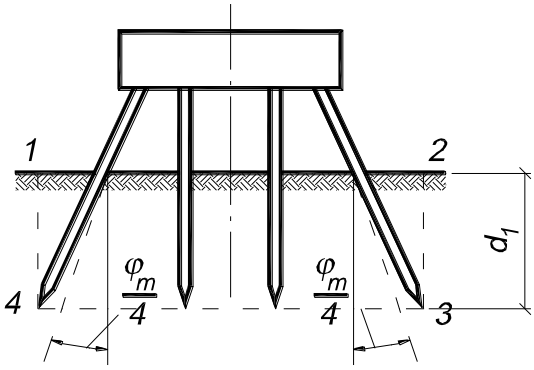



**Рисунок 4 –**. Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу паль більше, ніж $\varphi_m / 4$

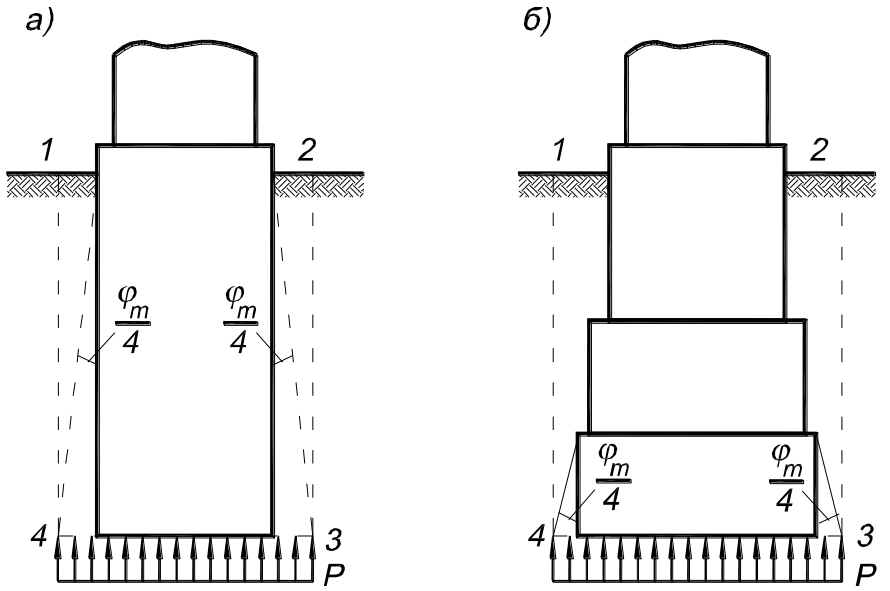



**Рисунок 5 –** Умовний фундамент з опускного колодязя

*а* – без уступів;

*б* – з уступами

Таблиця

| **Ґрунти** | **Коефіцієнт *k*, кН/м$^4$ (тс/м$^4$)** |
|---|---|
| Текучопластичні глини і суглинки ($0,75<I_L\le1$) | 490-1960 (50-200) |
| М'якопластичні глини і суглинки ($0,5<I_L\le0,75$); пластичні супіски ($0\le I_L\le1$); пилуваті піски ($0,6\le e\le0,8$) | 1961-3920 (200-400) |
| Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0\le I_L\le0,5$); тверді супіски ($I_L<0$); піски дрібні ($0,6\le e\le0,75$) і середньої крупності ($0,55\le e\le0,7$) | 3921-5880 (400-600) |
| Тверді глини і суглинки ($I_L<0$); піски крупні ($0,55\le e\le0,7$) | 5881-9800 (600-1000) |
| Піски гравелисті ($0,55\le e\le0,7$) і галька з піщаним заповнювачем | 9801-19600 (1000-2000) |

# Додаток W
# (обов'язковий)

## Методика перевірки несучої здатності підстильного шару ґрунту

Перевірку несучої здатності підстильного шару ґрунту слід виконувати, виходячи з умови

$$\gamma\left(d + z_i\right) + \alpha\left(p - \gamma d\right) \le \frac{R}{\gamma_n},$$

де *p* – середній тиск на ґрунт, що діє під підошвою умовного фундаменту мілкого закладення, кПа (тс/м$^2$);

$\gamma$ – середнє (по шарах) значення розрахункової питомої ваги ґрунту, розташованого над покрівлею шару підстильного ґрунту, що перевіряється; припускається приймати $\gamma$ = 19,62кн/м$^3$(2тс/м$^3$);

*d* – заглиблення підошви фундаменту мілкого закладення від розрахункової поверхні ґрунту, м, прийняте відповідно до обов'язкового додатка S;

$z_i$ – відстань від підошви фундаменту до поверхні шару підстильного ґрунту, що перевіряється, м;

$\alpha$ – коефіцієнт, прийнятий відповідно до таблиці;

*R* – розрахунковий опір підстильного ґрунту, кПа (тс/м$^2$), визначається згідно з формулою (1) обов'язкового додатка S для глибини розташування покрівлі шару ґрунту, що перевіряється;

$\gamma_n$ – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що приймається 1,4.

Значення коефіцієнта $\alpha$ приймається за таблицею в залежності від співвідношення $z_i/b$ для круглого і від співвідношення $z_i/b$ і a/b для прямокутного в плані фундаментів. Тут *a* – більша сторона прямокутного в плані фундаменту, *b* – менша його сторона або діаметр круглого в плані фундаменту.

Перевірку несучої здатності шару ґрунту під фундаментом з паль або з опускного колодязя необхідно виконувати як під умовним фундаментом розмірами, що приймаються відповідно до обов'язкового додатка S.

Таблиця

| $\frac{z_i}{b}$ | Коефіцієнт $\alpha$ | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Для круглого в плані фундаменту | Для прямокутного в плані фундаменту в залежності від відношення сторін його підошви a:b | | | | | | | | | | |
| | | 1 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 2,4 | 2,8 | 3,2 | 4 | 5 | 10 і більше |
| 0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,2 | 0,949 | 0,960 | 0,968 | 0,972 | 0,974 | 0,975 | 0,976 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,4 | 0,756 | 0,800 | 0,830 | 0,848 | 0,859 | 0,866 | 0,870 | 0,875 | 0,972 | 0,879 | 0,880 | 0,881 | 0,881 |
| 0,6 | 0,547 | 0,606 | 0,651 | 0,682 | 0,703 | 0,717 | 0,727 | 0,757 | 0,746 | 0,749 | 0,753 | 0,754 | 0,755 |
| 0,8 | 0,390 | 0,449 | 0,496 | 0,532 | 0,558 | 0,578 | 0,593 | 0,612 | 0,623 | 0,630 | 0,636 | 0,639 | 0,642 |
| 1,0 | 0,285 | 0,334 | 0,378 | 0,414 | 0,441 | 0,463 | 0,482 | 0,505 | 0,520 | 0,529 | 0,540 | 0,545 | 0,550 |
| 1,2 | 0,214 | 0,257 | 0,294 | 0,325 | 0,352 | 0,374 | 0,392 | 0,419 | 0,437 | 0,449 | 0,462 | 0,470 | 0,477 |
| 1,4 | 0,165 | 0,201 | 0,232 | 0,260 | 0,284 | 0,304 | 0,321 | 0,350 | 0,369 | 0,383 | 0,400 | 0,410 | 0,420 |
| 1,6 | 0,130 | 0,160 | 0,187 | 0,210 | 0,232 | 0,251 | 0,267 | 0,294 | 0,314 | 0,329 | 0,348 | 0,360 | 0,374 |
| 1,8 | 0,106 | 0,130 | 0,153 | 0,173 | 0,192 | 0,209 | 0,224 | 0,250 | 0,270 | 0,285 | 0,305 | 0,320 | 0,337 |
| 2,0 | 0,087 | 0,108 | 0,127 | 0,145 | 0,161 | 0,176 | 0,189 | 0,214 | 0,233 | 0,241 | 0,270 | 0,285 | 0,304 |
| 2,2 | 0,073 | 0,090 | 0,107 | 0,122 | 0,137 | 0,150 | 0,163 | 0,185 | 0,208 | 0,218 | 0,239 | 0,256 | 0,280 |
| 2,4 | 0,062 | 0,077 | 0,092 | 0,105 | 0,118 | 0,130 | 0,141 | 0,161 | 0,178 | 0,192 | 0,213 | 0,230 | 0,258 |
| 2,6 | 0,053 | 0,066 | 0,079 | 0,091 | 0,102 | 0,112 | 0,123 | 0,141 | 0,157 | 0,170 | 0,191 | 0,208 | 0,239 |
| 2,8 | 0,046 | 0,058 | 0,069 | 0,079 | 0,089 | 0,099 | 0,108 | 0,124 | 0,139 | 0,152 | 0,172 | 0,189 | 0,228 |
| 3,0 | 0,040 | 0,051 | 0,060 | 0,070 | 0,078 | 0,087 | 0,095 | 0,110 | 0,124 | 0,136 | 0,155 | 0,172 | 0,208 |
| 3,2 | 0,036 | 0,045 | 0,053 | 0,062 | 0,070 | 0,077 | 0,085 | 0,098 | 0,111 | 0,122 | 0,141 | 0,158 | 0,190 |
| 3,4 | 0,032 | 0,040 | 0,048 | 0,055 | 0,062 | 0,069 | 0,076 | 0,088 | 0,100 | 0,110 | 0,128 | 0,144 | 0,184 |
| 3,6 | 0,028 | 0,036 | 0,042 | 0,049 | 0,056 | 0,062 | 0,068 | 0,080 | 0,090 | 0,100 | 0,117 | 0,133 | 0,175 |
| 3,8 | 0,024 | 0,032 | 0,038 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,062 | 0,072 | 0,082 | 0,091 | 0,107 | 0,123 | 0,166 |
| 4,0 | 0,022 | 0,029 | 0,035 | 0,040 | 0,046 | 0,051 | 0,056 | 0,066 | 0,075 | 0,084 | 0,095 | 0,113 | 0,158 |
| 4,2 | 0,021 | 0,026 | 0,031 | 0,037 | 0,042 | 0,048 | 0,051 | 0,060 | 0,069 | 0,077 | 0,091 | 0,105 | 0,150 |
| 4,4 | 0,019 | 0,024 | 0,029 | 0,034 | 0,038 | 0,042 | 0,047 | 0,055 | 0,063 | 0,070 | 0,084 | 0,098 | 0,144 |
| 4,6 | 0,018 | 0,022 | 0,026 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,043 | 0,051 | 0,058 | 0,065 | 0,078 | 0,091 | 0,137 |
| 4,8 | 0,016 | 0,020 | 0,024 | 0,028 | 0,032 | 0,036 | 0,040 | 0,047 | 0,054 | 0,060 | 0,072 | 0,085 | 0,132 |
| 5,0 | 0,015 | 0,019 | 0,022 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,037 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,067 | 0,079 | 0,126 |

# Додаток Y
# (обов'язковий)

## Методика визначення додаткових тисків на основу стояна від ваги примикальної частини підхідного насипу

**1** Додатковий тиск на ґрунти основи під задньою гранню стояна (у рівні підошви фундаменту) від ваги підхідного насипу (див. рис) $p'_1$ кПа (тс/м$^2$), слід визначати за формулою

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1 \qquad (1)$$

Для обсипного стояна додатковий тиск на ґрунти основи під передньою гранню підвалини від ваги конуса стояна $p_2'$, до Па (тс/м$^2$), слід визначати за формулою

$$p'_2 = \alpha_1 \gamma h_2 \qquad (2)$$

Тиск $p_1$ і $p_2$ слід визначати підсумовуванням по відповідних гранях фундаменту тиску від розрахункових навантажень з додаванням $p'_1$ і $p'_2$.

У формулах (1) і (2):

$\gamma$ – розрахункова питома вага насипного ґрунту, припускається приймати $\gamma$= 17,7кН/м$^3$ (1,8 тс/м$^3$);

$h_1$ – висота насипу, м;

$h_2$ – висота конуса над передньою гранню фундаменту, м;

$\alpha_1$ і $\alpha_2$ – коефіцієнти, прийняті відповідно за табл. 1 і .2

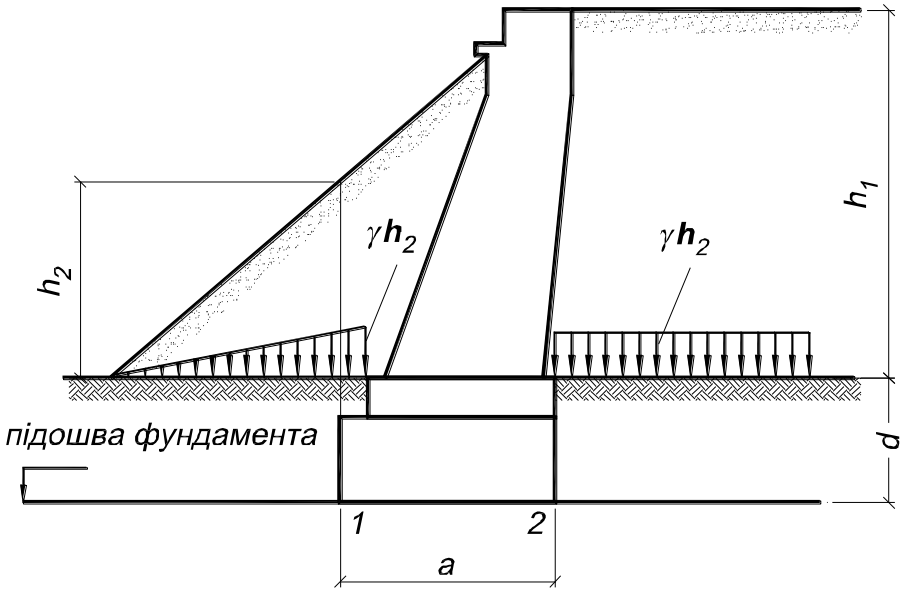



**Рисунок –** Додаткові тиски від ваги підхідного насипу на ґрунти основи обсипного стояна
1 - передня грань; 2 – задня грань

**2** Відносний ексцентриситет рівнодійної навантажень у рівні підошви фундаменту дрібного закладення слід визначати за формулою

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1\left(\frac{a}{y} - 1\right) + p_2}, \qquad (3)$$

де $a$ –довжина підошви фундаменту, м (див. рис.);

$y$ – відстань від головної центральної осі підошви фундаменту до більш навантаженого ребра, м;

$e_0$, $r$ – ті ж значення, що й у 7.7.

Таблиця 1

| Глибина закладення фундаменту d, м | Висота насипу $h_1$ м | Значення коефіцієнта $\alpha_1$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | для задньої грані стояна | для передньої грані стояна при довжині підошви фундаменту *a* , м | | |
| | | | до 5 | 10 | 15 |
| 5 | 10<br>20<br>30 | 0,45<br>0,50<br>0,50 | 0,10<br>0,10 | 0<br>0,05<br>0,06 | 0<br>0<br>0 |
| 10 | 10<br>20<br>30 | 0,40<br>0,45<br>0,50 | 0,20<br>0,25 | 0,05<br>0,10<br>0,10 | 0<br>0,05<br>0,05 |
| 15 | 10<br>20<br>30 | 0,35<br>0,40<br>0,45 | 0,20<br>0,25 | 0,10<br>0,15<br>0,15 | 0,05<br>0,10<br>0,10 |
| 20 | 10<br>20<br>30 | 0,30<br>0,35<br>0,40 | 0,20<br>0,30 | 0,15<br>0,20<br>0,20 | 0,10<br>0,15<br>0,15 |
| 25 | 10<br>20<br>30 | 0,25<br>0,30<br>0,35 | 0,20<br>0,30 | 0,20<br>0,20<br>0,20 | 0,15<br>0,20<br>0,20 |
| 30 | 10<br>20<br>30 | 0,20<br>0,25<br>0,30 | 0,20<br>0,30 | 0,20<br>0,25<br>0,25 | 0,15<br>0,20<br>0,20 |

**Примітка 1.** Для проміжних значень *d*, $h_1$, і $\alpha$ коефіцієнт *a* необхідно визначати за інтерполяцією.

**Примітка 2.** При розрахунку фундамент глибокого закладення розглядається як умовним, обмеженим контуром, прийнятим відповідно до обов'язкового додатка V.

Таблиця 2

| Глибина закладення фундаменту *d*, м | Значення коефіцієнта $a_2$ при висоті конуса $h_2$ м | | |
|---|---|---|---|
| | 10 | 20 | 30 |
| 5 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 10 | 0,3 | 0,4 | 0,5 |
| 15 | 0,2 | 0,3 | 0,4 |
| 20 | 0,1 | 0,2 | 0,3 |
| 25 | 0 | 0,1 | 0,2 |
| 30 | 0 | 0 | 0,1 |

**Примітка**. Для проміжних значень *d* і $h_2$ коефіцієнт $\alpha_2$ слід визначати за інтерполяцією.

# Додаток Z
# (довідковий)

## Розрахунок міцності круглих перерізів залізобетонних елементів при позацентровому стисненні

Міцність позацентрово стиснених залізобетонних елементів круглого перерізу (див. рис.) з ненапруженою арматурою, рівномірно розміщеною по колу (при кількості поздовжніх стержнів не менше 6) визначається з умови

$$Ne_c\eta \le \frac{2}{3} R_b A_{br} \frac{\sin^3 \pi\xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot}\left(\frac{\sin 2\pi\xi_{cir}}{\pi} + \varphi\right) r_s \qquad (1)$$

де $r$ – радіус поперечного перерізу;

$\eta$ – коефіцієнт, що враховує вплив прогину на міцність, визначається згідно з 3.52;

$\xi_{cir}$ – відносна площа стисненої зони бетону, що визначається:

при виконанні умов

$$N \le 0{,}77 R_b A_b + 0{,}645 R_s A_{s,tot} \qquad (2)$$

– з розв'язку рівняння

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_b A_b \cdot \frac{\sin 2\pi\xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + 2{,}55 R_s A_{s,tot}}\ , \qquad (3)$$

– при невиконанні умов (2) – з розв'язку рівняння

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_b A_b \frac{\sin 2\pi\xi_{cir}}{2\pi}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}; \qquad (4)$$

де $\pi\xi_{cir}$ – кут в рад. (див. рис.1);

$\varphi$ – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутої арматури і дорівнює:

*при виконанні умови (2)*

$\varphi = 1{,}6(1-1{,}55\,\xi_{cir})\,\xi_{cir}$, але не більше 1;

*при невиконанні умови (2)*

$\varphi = 0$;

$A_{s,tot}$ – площа перерізу всієї поздовжньої арматури;

$r_s$ – радіус кола, що проходить через центр тяжіння стержневої поздовжньої арматури.

Ексцентриситет $e_c$ визначається згідно з 3.52 – 3.54 і 3.70.

Для бетону класу вище В30 значення $R_b$ приймається як для бетону класу В30.

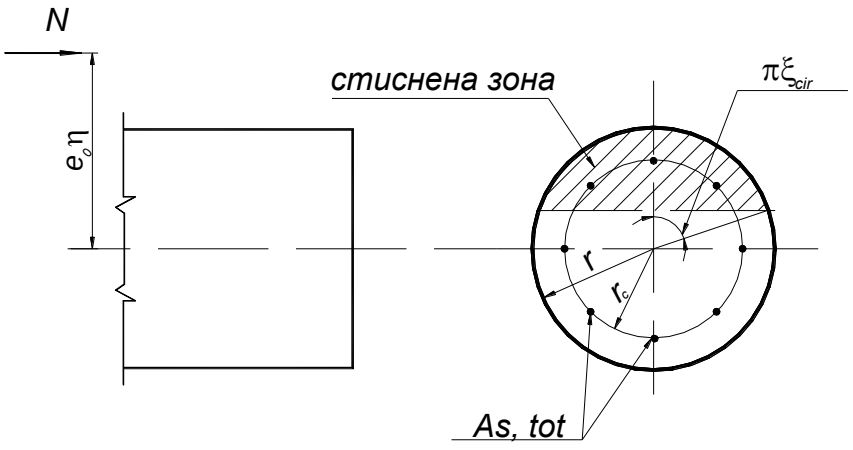



**Рисунок 1 –** Схема, що приймається при розрахунку круглого перерізу позацентрово стисненого елемента

# Додаток Ω
# (довідковий)

# Огорожі безпеки на мостах під автомобільний рух

### 1 Класифікація конструкцій

**1.1** Залежно від розташування конструкцій огорожі в межах мостового полотна вона поділяється на такі, що розташовані:

- між проїзною частиною і тротуаром (службовим проходом);
- на крайці мостової споруди без тротуарів (службових проходів);
- на розділовій смузі.

За класифікацією ГОСТ 26804 зазначені конструкції є однобічними (наїзд автомашини можливий лише з одного боку). Конструкції, розташовані на розділовій смузі, можуть бути двобічними.

**1.2** За зовнішнім виглядом конструкції огорожі розділяють на огорожі бордюрного, парапетного та бар'єрного типів (далі – бордюрні, парапетні та бар'єрні огорожі).

Бордюрні огорожі (бордюр) – елемент мостового полотна, що визначає межу проїзної частини та перешкоджає виїзду транспортних засобів за її межі. До бордюрів належать елементи (наприклад, бордюрні блоки)) висотою до 50 см з вертикальною гранню або будь-якої іншої конфігурації, при якій зберігаються умови взаємодії колеса з бордюром, характерні для вертикальної поверхні.

Парапетна огорожа – елемент мостового полотна у вигляді стінки висотою від 50 до 75 см, що розташована на межі проїзної частини.

Бар'єрна огорожа – елемент мостового полотна, розташований на межі проїзної частини. Він являє собою безперервну напрямну балку, прикріплену до стояків, тобто для бар'єрних огорож обов'язковою є наявність стояків та поздовжніх балок.

За ступенем піддатливості бар'єрні огорожі поділяються на:

- жорсткі з залізобетонними стояками і поздовжніми брусами:
- напівжорсткі зі стійками, здатними до деформації та гнучкими балками або напрямними елементами з тросів.

Нижче описано напівжорсткі огорожі з конструкціями, орієнтованими згідно з ГОСТ 26804 – найефективніші для мостових споруд.

### 2 Класифікація умов руху транспорту

Вимоги до утримувальної здатності огорожі залежать від рівня умов руху транспорту (важкі, складні, легкі), що мають наступні параметри (табл. 1):

$\alpha$ – поздовжній ухил на мості та підходах (‰);

$R_m$ – радіус кривої в плані (м);

$N$ – рівень завантаження ділянки дороги.

Зміна одного з трьох параметрів приводить до зміни умов руху транспорту.

Таблиця 1

| Категорія дороги (кіл. смуг) | Умови руху транспорту мостовим полотном | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | складні | | | важкі | | |
| | | $R_m$ | $N$ | $\alpha$ ‰ | $R_m$ | $N$ | $\alpha$ ‰ | $R_m$ | $N$ |
| | ≤ 30 | ≥ 3000 | ≤ 0,3 | ≤ 30 | ≥ 1000 | ≤ 0,5 | > 30 | < 1000 | < 0,5 |
| | ≤ 30 | ≥ 2500 | ≤ 0,3 | ≤ 30 | ≥ 1000 | ≤ 0,5 | > 30 | < 1000 | < 0,5 |
| | ≤ 30 | ≥ 2500 | ≤ 0,3 | ≤ 30 | ≥ 900 | ≤ 0,5 | > 30 | < 900 | < 0,5 |
| | ≤ 30 | ≥ 2000 | ≤ 0,3 | ≤ 40 | ≥ 800 | ≤ 0,5 | > 40 | < 800 | < 0,5 |
| | ≤ 30 | ≥ 1500 | ≤ 0,3 | ≤ 50 | ≥ 700 | ≤ 0,5 | > 50 | < 700 | < 0,5 |

Для мостів довжиною понад 200 м рівень умов руху транспорту підвищується, для малих мостів (довжиною до 25 м) – знижується. Наприклад: умови руху транспорту по мостах довжиною понад 200 м на ділянці дороги з легкими або складними умовами руху слід приймати як складні або важкі, а для моста довжиною до 25 м, розташованого на ділянці дороги зі складними або важкими умовами руху транспорту, – як легкі або складні.

## 3 Вимоги до конструкції огорож

Вимоги для огорож, що встановлюються на мостах з двома і більше смугами руху транспорту наведено нижче.

Висоту огорож приймають у відповідності до вимог табл. 2.

Таблиця 2

| Категорія дороги | Умови руху транспорту на дорозі | Висота огорожі, м | |
|---|---|---|---|
| | | Тротуари або службові походи наявні | Тротуари або службові походи відсутні |
| I | Безпечні | 1,10 | 1,5 |
| | Складні | 1,10 | 1,3 |
| | Небезпечні | 0,90 | 1,1 |
| II | Безпечні | 0,90 | 1,3 |
| | Складні | 0,75 | 1,1 |
| | Небезпечні | 0,75 | 1,1 |
| III | Безпечні | 0,75 | 1,1 |
| | Складні | 0,75 | 1,1 |
| | Небезпечні | 0,75 | 1,1 |
| IV | Безпечні | 0,75 | 1,1 |
| | Складні | 0,60 | 1,0 |
| | Небезпечні | 0,60 | 1,0 |

Утримувальна здатність огорож має відповідати вимогам табл. 3.

Таблиця 3

| Категорія дороги (кількість смуг руху), габарит | Утримувальна здатність в кДж за умов руху транспорту | | |
|---|---|---|---|
| | легких | складних | важких |
| Іа (шість і більше смуг) | 300 | 400 | 500 |
| Іб (чотири смуги), Г- 19 – 21 | 200 | 300 | 400 |
| II (дві смуги), Г- 10 – 11,5 | 150 | 200 | 300 |
| III (дві смуги), Г- 9 – 10 | 125 | 175 | 250 |
| IV (дві смуги), Г- 7,5 – 8 | 100 | 150 | 200 |

## 4 Парапетна залізобетонна огорожа, рекомендована для застосування

**4.1** Парапет висотою Н=60 см, нахил лицевої поверхні: 1 – 6,5:1

(рис. 1,б, утримувальна здатність 200 кДж).

Застосовують на мостах доріг IV технічної категорії з безпечними та складними умовами руху транспорту на дорозі за наявності тротуарів або службових проходів.

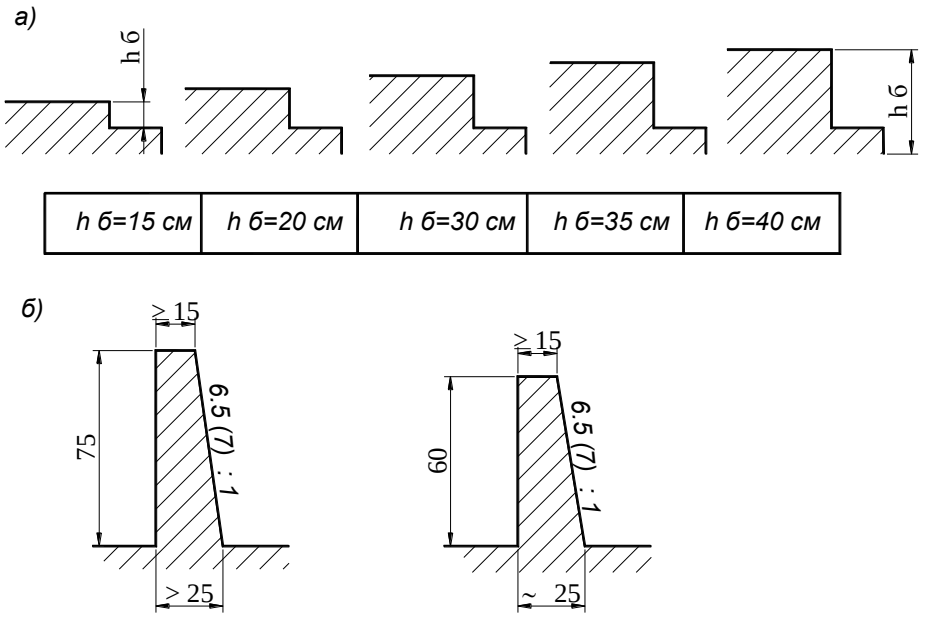



**Рисунок 1** – Розміри бордюрів (а) та парапетів (б), що використані в рекомендованих конструкціях огорож

**4.2** Парапет висотою Н=75 см, нахил лицевої поверхні: 7:1 – 6,5:1

(рис. 1,б, утримувальна здатність 300 кДж).

Застосовують на мостах за наявності тротуарів на дорогах II, III і IV технічної категорії за наступних умов руху транспорту на дорозі:

- IV категорія – важкі;
- III категорія – легкі та складні;

– II категорія – легкі та складні.

**4.3** Парапетна огорожа на мостах без тротуарів

Типова конструкція [Н=75 см; і= 7 (6,5):1] може бути застосована на крайці прогонової будови без тротуарів за умов встановлення на парапеті поручня у вигляді жорсткої балки на стоянах (рис. 2).

Зазначену конструкцію огорожі загальною висотою 1,1 м з утримувальною здатністю Е=300 кДж влаштовують за наступних умов руху транспорту на дорозі:

– IV категорія – важкі;

– III категорія – будь-які;

– II категорія – легкі та складні;

– I категорія - легкі

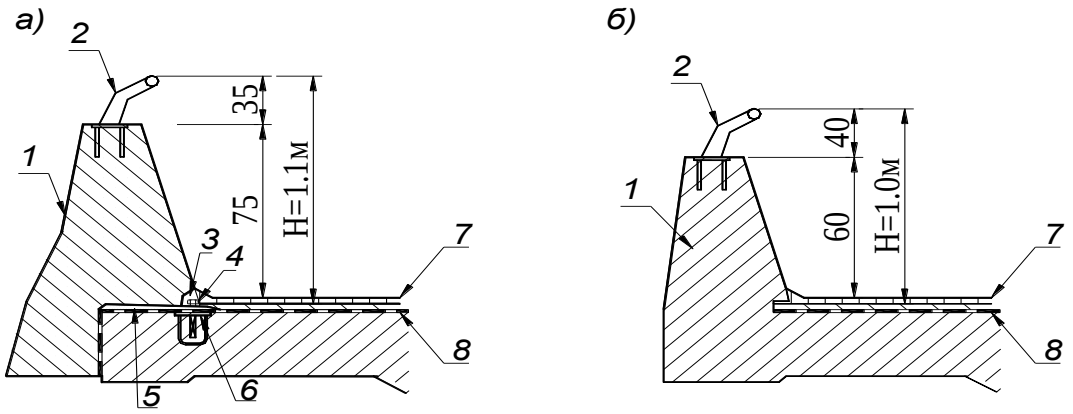



**Рисунок 2 –** Рекомендовані типові парапетні огорожі з поручнем (для споруд без тротуарів): 1 – парапет; 2 – додатковий поручень; 3 – ніша для болта; 4 – болт М-24÷М-27; 5 – цементно-піщаний розчин ; 6 – закладна деталь; 7 – асфальтобетонне покриття; 8 – гідроізоляція з захисним шаром

## 5 Металева бар'єрна огорожа (на базі ГОСТ 26804), рекомендована для застосування

**5.1** Конструкції за ГОСТ 26804 застосовують з кроком стояків від 1,0 до 3,0 м (1,0; 1,33; 1,5; 2,0; 3,0); стояки висотою 75 см з двотавру №12, енергоємність від 110 до 200 кДж (рис. 3а).

Застосовують на мостових спорудах за таких умов руху транспорту на дорогах:

– IV категорія – небезпечні – крок стояків 1,33 м ($Е_{тр}$ =200 кДж);

– III категорія – безпечні та складні – крок стояків відповідно 2,0 м і 1,5 м ($Е_{тр}$ =125 кДж і $Е_{тр}$ =175 кДж);

– II категорія – безпечні та складні – крок стояків відповідно 2,0 м і 1,33 м ($Е_{тр}$ =150 кДж і $Е_{тр}$ =200 кДж); ($Е_{тр}$ – необхідна енергоємність, табл. 3).

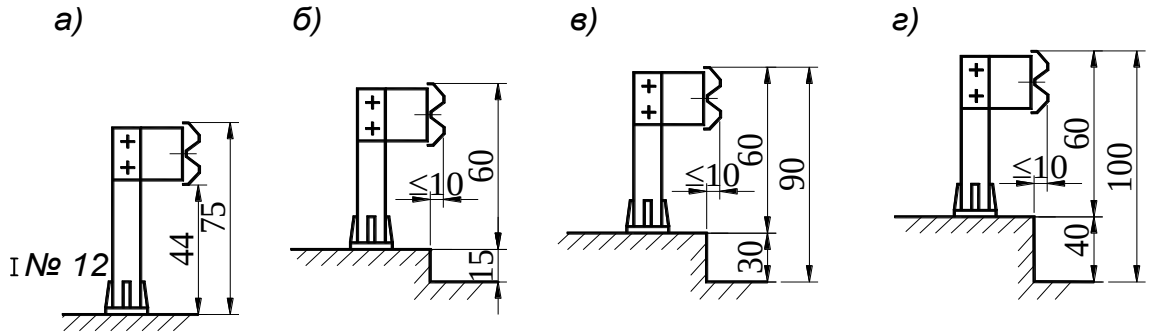



**Рисунок 3 –** Конструкція бар'єрної огорожі згідно з ГОСТ 26804

Таблиця 4

| **Крок стояків а, м** | **Показник енергоємності, кДж** | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1,33 | 200 | 220 | 275 | 300 |
| 1,5 | 190 | 200 | 250 | 280 |
| 2,0 | 150 | 150 | 200 | 250 |
| 3,0 | 110 | 120 | 150 | 200 |
| Висота бордюру h, см | - | 15 | 30 | 40 |
| схема | а | б | в | г |

Аналогічні області застосування мають й стандартні огорожі на цоколі (бордюрі) висотою 15 см (рис. 3,б). Огорожі з кроком стояків 3 м (Е=110 кДж) можуть бути застосовані на дорогах IV категорії з безпечними умовами руху. В усіх інших випадках крок стояків 3.0 м є неприпустимим.

**5.2** Конструкція згідно з ГОСТ 26804 на бордюрі

Використовують стояки висотою 60 см.

а) Бордюр висотою 30 см застосовують у тих випадках, коли необхідна висота огорожі становить 90 см, зокрема (рис. 4 в):

– дорога I категорії (4 смуги) з безпечними умовами руху транспорту ($E_{тр}$ =200 кДж, крок стояків 2,0 м).

б) Бордюр висотою 35 см застосовують у тих випадках, коли необхідна висота огорожі становить 90 см, (як і при бордюрі 30 см), саме за умов:

– дорога II категорії з небезпечними умовами руху транспорту – крок стояків 1,33 м;

– дорога I категорії, шість смуг руху з безпечними умовами руху транспорту, крок стояків 1,33 м.

в) Бордюр висотою 40 см застосовують у тих випадках, коли необхідна висота огорожі – не менше ніж 90 см, а енергоємність 300 кДж, зокрема (рис.4г):

– дорога II категорії з небезпечними умовами руху транспорту ($E_{тр}$ =300 кДж), крок стояків 1,5 м (Н = 100 см);

– дорога I категорії (4 смуги) зі складними умовами руху транспорту ($E_{тр}$ =300 кДж), крок стояків 1,5 м).

**5.3** Конструкція згідно з ГОСТ 26804 з трубою підсилення (поручнем)

Стандартні конструкції з укладеною на стояки трубою підсилення діаметром ≈ 120 мм на рівні 1,0 м (повна висота Н=1,1 м, рис. 4,а) рекомендується застосовувати на мостах з тротуарами або службовими проходами, що є на дорогах І технічної категорії:

- магістральні дороги з кількістю смуг руху шість та більше – при безпечних умовах руху транспорту, крок стандартного стояка не більше ніж 1,5 м.
- дорога з чотирма смугами руху – при безпечних і складних умовах руху транспорту, крок стандартного стояка 3,0 і 1,5 м відповідно.

Крім того, використання стандартних конструкцій є можливим на мостах з небезпечними умовами руху транспорту на дорогах ІІ технічної категорії (Н=1,1 м; крок стояків 1,5 м; $E_{тр}$ =200 кДж).

**5.4** Конструкція згідно з ГОСТ 26804 на мостах без тротуарів та службових проходів

На мостах без тротуарів та службових проходів стандартні конструкції можуть бути встановлені на крайці прогонової будови при поєднанні їх з цоколями стояків та трубою підсилення з урахуванням необхідної утримувальної здатності (рис. 4).

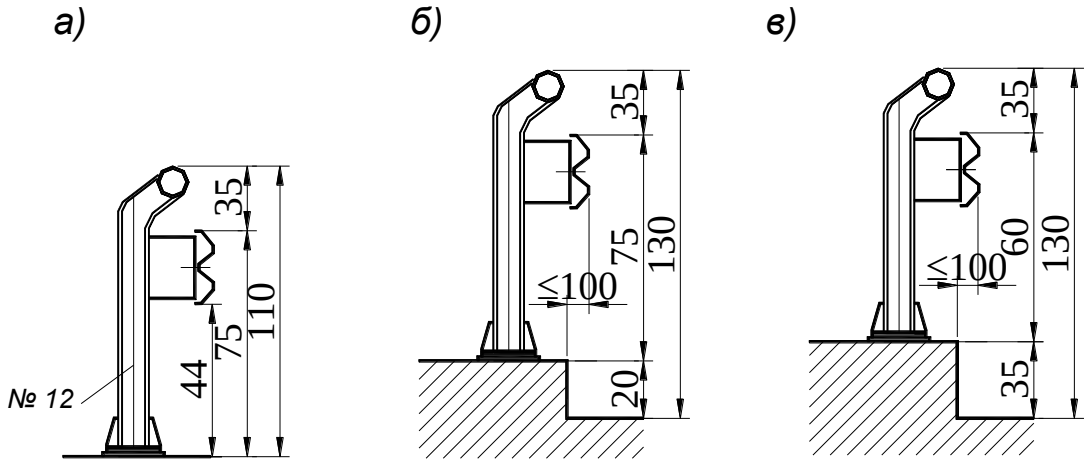



**Рисунок 4 –** Бар'єрна огорожа згідно з ГОСТ 26804 з трубою підсилення D 120 мм

Таблиця 5

| **Крок стояків а, м** | **Показник енергоємності, кДж** | | |
|---|---|---|---|
| 1,5 | 300 | 325 | 350 |
| 2,0 | 250 | 275 | 300 |
| 3,0 | 200 | 230 | 250 |
| Повна висота Н, см | 110 | 130 | 130 |
| Схема | а | б | в |

Виходячи з показників енергоємності, висоти, деформативності стояків, відстані від низу стояка до верху напрямної балки та висоти бордюру (парапету), стандартні бар'єрні огорожі з кроком стояків від 1,33 до 3,0 м забезпечують більшу частину потреб для мостів.

Область застосування конструкцій стандартних бар'єрних огорож наведено в табл. 4 з якої видно:

- огорожі на базі стандартних конструкцій (стояк + амортизатор + балка) не можна застосовувати в мостах на дорогах І категорії з шістьма і більше смугами руху при складних та важких умовах руху та на дорогах з чотирма смугами руху при важких умовах руху;

- практично всі конструкції мають альтернативне вирішення: встановлюються на бордюрі і без бордюру, з стояками з двотавру № 12, двотавру № 14 або з гнутого профілю;
- на дорогах IV категорії за наявності на споруді тротуарів або службових проходів, на ділянках, на які не поширюється область застосування стандартних бар'єрних огорож, встановлюють спрощені конструкції (наприклад, без амортизаторів) як на цоколі або бордюрі, так і без них.

## 6 Визначення величини сили, яка сприймається бар'єрним огородженням

**6.1** Огородження повинне забезпечити втримання автомобілів, які рухаються по проїзній частині з дозволеною (проектною) швидкістю, але після зміни напряму руху зіштовхнулися з огородженням під кутом, що не перевищує 20°. На більший кут наїзду або на більшу, ніж дозволену швидкість руху, огородження не розраховується.

При успішному проектуванні огородження, повинні бути виконані наступні вимоги по втриманню автомобіля:

1. Автомобіль не повинен переїхати або перевернутися через огородження
2. Автомобіль не повинен розвернутися зі збільшенням кута наїзду
3. Автомобіль не повинен бути ушкоджений частинами огородження, що проникнуло у салон Обмеження прискорень для пасажирів в автомобілі встановлює індекс ASI (acceleration serverity

index – індекс безпечного прискорення). Індекс ASI повинен бути не більше 1.0. При такому індексі на людину, яка пристебнута ременями може діяти прискорення до 10 g (g = 9.8 м/сек.).

**6.2** Вимоги надійності огороджень формулюються на підставі переліку ушкоджень, викликаних наїздами автомобілів:

1. При наїзді легкового автомобіля, не повинно бути розриву будь-якого з елементів огородження.
2. При наїзді на огородження вантажного автомобіля або автобуса не допускається:

– відрив стійки від закладних деталей (допускається її вигин)

- руйнування закладних деталей
- руйнування цокольної частини або тротуару

3. При наїзді на огородження сідельного тягача не допускається:

- руйнування закладних деталей
- руйнування цокольної частини або тротуару
- руйнування покриття

Видно, що для виконання вимог по втриманню автомобіля й вимог по надійності огороджень варто вирішувати ряд складних нелінійних динамічних задач, результати яких можуть істотно відрізнятися від реальних наїздів. Тому, при проектуванні огороджень використовуються результати натурних випробувань, виконаних на підставі методик, викладених в EN 13 17-1:1998 «Терміни й загальні критерії методів випробувань» і EN 1317-2:1998 «Дорожні огороджувальні системи. Види навантажень, критерії оцінки огороджень методом ударних впливів».

Таблиця 6

| Категорія дороги | Кількість смуг руху | Умови руху транспорту | | |
|---|---|---|---|---|
| | | легкі | складні | важкі |
| *А. Мостові споруди з тротуарами або службовими проходами* | | | | |
| *I* | ≤6 | | | |
| *I* | 4 | | | |
| *II* | 2 | | | |
| *III* | 2 | | | |
| *IV* | 2 | | | |
| *Б. Мостові споруди без тротуарів або службових проходів* | | | | |
| *I* | ≤6 | | | |
| *I* | 4 | | | |
| *II* | 2 | | | |
| *III* | 2 | | | |
| *IV* | 2 | | | |

*- по ГОСТ 26804;*

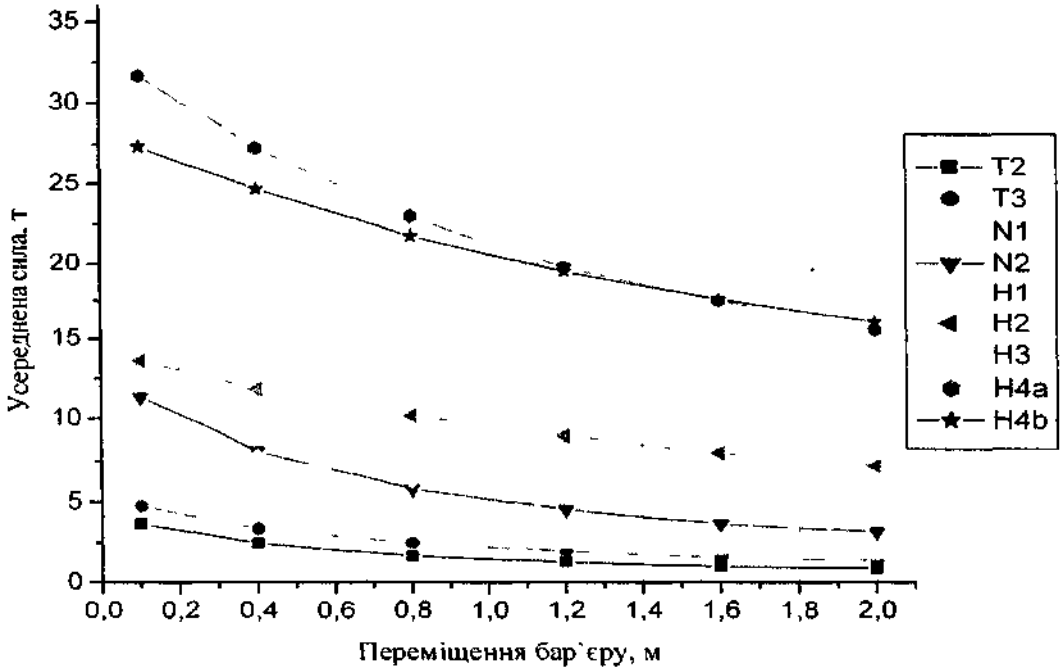
*- по ГОСТ 26804 на бордюрі (парапеті);*

*- по ГОСТ 26804 з трубою посилення (поручнем)*

Таблиця 7

| Умови проїзду | Рівень утримання | Швидкість, км/год | Куд наїзду, $^0$ | Маса авто, кг | Енергія удару, кДж | Деформація огородження, м | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 0,1 | 0,4 | 0,8 | 1,2 | 1,6 | 2,0 |
| | | | | | | Усереднена сила F, m | | | | | |
| Л | Т2 | 80 | 15 | 1300 | 21,5 | 3,7 | 2,5 | 1,7 | 1,3 | 1,0 | 0,9 |
| | Т3 | 80 | 15 | 1300 | 36,6 | 4,8 | 3,4 | 2,5 | 2,0 | 1,6 | 1,4 |
| | N1 | 80 | 20 | 1500 | 43,3 | 6,0 | 4,3 | 3,1 | 2,4 | 2,0 | 1,7 |
| У | N2 | 110 | 20 | 1500 | 81,9 | 11,4 | 8,1 | 5,8 | 4,6 | 3,7 | 3,2 |
| | Н1 | 70 | 15 | 10000 | 126,6 | 9,5 | 7,8 | 6,3 | 5,3 | 4,5 | 4,0 |
| | Н2 | 70 | 20 | 13000 | 287,5 | 13,6 | 11,9 | 10,2 | 9,0 | 8,0 | 7,2 |
| | Н3 | 80 | 20 | 16000 | 462,1 | 27,2 | 23,1 | 19,3 | 16,6 | 14,6 | 13,0 |
| Т | Н4а | 65 | 20 | 30000 | 572,0 | 31,7 | 27,3 | 23,0 | 19,8 | 17,5 | 15,6 |
| | Н4b | 65 | 20 | 36000 | 724,6 | 27,4 | 24,7 | 21,8 | 19,5 | 17,6 | 16,1 |

**Примітка.** У таблиці в першому стовбчику вказано умови проїзду: Л – легкі; У – середні; Т – тяжкі.




На графіку видно, що рівні Н3, Н4а, і Н4Ь сприймають значно більшу силу.

Фактичне зусилля на елементи огородження можуть бути знайдені тільки у результаті натурних досліджень. Усереднену величину сили, що сприймається огородженням можна визначити в залежності від переміщення огородження по EN 1317-1:1998.

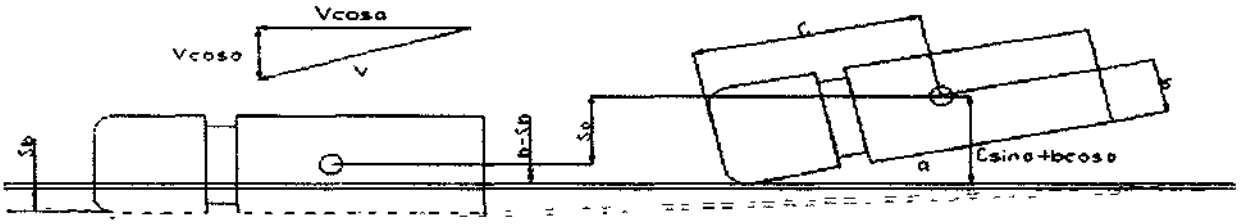



**Рисунок 1** – Схема удару автомобіля із бар'єром.

Складова швидкості автомобіля по відношенню до бар'єру дорівнює:

$$V_n = V\sin\alpha$$

Середнє прискорення у центрі автомобіля дорівнює:

$$\overline{a} = \frac{V_n^2}{2 * Sn}$$

Середня сила прикладена до центру маси автомобіля дорівнює:

$$\overline{F} = M * \overline{a_n} = \frac{M * V_n^2}{2 * S_n}$$

Як видно з рис.1 переміщення центру маси авто приблизно дорівнює:

$$S_n = c * \sin\alpha + b * (\cos\alpha - 1) + S_b$$

де $S_b$ – максимальне переміщення лицьової поверхні бар'єру.

Тепер величину сили, що діє на бар'єрну огорожу, можна представити у вигляді:

$$\overline{F} = \frac{M(V\sin\alpha)^2}{2[c\sin\alpha + b(\cos\alpha - 1) + S_b]},$$

Сила $\overline{F}$ прикладена до бар'єрної огорожі, тобто до системи, що складена із устоїв та повздовжніх елементів.

У таблиці 1 вказано усереднені сили, як функції переміщень бар'єрного огородження при наїздах автомобілів різної маси та швидкості. На основі даних таблиці побудовано графік. На графіку по осі абсцис відкладено деформації огородження, а по осі ординат усереднені сили $\overline{F}$.

# Додаток Σ
# (довідковий)

# Основні позначення величин літерами

У РОЗДІЛІ 3
БЕТОНІ І ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

**Нормативні опори бетону**

$R_{bn}$ – осьовому стиску;

$R_{btn}$ – осьовому розтяганню.

**Розрахункові опори бетону**

*при розрахунку за граничними станами першої групи*

$R_b$ – осьовому стиску;

$R_{bt}$ – осьовому розтяганню;

*при розрахунку за граничними станами другої групи*

$R_{b.ser}$ – осьовому стиску;

$R_{bt.ser}$ – осьовому розтяганню при розрахунку попередньо напружених елементів на утворення тріщин;

$R_{b.mc1}$ – осьовому стиску при розрахунку на стійкість проти утворення поздовжніх мікротріщин *(mc)* при попередньому напруженні, транспортуванні й монтажі;

$R_{b.mc2}$ – осьовому стиску при розрахунку на експлуатаційне навантаження за формулами опору пружних матеріалів (розрахунок на спільний вплив силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища);

$R_{b.sh}$ – сколюванню при згині.

**Нормативні опори арматури розтяганню**

$R_{sn}$ – ненапружуваної;

$R_{pn}$ – напружуваної.

**Розрахункові опори арматури розтяганню**

$R_s$ – ненапружуваної;

$R_p$ – напружуваної;

$R_{sc}$ – ненапружуваної – стиску;

$R_{pc}$ – напружуваної, розташованої в стиснутій зоні.

**Відношення модулів пружності**

$n_1$ – прийняті при розрахунку міцності, а при напружуваній арматурі – також і при розрахунку витривалості;

n′ – так само, при розрахунку витривалості елементів з ненапружуваною арматурою.

**Геометричні характеристики**

$A'_b$ – площа перерізу стиснутої зони бетону;

$A_b$ – площа перерізу всього бетону;

$A_{red}$ – приведена площа перерізу елемента;

$I_{red}$ – момент інерції приведеного перерізу елемента відносно його центра тяжіння;

$W_{red}$ – момент опору приведеного перерізу елемента для крайнього розтягнутого волокна;

$A_S, A'_S$ – площа перерізу ненапруженої розтягнутої і стиснутої поздовжньої арматури;

$A_p$, $A'_p$ – так само, напруженої арматури;

$\mu$ – коефіцієнт армування, визначуваний як відношення площі перерізу розтягнутої поздовжньої арматури до площі поперечного перерізу без урахування стиснутих і розтягнутих звисів поясів;

$b$ – ширина прямокутного перерізу, ширина стінки (ребра) таврового, двотаврового і коробчатого перерізів;

$b'_f$ – ширина поясу таврового, двотаврового і коробчатого перерізів у стиснутій зоні;

$h$ – висота перерізу;

$h'_f$ – приведена (включаючи вути) висота стиснутого поясу таврового, двотаврового і коробчатого перерізів;

$h_0$ – робоча висота перерізу;

$x$ – висота стиснутої зони бетону;

$a_s$, $a_p$ – відстань від центра тяжіння розтягнутої відповідно ненапруженої і напруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу;

$a'_s$, $a'_p$ – так само для стиснутої арматури;

$e_c$ – ексцентриситет поздовжньої сили $N$ відносно центра тяжіння приведеного перерізу;

$\eta$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного згину при позацентровому стиску (вводиться до значення $e_c$), прийнята відповідно до п. 3.54;

$e_0$ – розрахункова (з урахуванням коефіцієнта $\eta$, що вводиться до значення $e_c$) відстань від поздовжньої сили $N$ до центра тяжіння розтягнутої арматури позацентрово стиснутого перерізу;

$e$, $e'$ – відстань від осі прикладання поздовжньої сили $N$ до центра тяжіння відповідно розтягнутої і стиснутої арматури позацентрово розтягнутого перерізу;

$i$ – радіус інерції поперечного перерізу;

$r$ – ядрова відстань;

$d$ – діаметр круглого елемента, номінальний діаметр арматурних стрижнів.

**Напруження в бетоні**

$\sigma_{bt}$ – розтягувальне (з урахуванням втрат) напруження в бетоні розтягнутої зони попередньо напружуваного елемента при тимчасовому навантаженні;

$\sigma_{mt}$, $\sigma_{mc}$ – головні розтягувальні та головні стискальні напруження;

$\sigma_{bx}$., $\sigma_{by}$ – нормальні напруження в бетоні відповідно вздовж поздовжньої осі й у напрямку, нормальному до неї;

$\tau_b$ – дотичні напруження в бетоні.

*Напруження в арматурі*

$\sigma_s$ – напруження в ненапружуваній розтягнутій арматурі при навантаженні;

$\sigma_p$ – сумарне напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони при навантаженні;

$\sigma_{pc}$ – залишкове напруження, що вводиться до розрахунку, в напружуваній арматурі, розташованій в стиснутій зоні; $\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$;

$\sigma_{pc1}$ – розрахункове напруження (за відрахування всіх втрат) в напружуваній арматурі, розташованій в стиснутій зоні.

## У РОЗДІЛІ 6 ДЕРЕВ'ЯННІ КОНСТРУКЦІЇ

$N_d$ – розрахункове значення осьового зусилля;

$M_d$ – розрахункове значення згинального моменту;

$Q_d$ – розрахункове значення поперечної сили;

$N_{dd}$ – розрахункове значення несучої здатності вклеєного штиря на висмикування або продавлювання.

**Розрахункові опори деревини**

$R_{db}$ – при згині;

$R_{dt}$ – розтягуванню уздовж волокон;

$R_{ds}$ – стиску уздовж волокон;

$R_{dc}$ – так само, у клеєних конструкціях;

$R_{dqs}$ – зминанню вздовж волокон;

$R_{dq}$ – стиску і зминанню всієї поверхні поперек волокон;

$R_{dcq}$ – так само, у клеєних конструкціях;

$R_{dqp}$ – місцевому зминанню поперек волокон;

$R_{dqa}$ – так само, на частині довжини елемента;

$R_{dab}$ – сколюванню вздовж волокон при згині;

$R_{dam}$ – сколюванню (безпосередньому) вздовж волокон;

$R_{dsm}$ – сколюванню поперек волокон;

$R_{q\acute{\alpha}}$ – зминанню і сколюванню під кутом $\alpha$ до напрямку волокон;

$R_{daf}$ – сколюванню по клейових швах уздовж волокон при згині;

$R_{daf}$ – сколюванню по клейовому шву уздовж волокон у клеєштирьових з'єднаннях;

$R_{daf\alpha}$ – сколюванню по клейовому шву в клеєштирьових з'єднаннях при вклеюванні штирів під кутом $\alpha$ до напрямку волокон;

## РОЗРАХУНКОВІ ПЛОЩІ

$A_{br}$ – поперечного перерізу брутто;

$A_{nt}$ – поперечного перерізу нетто;

$A_d$ – поперечного перерізу при перевірці на стійкість;

$A_a$ – сколювання;

$A_q$ – зминання.

## ІНШІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

$S_{br}$ – статичний момент брутто частини перерізу відносно нейтральної осі;

$W_{nt}$ – момент о́пору послабленого перерізу;

$I_x$, $I_y$ – моменти інерції перерізу нетто відносно осей відповідно *x-x* і *y-y;*

*x, y* – відстані від головних осей відповідно *x-x* і *y-y* до найбільш віддалених точок перерізу;

*l* – розрахунковий прогон плити;

*l* – теоретична довжина палі;

*l* – довжина шпонки;

$l_a$ – відстань між в'язями віток у складених елементах;

$l_a$ – довжина колодки в складених елементах;

$l_c$ – розрахункова довжина елемента при перевірці стійкості;

$l_s$ – довжина площі зминання деревини уздовж волокон;

$l_d$ – розрахункова довжина сколювання у з'єднаннях на колодках;

$l_l$ – довжина заглиблення скріпа;

*a* – розмір ската колеса або гусениці в напрямку поперек дороги;

*a* – відстань між колодками у просвіт;

*a* – глибина врізування;

*b* – ширина балки;

*b* – повна ширина перерізу складеного елемента;

z – плече сил, що сколюють колодку;

*d* – діаметр;

$d_l$ – діаметр отвору під штир;

$\delta$ – зазор при збиванні колод;

$\delta$ – товщина однієї дошки;

*t* – товщина найтоншого із з'єднуваних елементів;

$t_1$ – товщина середніх з'єднуваних елементів;

$t_2$ – товщина крайніх з'єднуваних елементів;

*t* – товщина дорожнього покриття;

$\lambda$ – гнучкість елемента;

$\lambda_a$ – гнучкість вітки складеного елемента;

$\lambda_z$ – приведена гнучкість складеного елемента;

*n* – число зрізів у початковому з'єднанні;

$n_q$ – число зрізів в’язів в одному шві;

$n_f$ – число швів між вітками елементів;

*m* – коефіцієнт умови роботи;

$m_q$ – так само, на зминання поперек волокон;

$m_a$ – так само, на сколювання вздовж волокон;

$\varphi$ – коефіцієнт поздовжнього згину;

$\mu_z$ – коефіцієнт приведення гнучкості;

$\delta$ – коефіцієнт піддатливості з'єднання;

$\xi$ – коефіцієнт, що враховує вплив на стійкість додаткового моменту від нормальної сили.

## У РОЗДІЛІ 7 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ
### Характеристика ґрунтів

*e* – коефіцієнт пористості;

$I_L$ – показник плинності;

$I_p$ – число пластичності;

$\gamma$ – питома вага;

$\varphi$ – кут внутрішнього тертя;

$R_c$ – границя міцності при осьовому стиску зразків скельних ґрунтів;

$R_{NC}$ – границя міцності при осьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

**Навантаження, тиск, опір**

*F* – сила, розрахункове значення сили;

*M* – момент сил;

*N* – сила, нормальна до підошви фундаменту;

$P$, $P_{max}$ – середній і максимальний тиск підошви фундаменту на ґрунт;

$R$ – розрахунковий опір ґрунту;

$R_0$ – табличне значення умовного опору ґрунту.

**Геометричні характеристики**

$b$ – ширина (менша сторона або діаметр) підошви фундаменту;

$a$ – довжина підошви фундаменту;

$A$ – площа підошви фундаменту;

$d$ – глибина заглиблення фундаменту;

$d_w$ – глибина води;

$h$ – товщина шару ґрунту або висота насипу;

$e_0$ – ексцентриситет рівнодійної навантажень відносно центральної осі підошви фундаменту;

$r$ – радіус ядра перерізу фундаменту біля його підошви;

$W$ – момент опору підошви фундаменту для менш навантаженого ребра;

$z$ – відстань від підошви фундаменту.

**Коефіцієнти**

$\gamma_g$ – надійності ґрунту;

$\gamma_n$ – надійності за призначенням споруди;

$\gamma_c$ – умов роботи.

## Додаток Δ
## (довідковий)
## Бібліографія

1. Постанова Кабінету Міністрів України від 2 грудня 2022 року № 1348 «Про затвердження Порядку застосування національних стандартів для будівельної продукції, що надається на ринку та не охоплюється або не повністю охоплюється національними стандартами для цілей застосування Закону України «Про надання будівельної продукції на ринку» (у редакції від 09.06.2022)

2. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 (Держбуд України, К., 2002)

3. Рекомендації по використанню арматурного прокату по ДСТУ 3760 при проектуванні і виготовленні залізобетонних конструкцій без попереднього напруження арматури» (Держбуд України, К., 2002).

***(Додаток Δ долучено, Зміна № 1)***

# Зміст

Сфера застосування……1
Нормативні посилання ……1
Терміни та визначення понять (позначення та скорочення)……1
Загальні положення……1
1 Основні вимоги……1
***( Розділ 1 вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
2 Навантаження і впливи……1
***( Розділ 2 вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
3 Бетонні і залізобетонні конструкції……2
Основні розрахункові вимоги ……2
Матеріали для бетонних і залізобетонних конструкцій……7
Бетон ……7
Загальні характеристики……7
Розрахункові опори ……10
Характеристики деформативних властивостей ……13
Арматура……14
Сталеві вироби ……18
Розрахункові характеристики арматури……18
Коефіцієнти умов роботи арматури……20
Розрахункові характеристики для сталевих виробів……23
Характеристики деформаційних властивостей арматури і відношення модулів пружності ……23
Розрахунок за граничними станами першої групи ……24
Розрахунок міцності і стійкості ……24
Загальні настанови ……24
Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента ……29
Розрахунок залізобетонних згинаних елементів ……31
Розрахунок позацентрово стиснутих бетонних елементів ……33
Розрахунок позацентрово стиснутих залізобетонних елементів……34
Розрахунок центрально-розтягнутих елементів……39
Розрахунок позацентрово розтягнутих елементів ……39
Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента……40
Розрахунок перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, на дію поперечної сили……40
Розрахунок перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, на дію згинальних моментів……43
Розрахунок стиків на зсув……44
Розрахунок на місцевий стиск (зминання) ……45
Розрахунок на витривалість……47
Розрахунок за граничними станами другої групи ……49
Розрахунок тріщиностійкості ……49

Загальні положення ... 49
Розрахунок за утворенням тріщин ... 51
Розрахунок розкриття тріщин ... 53
Визначення прогинів і кутів повороту ... 57
Конструктивні вимоги ... 58
Мінімальні розміри перерізу елементів ... 58
Найменші діаметри ненапружуваної арматури ... 59
Захисний шар бетону ... 60
Мінімальні відстані між арматурними елементами ... 61
Анкерування ненапружуваної арматури ... 62
Анкерування напружуваної арматури ... 63
Поздовжнє армування елементів ... 64
Поперечне армування елементів ... 64
Зварні з'єднання арматури ... 67
Стики ненапружуваної арматури внапуск (без зварювання) ... 68
Стики елементів збірних конструкцій ... 68
Додаткові настанови з конструювання попередньо-напружених залізобетонних елементів ... 69
Закладні вироби ... 69
Конструювання опор і фундаментів ... 70
Гідроізоляція конструкцій ... 72
4 Сталеві конструкції ... 72
*( Розділ 4 вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 № 556)*
5 Сталезалізобетонні конструкції ... 72
*(Розділ 5 вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)*
6 Дерев'яні конструкції ... 73
Загальні настанови ... 73
Матеріали ... 73
Розрахункові характеристики матеріалів і з'єднань ... 74
Розрахунки ... 79
Визначення зусиль і моментів ... 79
Розрахункова довжина стиснутих елементів і гнучкість елементів ... 80
Розрахунок елементів конструкцій ... 82
Розрахунок з'єднань ... 84
Конструювання ... 86
Основні вимоги ... 86
Найменші розміри елементів і їхні допустимі гнучкості ... 87
Стики і з'єднання ... 88
Елементи прогонових будов і опор ... 90

7 Основи і фундаменти ..... 91
Загальні положення ..... 91
Розрахунки ..... 92
Конструювання ..... 94
Додаток А (обов'язковий) Перелік нормативних документів, на які є посилання в даних нормах ..... 96
Додаток Б (обов'язковий) Терміни та визначення ..... 99
Додаток В (обов'язковий) ..... 101
Габарити наближення конструкцій мостів на автомобільних дорогах загального користування і вулицях населених пунктів ..... 101
***( Додаток В вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток Д (обов'язковий) ..... 101
Коефіцієнт η для тимчасових навантажень та впливів при їх комбінаціях ..... 101
***( Додаток Д вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток Ж (обов'язковий) ..... 101
Методика визначення рівнодійної нормативного горизонтального (бічного) тиску ґрунту від власної ваги на опори мостів ..... 101
***( Додаток Ж вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток К (обов'язковий) ..... 101
Методика визначення коефіцієнта вертикального тиску ґрунту при розрахунку ланок (секцій) труб ... 101
***( Додаток К вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток Л (обов'язковий) ..... 101
Нормативне тимчасове вертикальне навантаження СК від залізничного рухомого складу і правила завантаження ним ліній впливу ..... 101
***( Додаток Л вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 ) .....101***
Додаток М (довідковий) ..... 101
Визначення загального розмиву в руслі ..... 101
***( Додаток М вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток Н (довідковий) ..... 102
Еквівалентні навантаження від поодинокого важкого навантаження НК-80 ..... 102
Додаток П (обов'язковий) ..... 106
Методика визначення горизонтального (бічного) тиску ґрунту на берегові опори (фундаменти) від транспортних засобів залізниць і автомобільних доріг ..... 106
***( Додаток П вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток Р (обов'язковий) ..... 106
Аеродинамічні коефіцієнти ..... 106
***( Додаток Р вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***
Додаток С (ов'язковий) ..... 106
Льодове навантаження ..... 106
***( Додаток С вилучено та перевидано у ДБН В.1.2-15:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 107 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

Додаток Т (обов’язковий)..... 107

Втрати попереднього напруження арматури..... 107

Додаток У (обов'язковий)..... 112

Розрахунок жорстких ланок круглих залізобетонних труб..... 112

Додаток Ф (обов’язковий)..... 113

Визначення жорсткості перерізів залізобетонних елементів для розрахунку прогинів та кутів повороту з урахуванням повзучості бетону..... 113

Додаток Х (обов’язковий)..... 116

Коефіцієнти умов роботи канатів..... 116

***( Додаток Х вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12. 2010 №556)***

Додаток Ц (обов’язковий)..... 116

Коефіцієнти для розрахунку стійкості стержнів та балок.....116

***( Додаток Ц вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

Додаток Ю (обов'язковий)..... 116

Розрахунок стійкості полиць та стінок елементів, підкріплених ребрами жорсткості..... 116

***( Додаток Ю вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

Додаток Я (обов’язковий)..... 116

Коефіцієнти для розрахунку на витривалість Ефективні коефіцієнти концентрації напружень β для розрахунку сталевих конструкцій мостів на витривалість..... 116

***( Додаток Я вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

Додаток D (інформаційний)..... 116

Оцінка витривалості сталевих конструкцій.....116

***( Додаток D вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

Додаток F (обов’язковий)..... 116

Розрахунок міцності та стійкості ортотропної плити проїзної частини..... 116

***( Додаток F вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-26:2009 « Сталеві конструкції» Наказ Мінрегіонбуду від 28.12.2010 №556)***

Додаток G (обов’язковий)..... 116

Враховування повзучості, віброповзучості бетону та обтиснення поперечних швів у сталезалізобетонних конструкціях

***(Додаток G вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)***

Додаток L (обов'язковий)..... 116

Визначення напружень у сталевозалізобетонних балках від усадки бетону і температурних впливів116

***(Додаток L вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції» Наказ Укравтодора від 19.04.2013 № 134)***

Додаток N (обов'язковий)..... 116

Розподіл зсувних зусиль по шву об'єднання залізобетонної плити і сталевої конструкції в складних випадках впливів..... 116

***(Додаток N вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції***

Додаток Q (обов'язковий)..... 116

Розрахунки міцності об'єднання залізобетонуі сталі гнучкими упорами й анкерами.....116

***(Додаток Q вилучено та перевидано У ГБН В.2.3-37641918-553:2013 «Мости та труби.Сталезалізобетонні конструкції***

Додаток Ψ (довідковий) .....116

Проектування елементів за критерієм надійності.....116

***( Додаток Ψ вилучено та перевидано у ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Основні вимоги проектування» наказ Мінрегіонбуду від 16.03.2009 № 111 та наказ від 11.11.2009 № 484 )***

Додаток R (обов'язковий).....117

Розрахунки міцності об'єднання залізобетону і сталі високоміцними болтами, що обтискають залізобетон.....117

Додаток S (обов'язковий).....118

Розрахунковий опір ґрунтів основи осьовому стиску .....118

Додаток V (обов'язковий).....121

Методика перевірки несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль або опускного колодязя як умовного фундаменту мілкого закладання .....121

Додаток W (обов'язковий).....124

Методика перевірки несучої здатності підстильного шару ґрунту .....124

Додаток Y (обов'язковий).....126

Методика визначення додаткових тисків на основу стояна від ваги примикальної частини підхідного насипу .....126

Додаток Z (довідковий).....128

Розрахунок міцності круглих перерізів залізобетонних елементів при позацентровому стисненні .....128

Додаток Ω (довідковий) .....129

Огорожі безпеки на мостах під автомобільний рух.....129

Додаток Σ (довідковий).....139

Основні позначення величин літерами.....139

Додаток Δ (довідковий).....144

Бібліографія.....144

***(Додаток Δ долучено, Зміна № 1)***