

ЗМІСТ

ВСТУП.....	V
1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ	1
2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ	3
3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ	5
3.1 Бетон	5
3.2 Арматура	7
3.2 Конструкційна сталь	7
3.3 Профільовані настили.....	7
4 РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ	9
4.1 Загальні положення.....	9
4.2 Передумови розрахунку несучої здатності	10
4.3 Розрахунок за деформаційним методом	13
4.4 Спрощений метод розрахунку	17
4.5 Сумісна дія згину і зсуву	21
4.6 Втрата стійкості плоскої форми згину	22
5 ПОЗДОВЖНІЙ ЗСУВ У ПЛИТАХ.....	23
5.1 Загальні положення.....	23
5.2 Розрахунковий опір поздовжньому зсуву	25
6 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ	29
6.1 Загальні положення.....	29
6.2 Напруження	29
6.3 Деформації (прогини)	30
6.4 Утворення тріщин у бетоні	33

7 РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ.....	38
7.1 Загальні положення.....	38
7.2 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за граничними станами першої групи.....	39
7.3. Загальний метод розрахунку на згин	40
7.4 Спрощений метод розрахунку на згин.....	40
7.5 Поздовжній зсув в плитах без анкерування кінців.....	43
7.6 Поздовжній зсув у плитах із анкеруванням кінців.....	45
7.7 Вертикальний зсув	46
7.8 Зсув при продавлюванні.....	46
8. РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ	47
8.1 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за другою групою граничних станів	47
8.2 Перевірка сталезалізобетонних плит за II-ю групою граничних станів ...	48
9 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ІЗ КОНСТРУЮВАННЯ.....	49
9.1 Товщина плити і армування.....	49
9.2 Робоча ширина комбінованої плити для зосередженого і лінійного навантаження	50
ДОДАТОК А	53
ДОДАТОК Б.....	58

ВСТУП

В цьому стандарті наведені основні правила, методи розрахунку та конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам будинків, будівель та споруд, які забезпечують виконання основних вимог ДБН В.2.6-160 та ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом усього терміну служби.

В цьому стандарті використана класифікація міцності бетону на стиск відповідно до ДСТУ Б В.2.7-176; класифікація арматурного прокату – відповідно до ДСТУ 3760, ГОСТ 10884.

Характеристики профільованих настилів приймають згідно з ДСТУ Б В.2.6-9.

У цьому стандарті терміни та визначення понять, позначки та одиниці фізичних величин прийняті відповідно до ДБН В.2.6-160.

При розробленні цього стандарту враховані основні положення (принципи) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПЛИТАМИ ПО
ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПЛИТАМИ ПО
ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛАМ

CALCULATION AND DESIGN OF
COMPOSITE STRUCTURES WITH CONCRETE SLABS USING PROFILED
STEEL DECKING

Чинний з 201X-XX-XX.

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт поширюється на проектування сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам, які експлуатуються в кліматичних умовах України, в неагресивних, слабкоагресивних і середньоагресивних середовищах.

1.2 Сталезалізобетонні конструкції з плитами по профільованим настилам повинні задовольняти основним вимогам безпеки, які визначені у Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-7. Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб із необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного зі спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

1.3 Сталезалізобетонні конструкції з плитами по профільованим настилам повинні бути забезпеченими з необхідною надійністю від виникнення усіх

видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів елементів та конструюванням згідно вказівок цього стандарту. При цьому повинні бути виконані вимоги щодо вогнестійкості визначені у ДБН В.1.1-7, ДБН В.1.2-7 та технології виготовлення конструкцій і витримані вимоги щодо експлуатації будинків та споруд, а також вимоги щодо екології, які регламентуються відповідними нормативними документами.

1.4 Цей стандарт не поширюється на розрахунок та проектування вогнестійкості конструкцій. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій на вогнестійкість на відповідність нормативним значенням, регламентованим у ДБН В.1.1-7, ДБН В.2.2-24, ДБН В.1.2-7 тощо, слід виконувати згідно з чинною нормативно-технічною документацією на проектування вогнестійкості сталезалізобетонних будівельних конструкцій.

1.5 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам необхідно виконувати за граничними станами згідно з 5.3 ДБН В.2.6-160, які включають:

- граничні стани першої групи;
- граничні стани другої групи.

Розрахунки за граничними станами першої групи включають розрахунки щодо визначення несучої здатності з урахуванням в необхідних випадках деформованого стану конструкції.

Розрахунки за граничними станами другої групи включають розрахунки щодо виникнення та розкриття тріщин, обмеження напружень, деформацій і коливань.

1.6 Розрахунки за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів необхідно, як правило, виконувати для всіх стадій її існування – виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації. При цьому розрахункові схеми повинні відповідати реальній роботі конструкцій та прийнятим конструктивним рішенням.

1.7 Розрахунки зусиль, напружень та деформацій від зовнішніх дій

оточуючого середовища в сталезалізобетонних конструкціях з плитами по профільованим настилам слід визначати за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

Необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону, арматури і конструкційної сталі, а також процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

1.8 Вимоги цього стандарту не поширюються на розрахунок та проектування:

- конструкцій які експлуатуються при температурі навколишнього середовища вище ніж 50° С і нижче ніж мінус 70 °С;
- спеціальних типів будівель і окремі види розрахунків (на прогресуюче обвалення тощо);
- віадуків, мостів, дамб, резервуарів під тиском, прибережних платформ та водозахисних споруд;
- сталезалізобетонних конструкцій аеродромів та атомних станцій;
- конструкцій із фібробетону, дрібнозернистих бетонів, та пінобетонних складових, а також із бетонів з надважкими заповнювачами;
- конструкцій які піддаються істотним циклічним та динамічним діям, впливу сильноагресивного середовища.

Примітка: Вимоги цього стандарту поширюються на висотні будівлі, притому додаткові розрахунки їх конструкцій слід проводити окремо згідно відповідних норм ДБН В.2.2-24:2009.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті є посилання на такі нормативно-правові акти, нормативні акти та нормативні документи:

- Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд,

пр. ДСТУ Б В.2.6-XXX:201X

затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 р. № 1764;

- ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва;

- ДБН В.1.2-7:2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека;

- ДБН В.1.2-14:2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ;

- ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення;

- ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення;

- ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування;

- ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування;

- ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами для будівництва. Технічні умови;

- ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування;

- ДСТУ Б В.2.6-206:2016 Розрахунок і конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій;

- ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та

бетони. Загальні технічні умови (EN 206-1:2000, NEQ);

– ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT);

– ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1994-1-2:2005, IDT);

– ДСТУ Б EN 508-1:2015 Вироби покрівельні та облицювальні металеві листові. Технічні вимоги до самонесучих сталевих, алюмінієвих листів або листів із нержавіючої сталі. Частина 1. Сталь (EN 508-1:2014, IDT);

– ДСТУ Б EN 14782:2015 Листи металеві самонесучі для покрівлі, зовнішнього обшиття і внутрішнього облицювання. Технічні умови на продукцію та вимоги (EN 14782:2006, IDT)

– ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ);

– ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь арматурна термомеханічно зміцнена для залізобетонних конструкцій. Технічні умови)

3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ

3.1 Бетон

3.1.1 Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій, що проектується відповідно до цього стандарту, використовується важкий конструкційний бетон класів міцності на стиск від C20/25 до C50/60 з середньою густиною від 2000 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно.

3.1.2 Основні показники якості бетону, які встановлюються при проектуванні повинні відповідати ДБН В.2.6-98 та ДСТУ Б В.2.6-156.

3.1.3 В залежності від класу умов експлуатації слід призначати класи бетону не нижче вказаних у таблиці 4.1 ДБН В.2.6-98.

3.1.4 Марки бетону за морозостійкістю призначають в залежності від ступеня відповідальності, класу умов експлуатації конструкцій та діапазону зміни температури навколишнього середовища в холодний період року відповідно до таблиці 4.1 (а) ДБН В.2.6-98.

3.1.5 Марку бетону за водонепроникністю призначають в залежності від ступеня відповідальності та температурно-вологісного режиму відповідно до таблиці 4.1(б) ДБН В.2.6-98. В інших випадках необхідні марки бетону призначають відповідно до спеціальних вказівок.

3.1.6 При розрахунках будівель на комбіновані дії при визначенні напружень і переміщень допускається не враховувати ефекти від складової внутрішньої усадки.

3.1.7 Розрахунки деформації усадки, встановлені в ДБН Б В.2.6-156, можуть давати завищені значення при оцінці ефектів усадки в сталезалізобетонних конструкціях будівель, тому можуть використовуватися наступні рекомендовані значення загальної деформації усадки:

- в умовах сухого середовища (ззовні або всередині будівель, окрім елементів, заповнених бетоном) для звичайних важких бетонів – 325×10^{-6} ;
- для звичайних важких бетонів в інших умовах та для елементів, заповнених бетоном – 200×10^{-6} .

3.1.8 Номінальний розмір заповнювачів залежить від найменшого розміру конструктивного елемента, в який укладається бетон, і не повинен перевищувати, щонайменш:

- 0,40 висоти шару бетону над настилом (h_c);
- $b'_0/3$, де b'_0 - середня ширина гофра для трапецієдального настилу і мінімальна відстань між гофрами для настилів зі зворотними гофрами;
- 31,5 мм (сито С 31,5).

3.2 Арматура

3.2.1 Для армування сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам слід використовувати арматуру відповідно до ДБН В.2.6-98.

3.2.2 Для армування сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам слід використовувати:

- гладку арматуру класу A240C;
- арматуру періодичного профілю класів A400C, A500C, B500.

3.2 Конструкційна сталь

3.2.1 Характеристики конструкційної сталі приймають згідно з ДБН В.2.6-198.

3.2.2 Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій, що проектується відповідно до цього стандарту, використовуються сталеві конструкції з фасонного, сортового, листового, широкополічкового і універсального прокату і холодногнутих профілів, окрім тонкостінних.

3.2.3 Положення цього стандарту застосовують для конструкційної сталі з номінальним опором на границі текучості не більше 440 Н/мм^2 .

3.2.4 Вибір сталей для конструкцій слід виконувати згідно з ДБН В.2.6-198.

3.3 Профільовані настили

3.3.1 Для виготовлення сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам використовуються настили різних типів, як за стандартами України так Євростандартами (для настилання покриттів) згідно з ДСТУ В.2.6-9, ДСТУ Б EN 14782 та ДСТУ Б EN 508-1.

3.3.2 Профільовані настили слід приймати товщиною не менше 0,7 мм.

3.3.3 Профільований настил, що використовується в сталезалізобетонних плитах, повинен сприймати і передавати поздовжній зсув по контакту між настилом та бетоном. Природнє зчеплення між сталевим настилом і бетоном не

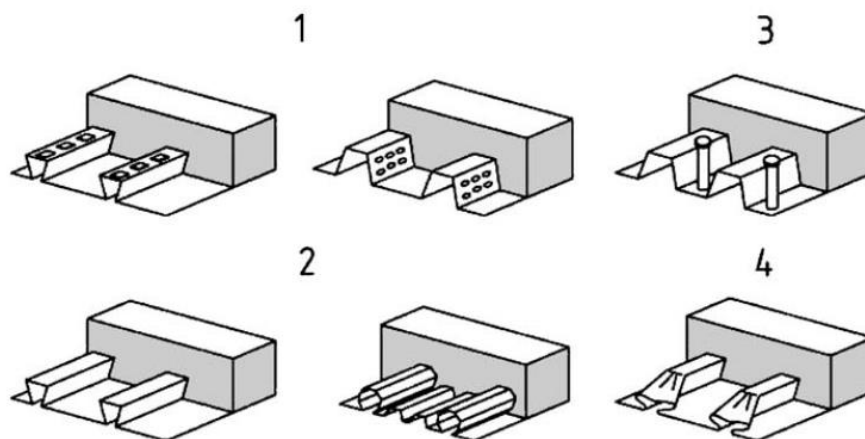
вважається достатнім для забезпечення сумісної роботи. Така сумісна робота між настилом і бетоном повинна забезпечуватись шляхом застосування одного або більше із наступних заходів (див. рисунок 3.1):

1 – механічне зчеплення, що забезпечується рифами та виштамповками в профілі (виступи або вм'ятини);

2 – фрикційне зчеплення при використанні профілів зі зворотними гофрами;

3 – анкерування кінців, що забезпечується шляхом приварювання анкерних упорів болтового типу (стад-болтів) або іншим типом локального з'єднання між бетоном і профнастилом, але тільки у поєднанні із заходами, наведеними у п. 1 або 2 вище;

4 – анкерування кінців, що забезпечується деформуванням гофрів по кінцям настилу, але тільки у поєднанні із заходами, наведеними у п. 2 вище.



1 – механічне зчеплення; 2 – фрикційне зчеплення; 3 – анкерування кінців наскрізним приварюванням стад-болтів; 4 – анкерування кінців деформуванням гофрів.

Рисунок 3.1 – Типові форми забезпечення зчеплення у сталезалізобетонних плитах

3.3.4 Відкриті поверхні сталевих профільованих настилів мають бути відповідним чином захищені від атмосферних дій.

3.3.5 Рекомендується використовувати профільовані настили з цинковим покриттям суммарною питомою масою по двом сторонам не менше 200г/м^2

(клас П2 за ГОСТ 14918-80), з полімерним покриттям або без нього в залежності від конкретних умов середовища.

4 РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

4.1 Загальні положення

4.1.1 Характерні типи перерізів сталезалізобетонних балок з плитами по профільованим настилам наведені на рисунку 4.1 (див. також класифікацію за ДСТУ Б EN 14782 та ДСТУ Б EN 508-1).

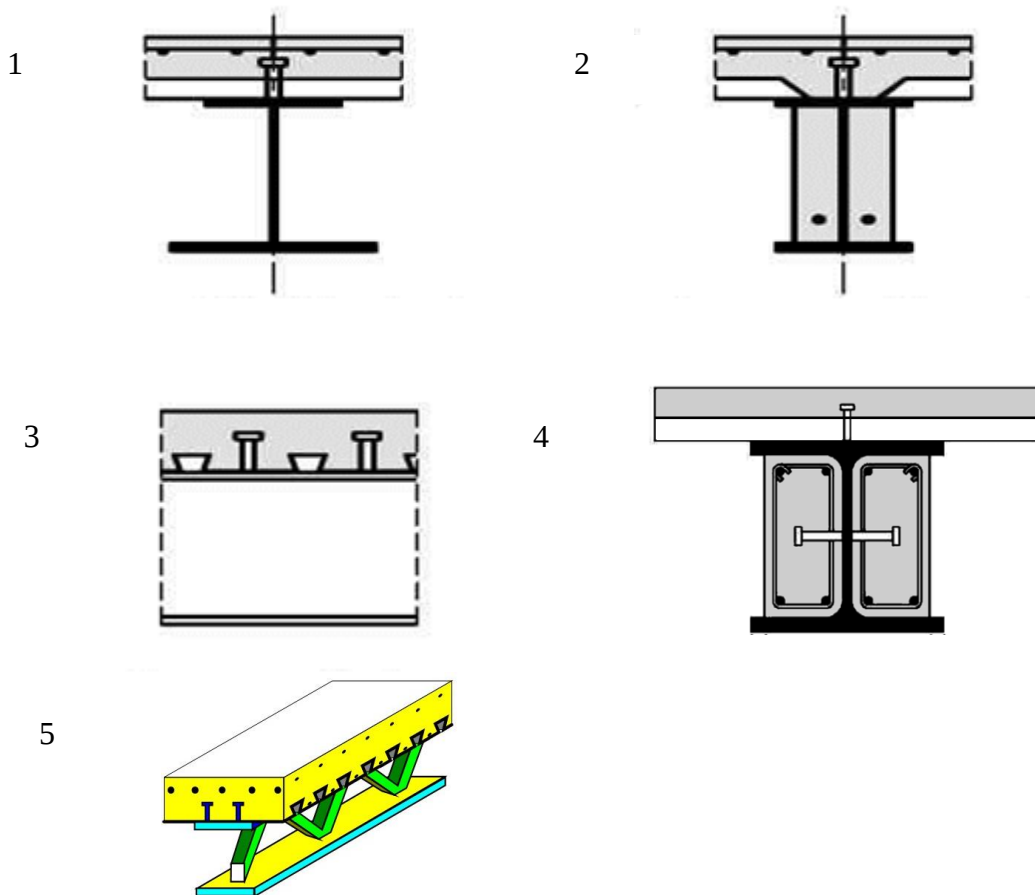


Рисунок 4.1 – Типові поперечні перерізи сталезалізобетонних балок з плитами по профільованим настилам: 1 – профнастил поперек балці; 2 – профнастил вдовж осі балці і частковим обетонуванням; балка зі збірними плитами і монолітним швом; 3 – з монолітною плитою по профільованому настилу; 4 – із обетонуванням сталеві частини перерізу; 5 – із наскрізним сталевим ригелем

4.1.2 Зусилля в балках слід визначати згідно вказівок розділу 8 ДБН В.2.6-160 із врахуванням довготривалих ефектів, тріщиноутворення та перерозподілу зусиль.

4.1.3 Розрахунок балок має виконуватись на двох основних етапах: етап зведення, коли конструкція розглядається на дію монтажних навантажень без сумісної роботи плити із балкою; та етап експлуатації, коли конструкція розглядається в завершеному стані, із сумісною роботою плити із балкою на навантаження, що діють протягом проектного строку експлуатації.

4.1.4 На етапі зведення до твердіння бетону несучим елементом вважається сталевий переріз балки без урахування сумісної роботи з настилом та бетоном і розрахунок ведеться відповідно до ДБН В.2.6-198.

4.1.5 На етапі експлуатації переріз балки розглядається як сталезалізобетонний, а приведена ширина бетонної полиці, що залучається до сумісної роботи, визначається з урахуванням ефекту запізнення зсуву згідно розділу 8.4. ДБН В.2.6-160, враховуючи зміну приведеної ширини по довжині прольоту.

4.1.6 Для спрощення в елементах будівель приведену ширину композитного перерізу можна приймати постійною по всій довжині зони додатнього згинального моменту кожного прольоту. Цю величину можна прийняти рівною $b_{eff,1}$ в середині прольоту. Аналогічне припущення приймають по всій довжині зони від'ємного згинального моменту по обидві сторони від проміжної опори. Цю величину можна прийняти рівною $b_{eff,2}$ на відповідній опорі.

4.2 Передумови розрахунку несучої здатності

4.2.1 Несуча здатність за згинальним моментом поперечних перерізів сталезалізобетонних конструкцій із плитами по профільованим настилам будь-якого класу має визначатись за спрощеним методом згідно п.4.4 даного ДСТУ. Також, вона може визначатись за нелінійною деформаційною теорією згідно з

передумовами ДБН В.2.6-160, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль, а деформацій.

4.2.2 В загальному випадку несучу здатність сталезалізобетонних балок із профільованими настилами на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи із наступних передумов:

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- для розрахункового перерізу вважається, що зсувні з'єднання та поперечна арматура бетонної плити забезпечують сумісну роботу плити і сталевго профілю;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рисунках 3.1 та 3.2 ДБН В.2.6-98;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рисунку 3.1 ДСТУ Б В.2.6-156.

При цьому:

- а) для арматури при $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{su}$ напруження $\sigma_s = 0$, тобто вважається, що стався розрив арматури;
- б) роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\varepsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок несучої здатності виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm}/E_{ck}$.

4.2.3 В деформаційній теорії за критерій вичерпання несучої здатності поперечного перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент-кривизна (прогин)» або «стискаюча сила - прогин») – екстремальний критерій;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні крайніми деформаціями у стиснутій зоні граничних значень ε_{cul} , ε_{cu3} , (див. табл. 3.1 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{su} , (див. 3.2.6 ДБН В.2.6-98);

- досягнення крайніми деформаціями у стиснутій/розтягнутій зоні сталевій частини поперечного перерізу граничних значень ε_{au} , (див. 3.2.4 ДБН В.2.6-98).

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури та сталевій частини поперечного перерізу знак додатній, для розтягу – від'ємний.

4.2.4 Якщо розрахунковий сталезалізобетонний поперечний переріз відноситься до класу 1 або 2 і не має попереднього напруження канатами, що згідно ДБН В.2.6-160 допускає використання пружно-пластичної теорії, то несуча здатність за згинальним моменту сталезалізобетонної балки з плитою по профільованому настилу може бути визначена згідно з ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 за спрощеним методом по критерію вичерпання міцності з ідеалізованим пластичним розподілом напружень.

4.2.5 При розрахунку за спрощеним методом слід прийняти наступні припущення:

- між конструкційною сталлю, арматурою та бетоном є повна взаємодія;
- напруження у розрахунковому поперечному перерізі сталевих елементів досягають свого розрахункового значення межі текучості f_{yd} при розтягу або стиску;
- напруження у поздовжній арматурі в розрахунковому поперечному перерізі досягають свого розрахункового значення межі текучості f_{sd} ;
- напруження в стиснутому бетоні у розрахунковому поперечному перерізі досягають значення $0,85f_{cd}$ і приймаються постійними по всій висоті між нейтральною віссю в пластичній стадії і найбільш стиснутими волокнами бетону.

4.3 Розрахунок за деформаційним методом

4.3.1 Для виконання розрахунку використовується спосіб, аналогічний прийнятому у ДСТУ Б В.2.6-206: сталева частина і профільований настил розрахункового перерізу розбиваються на m і l шарів, відповідно, в межах висоти яких напруження вважаються постійними, а розподіл деформацій по висоті сталевих елементів за лінійним законом.

4.3.2 Відповідно до прийнятих передумов напружено-деформований стан розрахункового перерізу при згині описується системою рівнянь:

$$F(\aleph, \varepsilon_1) = 0, \quad (4.1)$$

$$\Phi(\aleph, \varepsilon_1) - M = 0. \quad (4.2)$$

4.3.3 У загальному вигляді функції $F(\aleph, \varepsilon_1)$ і $\Phi(\aleph, \varepsilon_1)$ записуються наступним чином:

$$F(\aleph, \varepsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl}, \quad (4.3)$$

$$\Phi(\aleph, \varepsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) x dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} z_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am} z_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} z_{vl}. \quad (4.4)$$

Після інтегрування і підстановки границь інтегрування одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь з невідомими – $\varepsilon_{c(1)}$ і $\aleph$ (або $\varepsilon_{a(2)}$).

4.3.4 Нелінійна залежність між σ_c і ε_c у бетоні згідно з ДБН В.2.6-98 описується рівнянням:

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (4.5)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$,

ε_{cl} – деформації при максимальних напруженнях, відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98, при розрахунку за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{cl,cd}$, за другою групою граничних станів – $\varepsilon_{cl,ck}$,

$k = 1,05E_{ck} \times \varepsilon_{cl,ck} / f_{ck,prism}$ ($f_{ck,prism}$ – відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98) при розрахунку за другою групою граничних станів

$k=1,05E_{cd} \times \varepsilon_{cl,cd} / f_{cd}$ (f_{cd} – відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98) при розрахунку за першою групою граничних станів;

та

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (4.6)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів, наведених в таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98.

Вирази (4.5) і (4.6) справедливі при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cul}|$, де ε_{cul} – номінальні граничні деформації бетону.

4.3.5 Після підстановки формули (4.6) в рівняння (4.3) і (4.4) і інтегрування отримаємо рівняння рівноваги в наступному вигляді:

$$\frac{f_{cd} b_c}{\aleph} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd} b_c}{\aleph^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \\ & + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0. \end{aligned} \quad (4.8)$$

У формулах (4.5) – (4.8):

$$\aleph = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h} \text{ – кривизна вигнутої осі в перерізі;}$$

$\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої фібри;

$\varepsilon_{a(7)}$ – деформації розтягнутої фібри сталевого профілю;

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}};$$

$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \aleph$ – висота стиснутої зони;

$\overline{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$ – відносна кривина;

z_{si} – відстань i -го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

z_{am} – відстань m -го шару сталевого профілю від найбільш стиснутої грані перерізу;

z_{vl} – відстань l -го шару профільованого настилу від найбільш стиснутої грані перерізу

M_{Ed} – розрахункове значення зовнішнього згинального моменту.

4.3.6 Напруження в довільному шарі армування і сталевого профілю визначаються за діаграмами деформування арматури і конструкційної сталі згідно з рекомендаціями, які викладені в 3.1.4.10 та 3.2.6, виходячи з того, що деформації визначаються за формулами:

$$\text{– для арматури } \varepsilon_{si} = \aleph(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}; \quad (4.9)$$

$$\text{– для конструкційної сталі } \varepsilon_{am} = \aleph(x_1 - z_{am}) + \varepsilon_{am,0}, \quad (4.10)$$

$$\text{– для профнастила } \varepsilon_{vl} = \aleph(x_1 - z_{vl}) + \varepsilon_{vl,0}, \quad (4.11)$$

де $\varepsilon_{si,0}$ і $\varepsilon_{am,0}$ $\varepsilon_{vl,0}$ – початкові (до прикладення зовнішніх зусиль) деформації i -го арматурного стрижня, m -го шару і l -го шарів перерізів сталевих частини і профнастила, відповідно, (обумовлені, наприклад, усадкою бетону).

4.3.7 Системи нелінійних алгебраїчних рівнянь (4.7) і (4.8) з двома невідомими розв'язуються підбором з контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод.

4.3.8 За результатами рішення системи рівнянь (4.7) і (4.8) будуються діаграми «момент – кривизна» для елементів, які зазнають дію згину. Найбільші величини зафіксовані на цих діаграмах і приймаються за несучу здатність. У разі, якщо визначені величини несучої здатності будуть меншими за зовнішні дії необхідно виконати зміну розмірів перерізу, армування або міцності бетону. Величини зовнішніх дій і підрахованої несучої здатності, як правило, не повинні відрізнятись більше ніж на 5 %.

4.3.9 При використанні спрощеної діаграми деформування бетону (рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98) всього може реалізуватись декілька форм рівноваги перерізу. Однак на практиці найбільш часто зустрічаються дві форми рівноваги:

- епюра напружень в бетоні і профнастилі має форму прямокутної трапеції;
- епюра напружень в бетоні і профнастилі має форму прямокутника.

Для обох форми рівноваги межою існування є умови: $x_1 > h_c$, $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu,3,cd}$ і $\varepsilon_a \leq \varepsilon_{ay}$ ($\sigma_a = E_a \varepsilon_a$).

4.3.10 Для першої форми рівноваги рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$\frac{b_c f_{cd}}{2\aleph} \left(2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (4.12)$$

$$\begin{aligned} & \frac{b_c f_{cd}}{\aleph^2} \left(3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \\ & + \sum_{i=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0 \end{aligned} \quad (4.13)$$

4.3.11 Рівняння рівноваги для другої форми в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$b_c h_c f_{aud} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0, \quad (4.14)$$

$$\begin{aligned} & b_c h_c f_{aud} \left(x_1 - \frac{h_c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) - \\ & - \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0 \end{aligned} \quad (4.15)$$

4.3.12 Розрахунок за формулами (4.12 - 4.15) виконується аналогічним чином, як і за формулами (4.7 - 4.8) але з урахуванням рекомендацій і вимог 5.1.6 - 5.1.8.

4.3.13 Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу може використовуватися альтернативно деформаційний метод. Алгоритм розв'язання задачі згідно з цим методом наведений у Додатку А.

4.4 Спрощений метод розрахунку

4.4.1 Для перерізів сталезалізобетонних балок без часткового обетонування, із плитами по профільованим настилам, що задовольняють умовам використання спрощеного методу, несуча здатність визначається за типовим розподілом напружень у пластичній стадії, приклад якого приведено на рисунку 4.2 і який залежить від положення умовної нейтральної вісі, що визначається із умов рівноваги внутрішніх зусиль.

4.4.2 Для сталезалізобетонних поперечних перерізів із застосуванням конструкційної сталі марок S420 та S460 за ДБН В.2.6-198, якщо відстань x_{pl} між нейтральною віссю перерізу в пластичній стадії і крайніми волокнами стиснутої бетонної плити перевищує 15% загальної висоти h перерізу елементу, то розрахункову несучу здатність за згинальним моментом M_{Rd} слід приймати рівною βM_{Rd} , де β – понижуючий коефіцієнт, що визначається за графіком на рисунку 4.3. Для значень співвідношення x_{pl}/h , що перевищують 0.4, то несучу здатність за згинальним моментом рекомендується визначати за загальним нелінійним методом.

4.4.3 Коли бетонна полиця знаходиться в розтягнутій зоні, мінімальна площа поперечного перерізу арматури A_s в межах ефективної ширини повинна відповідати наступній вимозі:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (4.16)$$

де

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{cm}}{f_{ck}} \sqrt{k_c} \quad (4.17)$$

A_c – ефективна площа бетонної полиці над профільованим настилом;

f_y – характеристичний опір конструкційної сталі на границі текучості;

пр. ДСТУ Б В.2.6-XXX:201X

f_{sk} – характеристичний опір арматурної сталі на границі текучості;

f_{ctm} – міцність бетону на осьовий розтяг;

k_c – коефіцієнт, див. формулу 6.5.

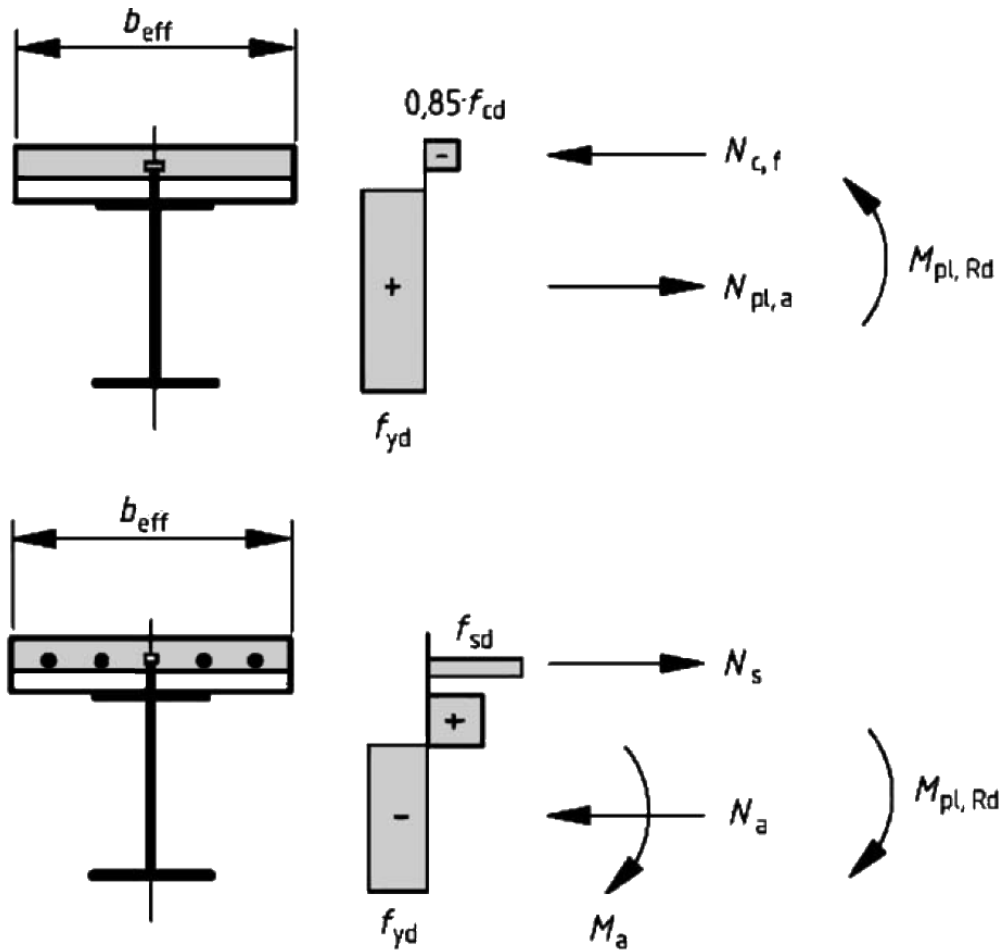


Рисунок 4.2 – Розподіл напружень в пластичній стадії

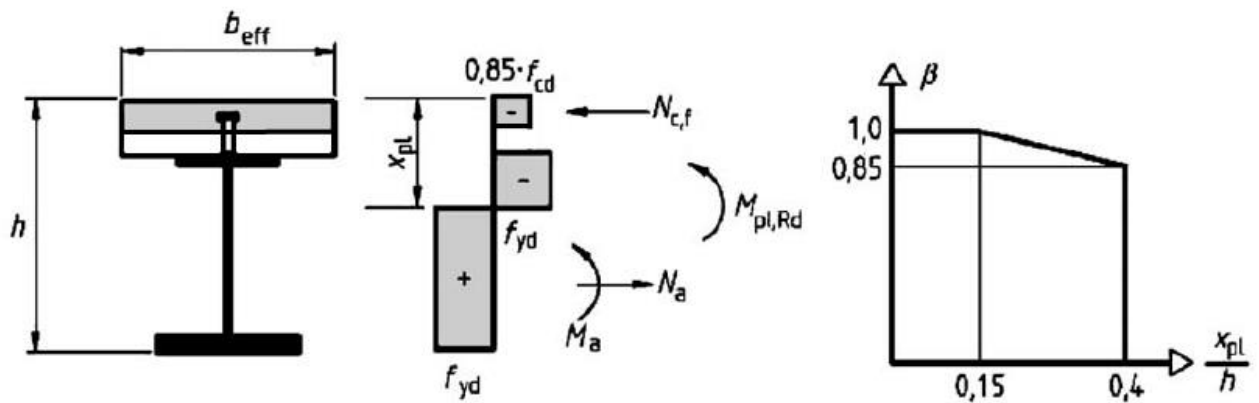


Рисунок 4.3 – Коефіцієнт приведення β для M_{Rd}

4.4.4 При розрахунку елементів будівель стиснуті сталеві профільовані настили не враховують.

4.4.5 При розрахунку елементів будівель слід вважати, що напруження в розтягнутих сталевих профільованих настилах, які включені у склад розрахункового перерізу, досягають своєї розрахункової межі текучості $f_{yp,d}$.

4.4.6 В зонах дії додатнього згинального моменту допускається використовувати сталезалізобетонні балки будівель із частковим з'єднанням відповідно до ДБН В.2.6-160.

4.4.7 При дії від'ємного згинального моменту несучу здатність слід визначати за 4.4.1. Для досягнення арматурою границі текучості слід передбачувати відповідне зсувне з'єднання.

4.4.8 При використанні гнучких з'єднувальних елементів несучу здатність розрахункового поперечного перерізу балки M_{Rd} слід визначати за спрощеним методом відповідно до 4.4.1, однак замінюючи стискаюче зусилля в бетонній полиці $N_{c,f}$ пониженим значенням N_c як це показано на рисунку 4.4. Коефіцієнт $\eta = N_c / N_{c,f}$ визначає ступінь використання з'єднувальних елементів. Розташування нейтральної вісі у пластичній стадії слід визначати при дії в перерізі нової сили N_c , як показано на рисунку 4.4. Нейтральну вісь в пластичній стадії, що розташовується у межах сталевого перерізу слід використовувати для класифікації стінки.

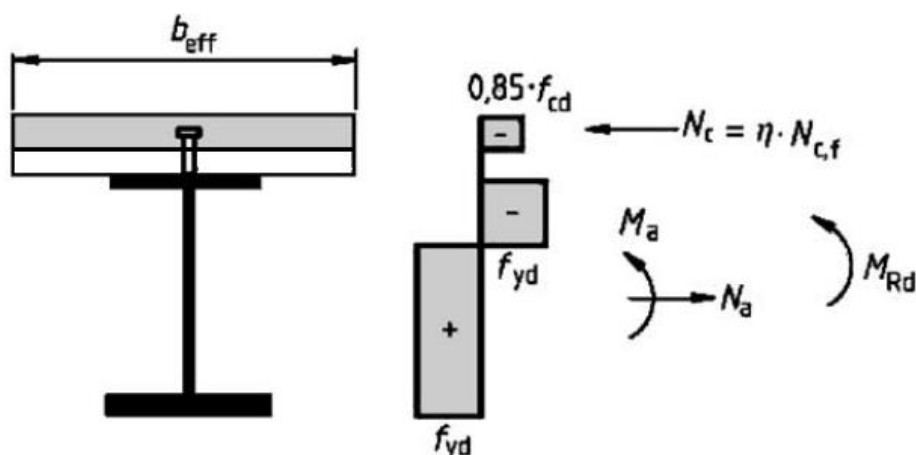


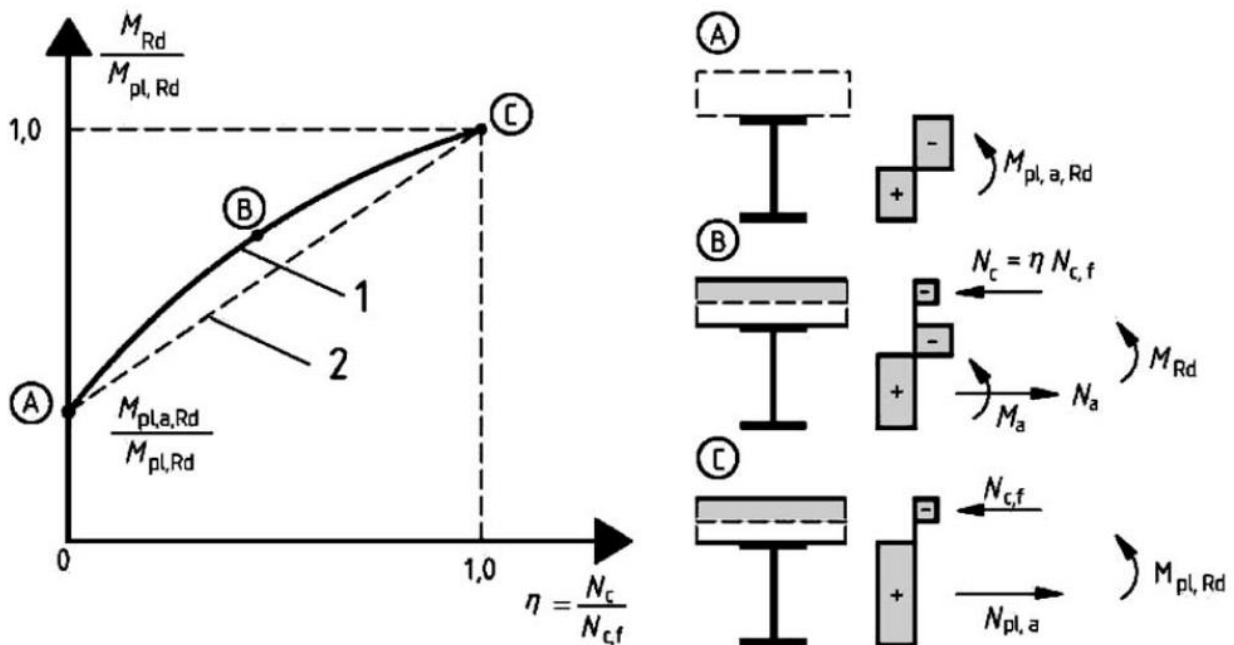
Рисунок 4.4 – Розподіл напружень у пластичній стадії при дії додатнього згинального моменту в перерізі сталезалізобетонних балок із частковим з'єднанням

4.4.9 Відношення M_{Rd} до N_c може бути зображено у вигляді кривої ABC на рисунку 4.5, де $M_{pl,a,Rd}$ та $M_{pl,Rd}$ – розрахункові значення несучої здатності у пластичній стадії при дії додатнього згинального моменту відповідно сталевому перерізу та сталезалізобетонного перерізу з повним з'єднанням.

4.4.10 Для методу в 4.4.8 значення M_{Rd} в запас можна визначити, за прямою AC на рисунку 4.5:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (4.18)$$

4.4.11 В балках із частковим обетонуванням слід забезпечувати повне з'єднання сталевого перерізу із бетоном омоноличування стінки, що розташову-



1 – в пластичній стадії; 2 – за наближеною методикою;

Рисунок 4.5 – Відношення M_{Rd} до N_c при умові використання гнучких з'єднувальних елементів

ється між поясами. В будь-якій бетонній чи сталезалізобетонній плиті, що є частиною розрахункового перерізу, для сприйняття стискаючого зусилля можна застосовувати часткове з'єднання.

4.4.12 Розрахункову несучу здатність за згинальним моментом балок із частковим обетонуванням допускається визначати при спрощеному

пластичному розподілі напружень. Стиснуту арматуру в бетоні омоноличування стінки допускається не враховувати. На рисунку 4.6 приведені типи розподілу напружень в пластичній стадії.

4.4.13 Якщо для часткового об'єднання омоноличеного перерізу балки із плитою використовуються гнучкі з'єднувальні елементи, то несучу здатність балки за згинальним моментом у пластичній стадії слід визначати відповідно до 4.4.11 і 4.2.5, приймаючи зменшене значення стискаючого зусилля N_c відповідно до 4.4.8-4.4.10.

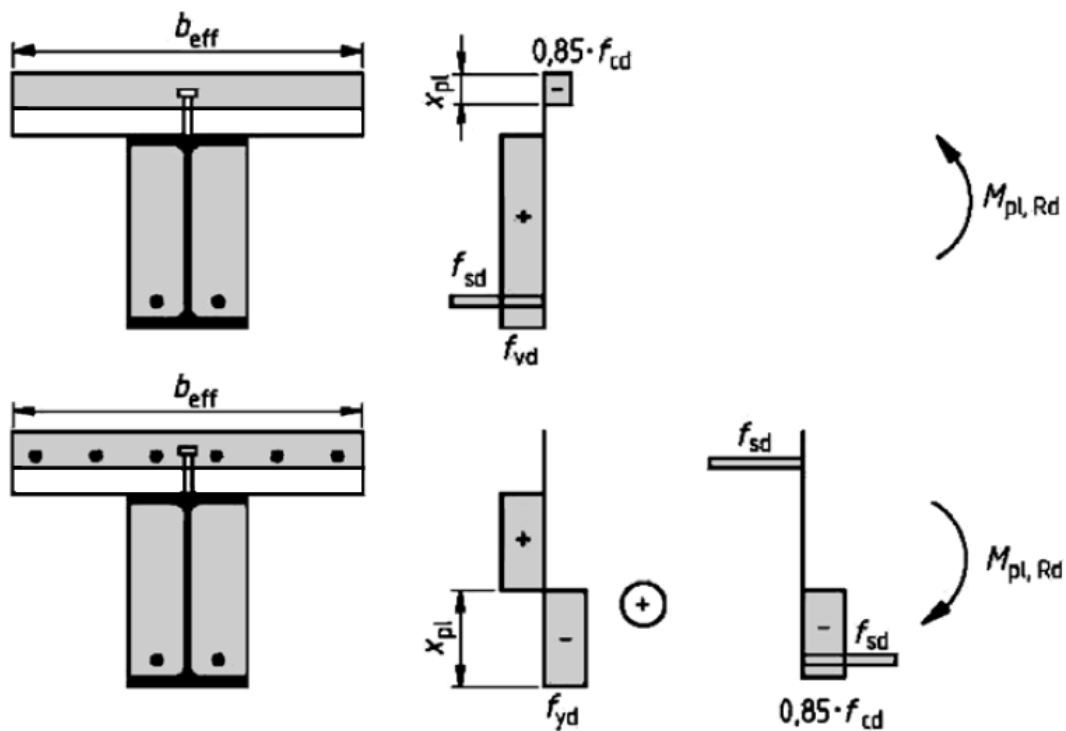


Рисунок 4.6 – Розподіл напружень в пластичній стадії

4.5 Сумісна дія згину і зсуву

4.5.1 Якщо поперечна сила V_{Ed} перевищує половину несучої здатності на зсув V_{Rd} по критеріям міцності і стійкості, то слід врахувати її вплив на несучу здатність за згинальним моментом.

4.5.2 Для поперечних перерізів балок класів 1 і 2 вплив зсуву на несучу здатність за згинальним моментом можна врахувати зменшенням

розрахункового опору сталі до значення $(1-\rho)f_{yd}$ по площі, що сприймає зсув, як показано на прикладі рисунку 4.7, де:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.19)$$

4.5.3 Для поперечних перерізів балок класів 3 і 4 розрахунок ведуть за ДБН В 2.6-198 використовуючи зусилля, визначені в сталезалізобетонному перерізі.

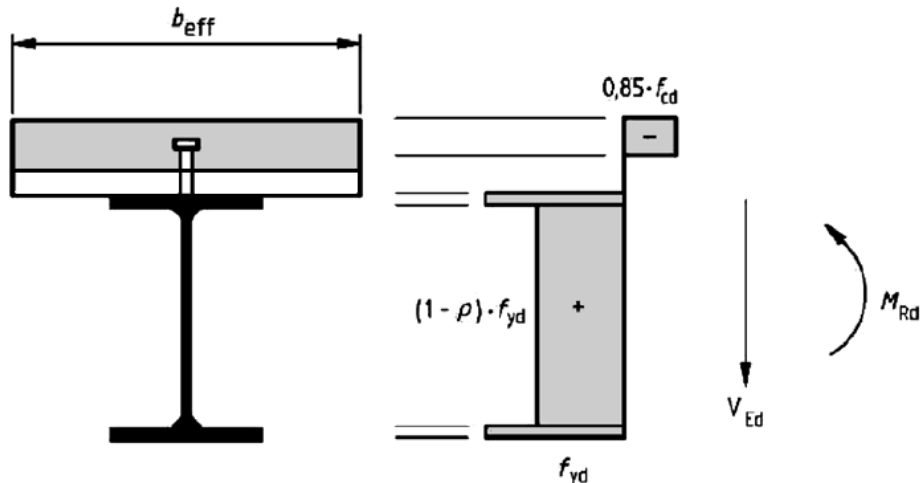


Рисунок 4.7 – Розподіл напружень в пластичній стадії з урахуванням дії зсуву

4.5.4 Якщо відповідно до 4.5.2 може враховуватись внесок бетону омонолічування, то вплив зсуву на несучу здатність за згинальним моментом визначається у припущенні, що тільки складова $V_{a,Ed}$ впливає на несучу здатність, знижуючи розрахунковий опір по площі зсуву сталевого перерізу балок з коефіцієнтом:

$$\rho = \left(\frac{2V_{a,Ed}}{V_{a,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.20)$$

4.6 Втрата стійкості плоскої форми згину

4.6.1 На етапі зведення балки не включаються у сумісну роботу з бетоном плит і повинні розраховуватись за втратою стійкості згідно ДБН В 2.6-198. При цьому враховується лише сталевий переріз, а також повинне бути відповідне

тимчасове або постійне розкріплення. При достатньому обґрунтуванні елементом розкріплення може вважатися несучий профільований настил плити.

4.6.2 На етапі експлуатації сталезалізобетонних балок, у яких стиснута полиця об'єднана із плитою з'єднувальними елементами відповідно до ДБН В.2.6-160 та ДСТУ Б В.2.6-206, можна вважати такими, що не втрачають стійкості плоскої форми згину, якщо плита також стійка до такого зміщення.

4.6.3 Ділянки сталізобетонних балок, у яких залізобетонна плита знаходиться у розтягнутій зоні або не має відповідного з'єднання зі сталевим профілем, повинні перевірятись на стійкість плоскої форми згину відповідно до розділу 9.4 ДБН В.2.6-160.

5 ПОЗДОВЖНІЙ ЗСУВ У ПЛИТАХ

5.1 Загальні положення

5.1.1 На обох етапах зведення і експлуатації несучу здатність на зсув по критеріям міцності і стійкості слід приймати рівною несучій здатності сталевій частини перерізу згідно ДБН В 2.6-198:2014. При розрахунку плит на поздовжній зсув мають бути враховані всі положення п.4.5. даного ДСТУ.

5.1.2 При визначенні розрахункової несучої здатності на зсув поперечного перерізу з частковим обетонуванням вклад залізобетону омоноличування допускається враховувати, якщо виконуються вимоги з встановлення хомутів і з'єднувальних елементів відповідно до розділу 9.3.3 ДБН В.2.6-160:2010.

5.1.3 Якщо відповідно до 4.5.2 може враховуватись вклад бетону омоноличування, то вражається, що розподіл поперечного зусилля V_{Ed} на складові $V_{a,Ed}$ і $V_{c,Ed}$, що діють відповідно на сталевий переріз і залізобетон омоноличування, можуть бути прийняті у такій же пропорції, що і розподіл несучої здатності по згинальному моменту $M_{pl,Rd}$ між сталевим перерізом і залізобетоном омоноличування.

5.1.4 Несучу здатність залізобетону омоноличування стінки на зсув слід визначати з врахуванням утворення тріщин в бетоні відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156 і додаткових вимог цього стандарту.

5.1.5 Несучу здатність при дії локальних зусиль і їх сумісну дію з іншими зусиллями слід визначати, враховуючи лише сталеву складову перерізу, згідно ДБН В 2.6-198:2014.

5.1.6 Якщо відповідно до 5.1.2 може враховуватись вклад бетону омоноличування, то вражається, що розподіл поперечного зусилля V_{Ed} на складові $V_{a,Ed}$ і $V_{c,Ed}$, що діють відповідно на сталевий переріз і залізобетон омоноличування, можуть бути прийняті у такій же пропорції, що і розподіл несучої здатності по згинальному моменту $M_{pl,Rd}$ між сталевим перерізом і залізобетоном омоноличування.

5.1.7 Несучу здатність залізобетону омоноличування стінки на зсув слід визначати з врахуванням утворення тріщин в бетоні відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156 і додаткових вимог цього стандарту.

5.1.8 Несучу здатність при дії локальних зусиль і їх сумісну дію з іншими зусиллями слід визначати, враховуючи лише сталеву складову перерізу, згідно ДБН В 2.6-198:2014.

5.1.9 Поперечна арматура у плитах повинна розраховуватись за граничним станом таким чином, щоб у період дозрівання бетону запобігати можливості руйнування від поздовжнього зсуву або поздовжнього розколювання.

5.1.10 Розрахункові напруження поздовжнього зсуву у будь-яких потенціальних площинах руйнування від поздовжнього зсуву в межах плити, не повинні перевищувати розрахункового опору поздовжньому зсуву у площині, що розглядається.

5.1.11 Розрахунковий поздовжній зсув на одиницю довжини балки у площині зсуву необхідно визначати за 5.2 і розглядати спільно з розрахунком і

конструюванням зсувних з'єднань. Можна враховувати зміну поздовжнього зсуву в межах ширини бетонної полиці.

5.1.12 Для кожного типу розглянутої площини зсуву, розрахункові напруження поздовжнього зсуву повинні визначатись за розрахунковим поздовжнім зсувом на одиницю довжини балки, з урахуванням кількості площин зсуву і довжини площини зсуву.

5.2 Розрахунковий опір поздовжньому зсуву

5.2.1 Розрахункові поздовжні дотичні напруження v_{Ed} у будь-яких потенціальних площинах руйнування плити від поздовжнього зсуву не повинні перевищувати її розрахункового опору поздовжньому зсуву у площині, що розглядається.

5.2.2 Сумарне розрахункове зусилля поздовжнього зсуву слід визначати у спосіб аналогічний прийнятому при визначенні розрахункової несучої здатності за згинальним моментом, враховуючи різницю осьового зусилля в бетоні і сталі у межах критичної довжини.

5.2.3 Для кожного типу розглянутої площини зсуву, розрахункові дотичні поздовжні напруження v_{Ed} повинні визначатись за розрахунковим зусиллям поздовжнього зсуву на одиницю довжини балки, враховуючи кількість площин зсуву і довжини поверхні зсуву.

5.2.4 Розрахунок на поздовжній зсув у плитах ведеться за фермовою аналогією, як показано на прикладі рисунку 5.1, відповідно до якої необхідно забезпечити достатню міцність умовних розтяжок, функцію яких виконує поперечне армування, і умовних стиснутих розкосів, роль яких відіграє обмежено стиснутий бетон.

5.2.5 Поздовжні дотичні напруження v_{Ed} визначаються через зміну номінальної поздовжньої сили у частині полиці, яка розглядається:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta_x} \quad (5.1)$$

де

h_f - поперечний розмір площини зсуву;

Δx – довжина, що розглядається;

ΔF_d – зміна номінальної сили у полицях на довжині Δx .

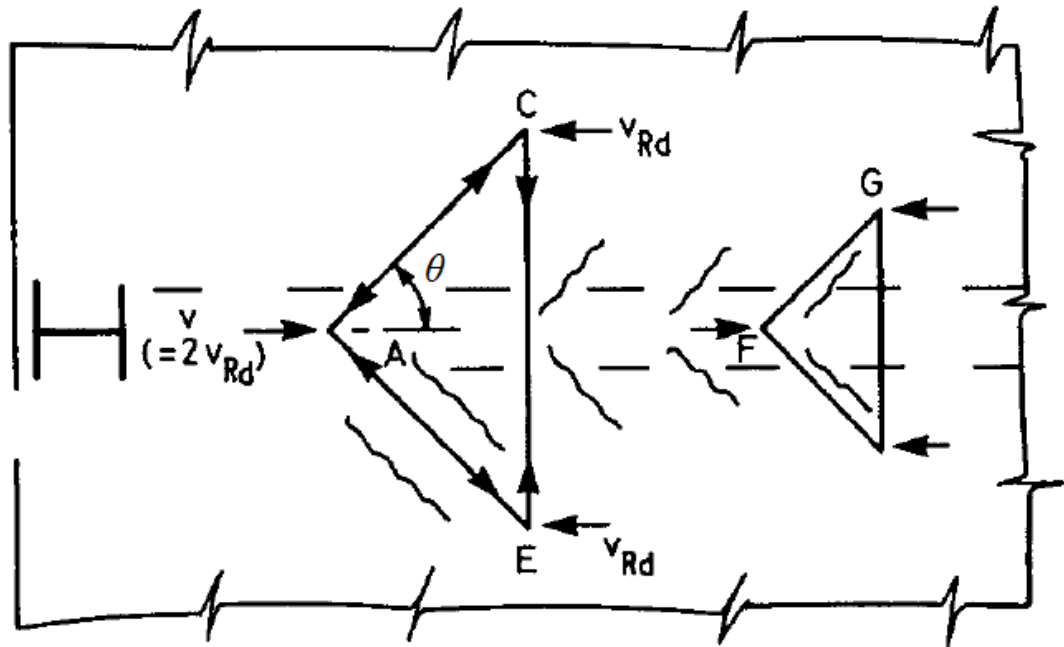


Рисунок 5.1 – Фермова модель розрахунку поперечного армування

5.2.6 Робоча поперечна арматура на одиницю довжини, A_{sf} / s_f повинна прийматись, як це показано на рисунку 5.2, на якому A_b , A_t і A_{bh} - площі арматури на одиницю довжини балки, яка має анкерування, як поздовжня арматура згідно з ДБН В.2.6-98.

5.2.7 Для площини зсуву, що охоплює стрижні (наприклад, площина зсуву b-b на рисунку 5.2), величину h_f необхідно приймати рівною довжині поверхні зсуву. Довжину поверхні типу b-b слід приймати рівною $2h_{sc}$ плюс діаметр голівки анкерного упору болтового типу (стад-болта) – при однорядному чи двухрядному шаховому розташуванні стад-болтів; або рівною величині $(2h_{sc} + s_t)$ плюс діаметр голівки анкерного упору (стад-болта) – при дворядному розташуванні анкерних упорів (стад-болтів), де h_{sc} – висота анкерних упорів (стад-болтів), а s_t – крок анкерних упорів (стад-болтів) впоперек зсувного зусилля.

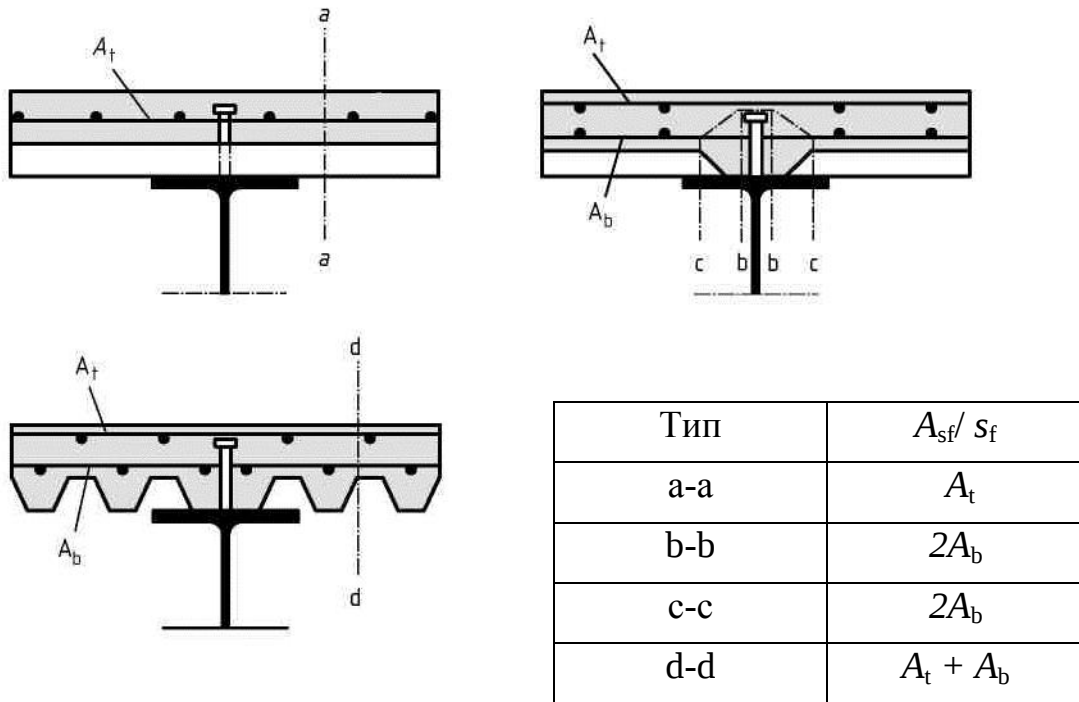


Рисунок 4.9 – Типові потенціальні поверхні руйнування від зсуву при застосуванні профнастилу

5.2.8 Якщо використовуються сталеві профільовані настили, і площа зсуву перетинає товщину плити (наприклад, площа зсуву a-a на рисунку 5.2), за розмір h_f повинна прийматись товщина бетону над гофрами.

5.2.9 Якщо сталевий профнастил встановлюється гофрами поперек балки, а несуча здатність з'єднувальних елементів визначається із використанням коефіцієнта пониження k_t згідно ДБН В.2.6-160 та ДСТУ Б В.2.6-206 для з'єднувальних елементів розташованих у гофрах настилу, то площину зсуву типу b-b на рисунку 5.2 можна не розглядати.

5.2.10 Для поверхні типу c-c на рисунку 5.2 висота настилу не включається у h_f , за винятком випадків, коли така можливість підтверджена випробуваннями.

5.2.11 Якщо профнастил із механічним або фрикційним зчепленням та розташуванням гофрів поперек балки є нерозрізним на верхній полиці сталевій балки, то можна враховувати його внесок у поперечне армування на площині зсуву типу a-a за виразом:

$$(A_{sf} f_{yd}/s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot \theta, \quad (5.2)$$

де

A_{pe} - ефективна площа перерізу сталевго профнастилу на одиницю довжини балки; для настилів з отворами необхідно використовувати площу нетто;

$f_{yp,d}$ - розрахунковий опір текучості.

5.2.12 Якщо сталевий профнастил з гофрами поперек балки є розрізним на верхній полиці сталевго балки зі стад-болтами, привареними до балки безпосередньо через настил, то величину $A_{pe} f_{yp,d}$ у виразі (5.2) необхідно замінити на:

$$P_{pb,Rd}/s \text{ але } \leq A_{pe} f_{yp,d}, \quad (5.3)$$

де

$P_{pb,Rd}$ - розрахунковий опір стад-болта, привареного через настил відповідно до ДБН В.2.6-160;

s - поздовжній крок між центрами стад-болтів, які ефективно кріплять настил бо балки.

5.2.13 У всіх інших випадках поперечне армування на одиницю довжини $A_{sf} f_{yd}$ повинно задовольняти вимозі:

$$(A_{sf} f_{yd}/s_f) > v_{Ed} h_f/\cot\theta \quad (5.4)$$

Для запобігання руйнуванню стиснутих умовних елементів бетону у полиці повинна задовольнятись наступна вимога:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin\theta \cot\theta \quad (5.5)$$

де

v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right], \quad (5.6)$$

де θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки.

Допустимий діапазон зміни величин $\cot\theta$ для розрахунків за відсутності більш точних даних рекомендується приймати:

$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$ при стиснутих полицях ($45^\circ \geq \theta \geq 26,5^\circ$)

$1,0 \leq \cot \theta \leq 1,25$ при розтягнутих полицях ($45^\circ \geq \theta \geq 38,6^\circ$)

5.2.14 Мінімальна площа арматури повинна визначатись згідно з ДБН В.2.6-98 із застосуванням правил, що відповідають поперечній арматурі.

5.2.15 При застосуванні сталевих профнастилів вимоги стосовно мінімального армування відносяться до площі бетону вище настилу.

6 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПЛИТАМИ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

6.1 Загальні положення

6.1.1 Конструкції з комбінованими елементами повинні проектуватись і зводитись таким чином, щоб задовольнялись відповідні граничні стани за експлуатаційною придатністю згідно з основними вимогами ДБН В.1.2-14.

6.1.2 Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю повинна ґрунтуватись на критеріях, наведених у ДБН В.1.2-14.

6.2 Напруження

6.2.1 При визначенні напружень у граничному стані за експлуатаційною придатністю у відповідних випадках необхідно враховувати наступні фактори:

- повзучість та усадку бетону;
- утворення тріщин у бетоні та урахування впливу розтягнутого бетону;
- послідовність зведення;
- зростання гнучкості внаслідок ковзання у зсувних з'єднаннях при недостатньому наростанні зчеплення;
- нелінійний характер роботи сталі та арматури, якщо це має місце;
- депланація від кручення або без кручення, якщо це має місце.

6.2.2 Якщо не використовується більш точний метод, то повзучість і усадку можна враховувати шляхом застосування відношення модулів, згідно з ДБН В.2.6-98.

6.2.3 У перерізі з тріщинами основними впливами усадки при перевірці напружень можна знехтувати.

6.2.4 При розрахунку перерізу міцність бетону на розтяг не враховується.

6.2.5 Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо забезпечується повне зсувне з'єднання.

6.2.6 Обмеження напружень не вимагається для балок, якщо для І групи граничного стану не вимагається перевірка на втомлюваність і не передбачається застосування попереднього напруження канатами і/або прикладанням контрольованих деформацій (наприклад, піддомкращування на опорах).

6.2.7 За необхідності застосовуються обмеження напружень у бетоні та арматурі, наведені у 5.2 ДБН В.2.6-98.

6.3 Деформації (прогини)

6.3.1 Прогини самих сталевих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись згідно ДБН В.2.6-198.

6.3.2 Прогини комбінованих елементів від прикладеного навантаження повинні визначатись за пружним розрахунком згідно із розділом 5.

6.3.3 Відліковий рівень вертикального прогину (провисання) δ_{max} вільно обпертих балок визначається від верхньої сторони комбінованої балки. Тільки у випадку, якщо прогин може впливати на зовнішній вигляд будівлі, необхідно приймати за відліковий рівень нижню сторону балки.

6.3.4 Впливами неповного набуття міцності зчеплення можна знехтувати, якщо:

а) застосовується не менш ніж половина зсувних з'єднань від необхідних для досягнення повного зсувного з'єднання, або зусилля, що виникають при пружному характері роботи і, які діють у зсувних з'єднаннях, для ІІ групи граничних станів не перевищують P_{Rd} ;

б) у випадку плит по профільованим настилам, із ребрами поперек балки, висота ребер не перевищує 80мм.

6.3.5 У разі відсутності особливих вимог замовника, вплив кривизни спричиненої усадкою звичайного важкого бетону може не включатись у прогин, при умові, що величина відношення прольоту до загальної висоти балки не перевищує 20.

6.3.6 В загальному випадку прогини визначаються із застосуванням діаграм стану бетону, арматури і конструкційної сталі, які відповідають призначенню перевірки.

6.3.7 Розрахунок сталезалізобетонних балок з профільованими настилами за деформаціями виконують за умови, що прогини або переміщення конструкції f від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень f_u

$$f \leq f_u. \quad (6.1)$$

6.3.8 Гранично допустимі прогини f_u визначають згідно з ДСТУ Б В.1.2-3. При дії постійних і змінних тривалих, а також і короткочасних навантажень прогин сталезалізобетонних елементів в усіх випадках не повинен перевищувати 1/150 прольоту та 1/300 вильоту консолі.

6.3.9 У тих випадках, коли прогини сталезалізобетонних елементів, в основному, залежать від деформацій згину, значення прогинів визначають за жорсткостями або за кривизнами елементів.

Кривизна і поздовжні деформації сталезалізобетонного елемента, як правило, визначаються за нелінійною деформаційною методикою виходячи із рівнянь рівноваги зовнішніх зусиль, які діють у нормальному перерізі елемента, гіпотези плоских перерізів, діаграм стану бетону, арматури і конструкційної сталі з розрахунковими характеристиками, що відповідають розрахунковій ситуації.

6.3.10 У загальному випадку для згинаних елементів сталезалізобетонних балок з плитами по профільованим настилам, прогин визначається за формулою

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (6.2)$$

де M_x – згинальний момент у перерізі від дії одиничної сили, прикладеної в перерізі x у напрямку шуканого переміщення;

$(1/r)_x$ – кривизна у перерізі, визначена при навантаженні, при дії якого визначається прогин.

Величина $1/r$ визначається за залежностями п. 4.3 із використанням характеристичних значень міцнісних і деформаційних властивостей матеріалів.

6.3.11 Величина $1/r$, в залежності від розрахункової ситуації, може мати наступні складові:

- кривизна, обумовлена короткочасною дією попереднього напруження;
- кривизна, обумовлена тривалою дією попереднього напруження;
- кривизна, обумовлена усадкою;
- кривизна, обумовлена дією постійних та тривалих навантажень;
- кривизна, обумовлена короткочасною дією епізодичних навантажень.

Для статично невизначуваних конструкцій розподіл M_x та $1/r$ по довжині елемента слід визначати з урахуванням фактичної жорсткості його перерізів.

6.3.12 Тривалу дію навантаження при визначенні прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення кривизни, визначеної як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.3 ДСТУ Б В.2.6-156).

6.3.13 Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин допускається визначати за формулою

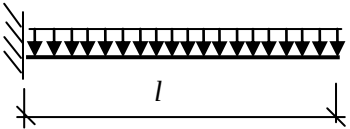
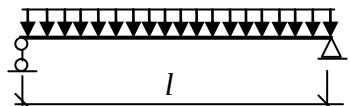
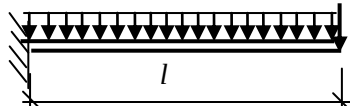
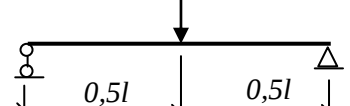
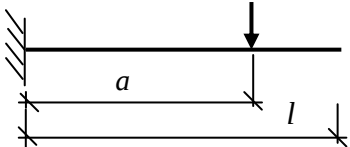
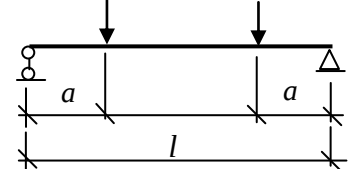
$$f = k_m l^2 \left(\frac{1}{r} \right), \quad (6.3)$$

де $1/r$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним моментом;

k_m – коефіцієнт, що визначається за таблицею 6.1.

Складові кривизни $1/r$ визначаються в залежності від розрахункової ситуації.

Таблиця 6.1 – Величини коефіцієнта k_m

Схема навантаження консольної балки	Коефіцієнт k_m	Схема навантаження однопролітної балки	Коефіцієнт k_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Якщо прогин, визначений за формулою (6.3), перевищує допустимий, його слід уточнити за формулою (6.2).

6.4 Утворення тріщин у бетоні

6.4.1 Загальні положення

6.4.1.1 Для обмеження ширини розкриття тріщин для комбінованих конструкцій застосовуються положення ДБН В.2.6-98. Обмеження ширини розкриття тріщин залежить від класів впливу згідно з 5.3.1 ДСТУ Б В.2.6-156.

6.4.1.2 Оцінку ширини розкриття тріщин можна отримати з ДБН В.2.6-98, 7.3.4.

6.4.1.3 У якості спрощеного консервативного підходу, прийнятного обмеження ширини розкриття тріщин, що не перевищують визначених у 6.4.3 границь, можна досягти шляхом забезпечення мінімального армування, визначеного у 6.4.2 та кроку стрижнів або їх діаметрів.

6.4.1.4 У випадках, коли балки в будівлях запроектовані як шарнірно обперті, а плити нерозрізні, і контроль ширини розкриття тріщин не вимагається, то передбачена поздовжня арматура, яка встановлюється в межах ефективної ширини бетонної плити згідно з 8.4.1.1.3 ДБН В.2.6-160, і повинна становити не менш ніж:

– 0,4% площі перерізу бетону конструкцій, які зводяться із застосуванням тимчасових опор підкріплення;

– 0,2% площі перерізу бетону без застосування тимчасових опор підкріплення.

6.4.1.5 Арматура у шарнірних балках повинна продовжуватись на довжину $0,25L$ у кожную сторону від проміжної опори, або на $0,5L$ за прилеглу до консолі, де L – довжина відповідного прольоту або консолі відповідно. Сталеві профільовані настили в розрахунках не враховуються. Максимальний крок стрижнів повинен відповідати 11.2 ДБН В.2.6-160 для комбінованих плит або 8 ДСТУ Б В.2.6-156 – для суцільних бетонних полиць.

6.4.2 Мінімальне армування

6.4.2.1 Якщо не використовується більш точний розрахунок згідно з ДБН В.2.6-98, 5.3.2, то у всіх перерізах без попередньо напруженої арматури і дії значних зусиль розтягу внаслідок обмеження прикладених деформацій (наприклад, основний і додатковий вплив усадки), в поєднанні або без поєднання із діями від безпосереднього навантаження, необхідну мінімальну площу арматури A_s для плит сталезалізобетонних балок визначають за виразом:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (6.4)$$

де: $f_{ct,eff}$ – фактична середня міцність на розтяг бетону на момент часу, коли очікується можлива поява тріщин. Значення $f_{ct,eff}$ можна приймати такі ж як і для f_{ctm} , (див. табл. 3.1 ДБН В.2.6-98), або як f_{lctm} , (див. розділ 12 ДБН В.2.6-98), відповідно приймаючи як клас міцності на момент можливої появи тріщин. Якщо вік бетону на момент утворення тріщин неможливо встановити

достовірно, але він менший ніж 28 діб, то мінімальну міцність на розтяг можна приймати рівною 3 Н/мм^2 ;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень і може прийматись рівним 0,8;

k_s – коефіцієнт, що враховує вплив зменшення нормальних зусиль у бетоні плити внаслідок появи тріщин і місцевого ковзання зсувних з'єднань, який може прийматись рівним 0,9;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у перерізі безпосередньо перед появою тріщин і визначається за виразом:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1 \quad (6.5)$$

h_c – товщина бетонної полиці, за винятком вутів та ребер;

z_0 – вертикальна відстань між центрами ваги бетонної полиці без тріщин і комбінованого перерізу без тріщин, обчислена із застосуванням відношення модулів n_0 при короткотривалому навантаженні;

σ_s – максимально допустимі напруження у арматурі безпосередньо після виникнення тріщин. Вони можуть прийматись рівними характеристичному опору текучості f_{sk} . У залежності від діаметру стрижнів можлива необхідність прийняття нижчого значення для виконання умов стосовно обмеження ширини розкриття тріщин. Ці значення наведено у таблиці 6.2;

A_{ct} – площа розтягнутої зони (внаслідок дії прикладеного навантаження та основних впливів усадки) безпосередньо перед утворенням тріщин у перерізі. Для спрощення можна використовувати площу перерізу бетону в межах приведеної ширини.

6.4.2.2 Максимальний діаметр стрижня при мінімальному армуванні може бути видозмінений на величину ϕ , що визначається виразом:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (6.6)$$

де: ϕ^* – максимальний розмір стрижня, приведений у таблиці 6.2;

$f_{ct,0}$ – характеристична (базова) міцність, рівна $2,9 \text{ Н/мм}^2$.

Таблиця 6.2 – Максимальні діаметри стрижнів при високому зчепленні стрижнів

Напруження у арматурі σ_s (Н/мм ²)	Максимальний діаметр стрижнів ϕ^* для розрахунку ширини розкриття тріщин, w_k		
	$w_k = 0,4\text{мм}$	$w_k = 0,3\text{мм}$	$w_k = 0,2\text{мм}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

6.4.2.3 Як мінімум половина необхідної арматури повинна розташовуватись між серединою висоти плити і гранню, на яку діють максимальні деформації розтягу.

6.4.2.4 Для визначення мінімального армування у бетонних полицях з перемінною висотою у поперечному до балки напрямі необхідно використовувати місцеву товщину.

6.4.2.5 Для конструкцій будівель мінімальне армування згідно з 6.4.2.1 і 6.4.2.2, повинно застосовуватись, якщо при нормативному сполученні дій у них виникають тільки напруження розтягу.

6.4.2.6 У конструкціях будівель, мінімальна нижня арматура для бетонного заповнення стінки сталевого двотаврового профілю повинна визначатись за виразом (6.4) при $k_c = 0,6$ і $k = 0,8$.

6.4.3 Контроль утворення тріщин внаслідок безпосереднього прикладання навантаження

6.4.3.1 Якщо забезпечено, щонайменш, мінімальне армування за 6.4.2, то, зазвичай, обмеження ширини тріщин прийнятними величинами досягається обмеженням кроку або діаметрів стрижнів. Максимальний діаметр і максимальний крок стрижнів залежить від напружень σ_s у арматурі і

розрахункової ширини тріщин. Максимальний діаметр стрижнів наведено у таблиці 6.1, а максимальний крок стрижнів - у таблиці 6.3.

6.4.3.2 Внутрішні зусилля повинні визначатись пружним розрахунком згідно з розділом 4 із урахуванням впливу тріщин у бетоні. Напруження у арматурі повинні визначатись з урахуванням впливів обтискання бетону між тріщинами. Якщо не застосовується більш точний метод, то напруження можуть обчислюватись згідно з 6.4.3.3.

6.4.3.3 У сталезалізобетонних балках, де припускається, що бетон плити з тріщинами і нема попереднього напруження канатами, напруження у залізобетоні збільшуються внаслідок обтискання бетону між тріщинами у порівнянні з напруженнями, що ґрунтуються на роботі комбінованого перерізу без урахування розтягнутого бетону.

Напруження розтягу у арматурі σ_s внаслідок безпосереднього прикладання навантаження можна визначити за виразом:

$$\sigma_s = \sigma_{s,o} + \Delta\sigma_s, \quad (6.7)$$

приймаю

$$\Delta\sigma_c = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{ct} \rho_s}; \quad (6.8)$$

$$\alpha_{ct} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (6.9)$$

де: $\sigma_{s,o}$ – напруження у арматурі, що виникають від внутрішніх зусиль, які діють на сталезалізобетонний переріз, обчислені без урахування розтягнутого бетону;

f_{ctm} – середня міцність звичайного важкого бетону на розтяг, що приймається як f_{ctm} відповідно до ДБН В.2.6-98, таблиця 3.1 або як f_{lctm} - для легкого бетону, див. розділ 12 ДБН В.2.6-98;

ρ_s – коефіцієнт армування, що визначається як $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} – приведена площа перерізу бетону полиці в зоні розтягу; для спрощення використовують площу перерізу бетону в межах приведеної ширини;

A_s – загальна площа всіх шарів поздовжньої арматури в межах приведеної площі A_{ct} ;

A, I – площа і момент інерції, відповідно, приведенного комбінованого перерізу без урахування розтягнутого бетону і профнастилу, якщо він наявний;

A_a, I_a – відповідні характеристики сталевго профілю.

Таблиця 6.3 – Максимальний крок стрижнів при їх високому зчепленні

Напруження у арматурі σ_s (Н/мм ²)	Максимальний крок стрижнів для розрахунку ширини тріщин, w_k		
	$w_k = 0,4\text{мм}$	$w_k = 0,3\text{мм}$	$w_k = 0,2\text{мм}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

7 РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Цей розділ розглядає сталезалізобетонні плити перекриттів з прольотом тільки у напрямку ребер із переважно статичними навантаженнями без значних динамічних дій, які повинні враховуватися окремо, та з вузьким кроком стінок відповідно до розділу 11 ДБН В.2.6-160.

7.1.2 Сталезалізобетонними можуть вважатися лише монолітні плити по спеціальним типам профнастилів з рифами або зворотними гофрами відповідно до п. 3.3 цього стандарту та розділу 11 ДБН В.2.6-160, що забезпечують передачу зусиль поздовжнього зсуву по контакту між бетоном та сталевим профнастилом. Звичайні профнастили без цих заходів можуть виконувати лише

функцію опалубки і не вважаються такими, що на етапі експлуатації працюють сумісно з бетоном у якості робочого армування.

7.1.3 Сталезалізобетонні плити можуть мати повне або часткове з'єднання на поздовжній зсув. Якщо збільшення несучої здатності зсувного з'єднання не призводить до збільшення несучої здатності на згин, то воно є повним, а у іншому випадку – частковим.

7.1.4 При проектуванні сталезалізобетонних плит по профільованим настилам слід користуватися загальними правилами конструювання та визначення зусиль згідно розділу 11 ДБН В.2.6-160.

7.1.5 Розрахунок монолітних плит по профільованим настилам має розділяти етапи зведення та експлуатації, а також враховувати їх взаємний вплив.

7.1.6 На етапі зведення сталевий профільований настил працює як опалубка, сприймаючи навантаження від власної ваги, бетонування та інших монтажних дій відповідно до розділу 11.3.2 ДБН В.2.6-160, та має розраховуватись відповідно до положень ДБН В 2.6-198 та ДСТУ В.2.6-9.

7.1.7 Для робочої площі $A_{ре}$ сталевго настилу висота виступів і вм'ятин у настилі не повинна враховуватись, якщо тільки не підтверджено випробуваннями, що робочою є більша площа.

7.1.8. Несуча здатність на згин поперечних перерізів сталезалізобетонних плит по профільованим настилам на згин має визначатись за спрощеним методом згідно п.7.3 даного ДСТУ. Альтернативно, може застосовуватись загальний метод розрахунку на згин за п.7.3.

7.2 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за граничними станами першої групи

7.2.1 Перевірка сталевих профільованих настилів за граничними станами по несучій здатності повинна відповідати вимогам ДБН В 2.6-198 та ДСТУ В.2.6-9. Особливу увагу слід приділити впливу на несучу здатність вм'ятин і виступів у профілі настилу.

7.3. Загальний метод розрахунку на згин

7.3.1 Загальний метод розрахунку на згин виконується згідно із положеннями п. 4.3. Для цього із рівнянь рівноваги (4.7) і (4.8) треба вилучити члени, які стосуються конструкційної сталі.

7.3.2 Після виконання умови 7.3.2 рівняння (4.7) і (4.8) приймуть наступний вигляд:

$$\frac{f_{cd}b_c}{\aleph} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0, \quad (7.1)$$

$$\frac{f_{cd}b_c}{\aleph^2} \left(3\varepsilon_{c(1)}\varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0. \quad (7.2)$$

7.3.3 Алгоритм розв'язання задачі згідно із деформаційним методом наведений у Додатку А.

7.4 Спрощений метод розрахунку на згин

7.4.1 У випадку повного з'єднання на поздовжній зсув несучу здатність за згинальним моментом M_{Rd} будь-якого поперечного перерізу сталезалізобетонної плити визначають за спрощеним методом по критерію вичерпання міцності з ідеалізованим пластичним розподілом напружень.

7.4.2 При розрахунку за спрощеним методом слід прийняти наступні припущення:

- між профільованим настилом, арматурою та бетоном є повна взаємодія;
- напруження в розрахунковому поперечному перерізі профільованого настилу досягають свого розрахункового значення границі текучості $f_{yp,d}$ при розтягу або стиску;
- напруження у розрахунковому поперечному перерізі поздовжньої арматури досягають свого розрахункового значення межі текучості f_{sd} при розтягу або стиску. У якості альтернативи стиснуту арматуру у бетонній плиті допускається не враховувати;
- напруження у розрахунковому поперечному перерізі стиснутого бетону досягають значення $0,85 f_{cd}$ і приймаються постійними по всій висоті між

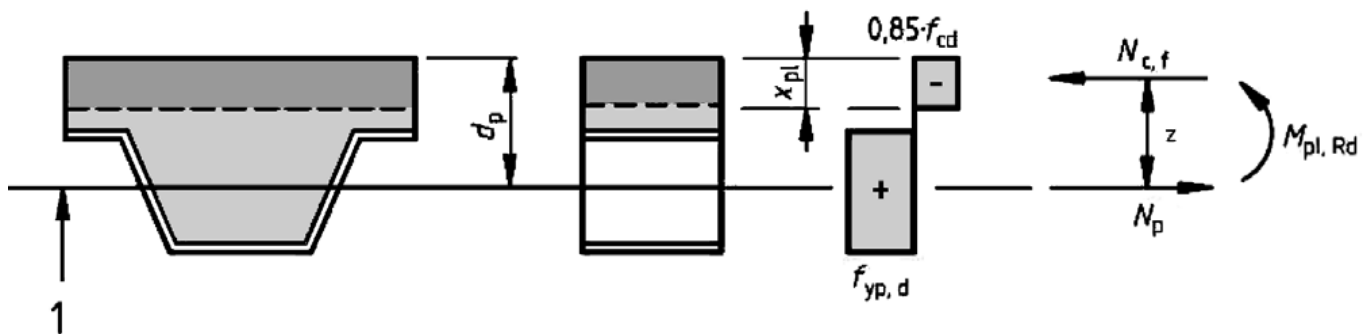
нейтральною віссю в пластичній стадії і найбільш стиснутими волокнами бетону.

7.4.3 При дії від'ємного згинального моменту розрахунком несучої здатності допускається не враховувати профнастил, що знаходиться у стиснутій зоні.

7.4.4 При дії від'ємного моменту сталевий профільований настил може враховуватись, якщо при розрахунку на етапі зведення не використовують перерозподіл моментів за рахунок розвитку пластичних деформацій поперечних перерізів над опорами і тільки у місцях, де він є нерозрізним.

7.4.5 При визначенні розрахункової площі A_{pe} сталевого профільованого настилу розміри випуклостей і вм'ятин нею не враховуються, якщо випробуваннями не встановлено, що розрахункова площа перерізу має більше значення.

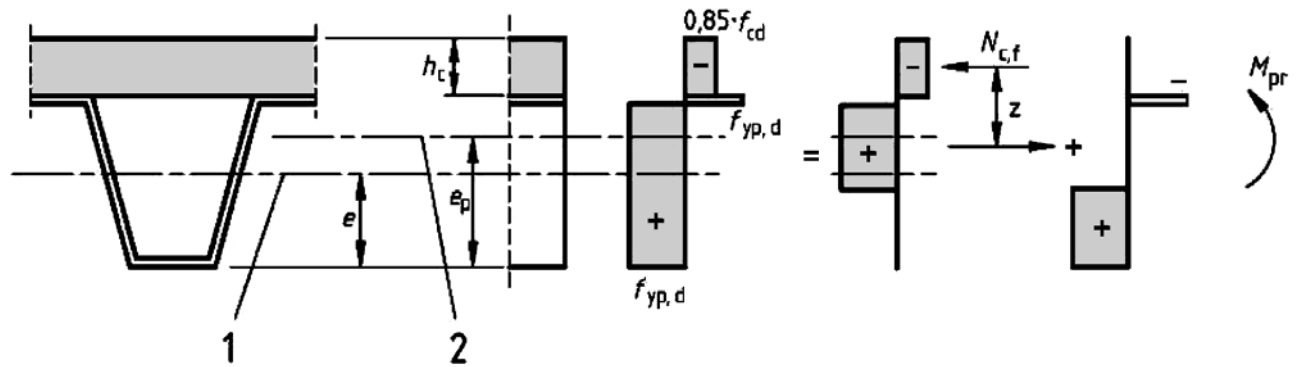
7.4.6 Несучу здатність перерізу при дії додатнього згинального моменту, нейтральна вісь якого розташована над профільованим настилом, слід визначати з розподілу напружень згідно рисунку 7.1.



1 – центральна вісь профільованого настилу;

Рисунок 7.1 – Розподіл напружень при дії додатнього моменту і розташуванням нейтральної осі над сталевим профільованим настилом

7.4.7 Несучу здатність перерізу при дії додатнього згинального моменту, нейтральна вісь якого розташована в межах висоти профільованого настилу, слід визначати з розподілу напружень згідно рисунку 7.2.



1 – центральна вісь сталевго профільованого настилу;

2 – нейтральна вісь сталевго профільованого настилу в пластичній стадії;

Рисунок 7.2 – Розподіл напружень при дії додатнього моменту і розташуванням нейтральної вісі в межах висоти сталевго профільованого настилу

Для спрощення значення z і M_{pr} допускається відповідно визначити за формулами:

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p + e) \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} ; \quad (7.3)$$

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} . \quad (7.4)$$

7.4.8 Якщо сталевий профільований настил не враховується розрахунковим перерізом плити, то несучу здатність поперечного перерізу на дію від'ємного згинального моменту слід визначати з розподілу напружень згідно рисунку 7.3.

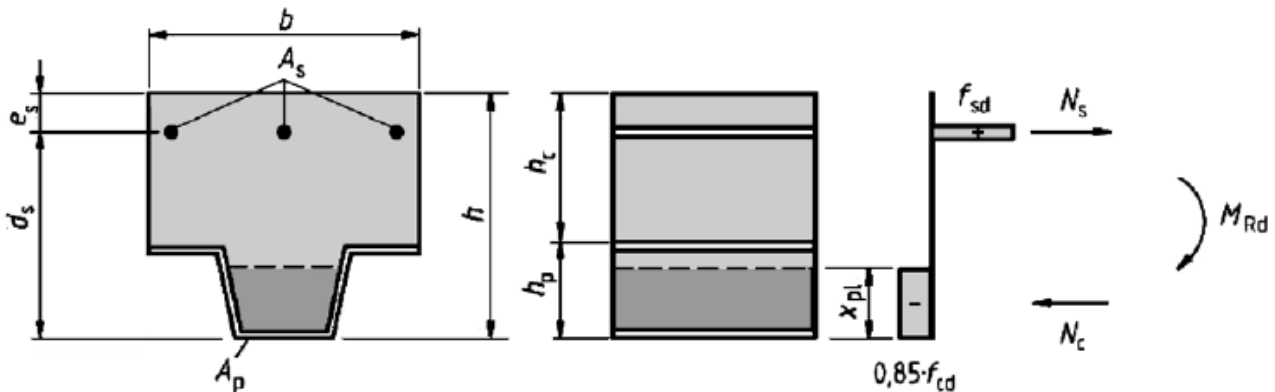


Рисунок 7.3 – Розподіл напружень при дії від'ємного згинального моменту

7.5 Поздовжній зсув в плитах без анкерування кінців

7.5.1 Положення цього розділу розповсюджуються на сталезалізобетонні плити із механічним або фрикційним зчепленням (1 і 2 на рисунку 3.1).

7.5.2 Розрахункову несучу здатність на поздовжній зсув слід визначати за m-k методом або методом часткового з'єднання, що визначені далі. Метод часткового з'єднання може застосовуватись виключно для розрахунку сталезалізобетонних плит із піддатливою роботою з'єднувальних елементів в умовах поздовжнього зсуву.

7.5.3 Відповідно до ДБН В.2.6-160:2010 характер роботи на поздовжній зсув може вважатись нелінійним, якщо руйнівне навантаження перевищує навантаження, яке викликає зафіксоване ковзання на торцях 0,1 мм, більше ніж на 10 %. Якщо максимальне навантаження у прольоті досягається при прогині у середині прольоту $L/50$, руйнівне навантаження необхідно приймати як навантаження при прогині $L/50$ в середині прольоту.

7.5.4 При використанні m-k методу слід показати, що максимальне розрахункове поперечне зусилля V_{Ed} для ширини плити b не перевищує розрахункової несучої здатності на зсув $V_{l,Rd}$, що визначається за формулою:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \cdot \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right), \quad (7.5)$$

де b – ширина плити, мм;

d_p – відстань від верхньої грані плити до центральної вісі сталевго настилу, мм;

A_p – номінальна площа поперечного перерізу профнастилу, отримана у ході випробувань згідно із Додатком Б, мм²;

m , k – розрахункові значення емпіричних коефіцієнтів в Н/мм², отримані при випробуванні плит за методикою Додатку Б при умові відповідності основним вимогам m-k методу;

L_s – довжина ділянки зсуву, мм;

γ_{VS} – частинний коефіцієнт надійності для граничних станів за несучою здатністю, що за відсутності уточнених даних приймається рівним 1,25 відповідно до ДБН В.2.6-160.

7.5.5 В розрахунках значення L_s приймають рівним:

- $L/4$ при навантаженні, рівномірно розподіленому по всій довжині прольоту;
- відстані між точкою прикладання навантаження і найближчою опорою за умови дії двох рівних симетрично прикладених навантажень;

При іншому розташуванні навантажень, включаючи комбінації розподілених і асиметричних зосереджених навантажень, оцінку слід виконувати за результатами випробувань або за допомогою спрощеного методу, відповідно до якого довжину ділянки зсуву приймають рівною максимальному моменту, діленому на найбільше поперечне зусилля на опорі прольоту, що розглядається.

7.5.6 Якщо сталезалізобетонна плита розраховується як нерозрізна, то для визначення несучої здатності дозволяється використовувати еквівалентний проліт. Довжина такого прольоту повинна прийматись рівною:

- $0,8L$ для внутрішніх (проміжних) прольотів;
- $0,9L$ для зовнішніх (крайніх) прольотів.

7.5.7 Якщо застосовується метод часткового з'єднання на зсув, необхідно показати, що у будь-якому перерізі згинальний момент M_{Ed} не перевищує розрахункового внутрішньої пари M_{Rd} .

7.5.8 Розрахункову несучу здатність M_{Rd} слід визначати за 7.4.7 із заміною N_{cf} на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (7.6)$$

і підстановкою:

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}}, \quad (7.7)$$

де

$\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk} / \gamma_{VS}$ - розрахунковий опір зсуву, отриманий за результатами випробувань плит за методикою Додатку Б при умові відповідності основним вимогам методу часткового з'єднання;

L_x – відстань від поперечного перерізу, що розглядається, до найближчої опори, мм;

γ_{VS} – частинний коефіцієнт надійності для граничних станів за несучою здатністю, що за відсутності уточнених даних приймається рівним 1,25 відповідно до ДБН В.2.6-160.

7.5.9 При визначенні несучої здатності відповідно до 7.5.8 значення N_c можна збільшити на μR_{Ed} при умові, що $\tau_{u,Rd}$ визначається із урахуванням додаткової несучої здатності на поздовжній зсув, спричиненої опорною реакцією, де R_{Ed} – опорна реакція, а μ – номінальний коефіцієнт, який за відсутності уточнених даних може прийматися рівним 0,5.

7.5.10 У методі часткового з'єднання може враховуватись додаткове нижнє армування плити.

7.6 Поздовжній зсув у плитах із анкеруванням кінців

7.6.1. Якщо внесок інших з'єднувальних елементів у несучу здатність на поздовжній зсув не підтверджено випробуваннями, то анкерування кінців типу 3 на рисунку 3.1 повинно розраховуватись на зусилля розтягу у сталевому настилі, яке отримано для I-ї групи граничних станів.

7.6.2 Розрахункову несучу здатність на поздовжній зсув плит із анкеруванням кінців типів (3) і (4) відповідно рисунку 3.1 можна визначати методом часткового з'єднання, приймаючи зусилля в бетоні N_c , збільшене на несучу здатність анкерування кінців.

7.6.3 Розрахункову несучу здатність $P_{pb,Rd}$ стал-болтів, приварених крізь сталевий настил, які використовуються для анкерування кінців, слід приймати як найменше із їх несучої здатності та значення, отриманого із виразу:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (7.8)$$

при

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0, \quad (7.9)$$

де:

d_{do} – діаметр кільцевого шва, який можна прийняти рівним 1,1 від діаметра стрижня стад-болта;

a – відстань від осі стад-болта до краю настилу, що повинна становити не менше $1,5d_{do}$;

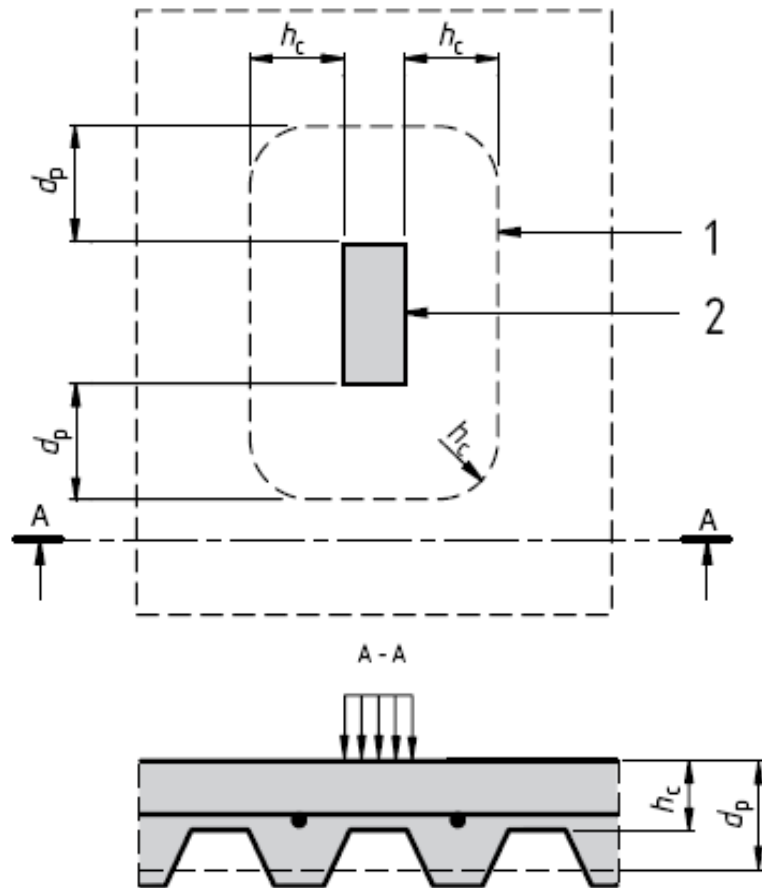
t – товщина настилу.

7.7 Вертикальний зсув

7.7.1 Несуча здатність на вертикальний зсув $V_{v,Rd}$ сталезалізобетонної плити на ширині, яка дорівнює відстані між центрами ребер, повинна визначатись згідно з ДБН В.2.6-98.

7.8 Зсув при продавлюванні

7.8.1 Несучу здатність сталезалізобетонної плити на зсув при продавлюванні $V_{p,Rd}$ в місці прикладання зосередженого навантаження слід визначати згідно з ДБН В.2.6-98, де периметр продавлювання необхідно визначати згідно рисунку 7.4



Позначення: 1 –периметр продавлювання c_p ; 2 – зона навантаження

Рисунок 7.4 – Периметр продавлювання

8. РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПО ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛАМ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

8.1 Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за другою групою граничних станів

8.1.1 Характеристики профнастилів повинні визначатись згідно з ДСТУ Б В.2.6-9.

8.1.2 Прогин настилу δ_s від власної ваги плюс вага бетонної суміші без врахування інших монтажних навантажень не повинен перевищувати $\delta_{s,max}$.

Примітка. Рекомендована величина $\delta_{s,max} = L/180$, де L – робочий проліт між опорами (тимчасові підпірки при цьому вважаються опорами).

8.2 Перевірка сталезалізобетонних плит за II-ю групою граничних станів

8.2.1 Контроль розкриття тріщин у бетоні

8.2.1.1 Ширину розкриття тріщин в місцях від'ємного згинального моменту для нерозрізних плит слід визначати відповідно до ДБН В.2.6-98.

8.2.1.2 Якщо нерозрізні плити запроектовані як розрізні шарнірно обперті згідно з 11.4.1.5 ДБН В.2.6-160:2010, то площа перерізу арматури над гофрами настилу для запобігання тріщин повинна становити не менше 0,2 % площі поперечного перерізу бетону над гофрами при зведенні без застосування тимчасових опор підкріплення і 0,4 % цієї площі – при зведенні із застосуванням тимчасових опор підкріплення .

8.2.2 Прогин

8.2.2.1 Обмежувати прогини плит слід згідно ДСТУ Б В.1.2-3.

8.2.2.2 Прогини сталезалізобетонної плити від прикладеного до неї навантаження повинні визначатись із застосуванням пружного розрахунку згідно ДБН В.2.6-160:2010.

8.2.2.3 Обчислення прогинів можна не виконувати при виконанні обох умов:

- відношення прольоту до товщини не перевищує граничних значень розділу 5.4.2 ДСТУ Б В.2.6-156 при невисокому рівні напружень у бетоні;
- виконується умова 8.2.2.5 , що виключає вплив зсуву по кінцям.

8.2.2.4 Для внутрішніх прольотів нерозрізних плит, якщо з'єднання на зсув відповідає типу 1, 2 або 3 на рисунку 3.1 , прогин можна визначати із застосуванням наступних спрощень:

- момент інерції перерізу можна приймати як середнє значення для перерізу із тріщинами і без тріщин;
- для бетону можна застосовувати середнє значення відношення модулів при короткотривалих і довготривалих дій.

8.2.2.5 Для крайніх прольотів можна не враховувати зсув на кінцях по контакту між сталлю і бетоном, якщо початкове навантаження, що спричинює зсув при випробуваннях (визначене як навантаження, що спричиняє деформацію зсуву на кінцях 0,5 мм) перевищує в 1,2 рази розрахункове експлуатаційне навантаження.

8.2.2.6 Якщо ковзання кінців, що перевищує 0,5 мм, має місце при навантаженні, меншому ніж 1,2 рази від розрахункового експлуатаційного навантаження, то необхідно забезпечувати анкерування на кінцях. В якості альтернативи значення прогинів слід визначати з урахуванням деформацій зсуву на кінцях.

8.2.2.7 Якщо при проведенні експериментальної перевірки сталезалізобетонного перекриття з анкеруванням кінців вплив зсувного з'єднання між профільованим листом і бетоном не встановлено, то розрахунок слід спростити і розглядати стале залізобетонне перекриття як арку з затяжкою. При розрахунку за такою моделлю видовження і скорочення її елементів призводить до прогину, який треба враховувати при визначенні загального значення.

9 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ІЗ КОНСТРУЮВАННЯ

9.1 Товщина плити і армування

9.1.1 Загальна товщина комбінованої плити h повинна бути не меншою ніж 80 мм. Товщина бетону h_c вище основної площини, що проходить по верху ребер настилу, повинна становити не менш ніж 40 мм.

9.1.2 Якщо плита працює спільно із балкою або використовується у якості діафрагми (диска), то загальна товщина повинна становити не менш ніж 90 мм, а h_c - не менш ніж 50 мм.

9.1.3 Поперечна і поздовжня арматура повинна розташовуватись у межах товщини h_c бетону.

9.1.4 Кількість арматури в обох напрямках повинна бути не менш ніж 80 мм²/м.

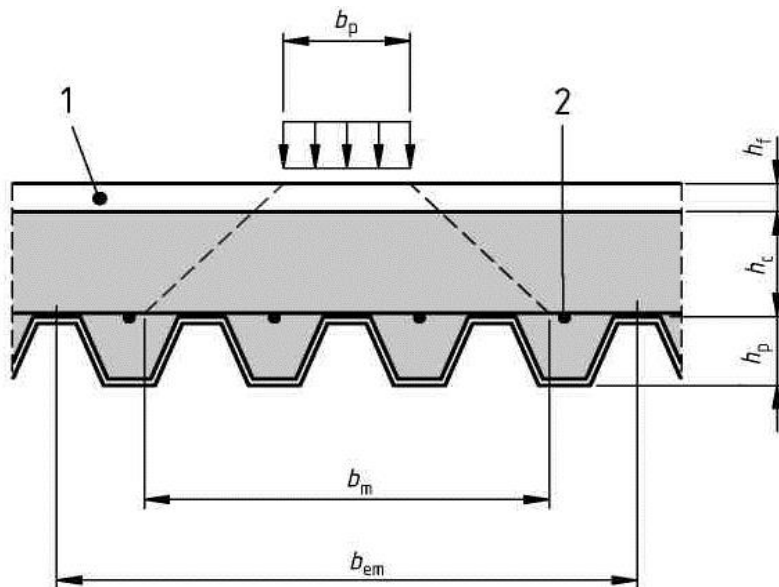
9.1.5 Крок арматурних стрижнів не повинен перевищувати $2h$ і 350 мм, у залежності від того, яка із величин менша.

9.2 Робоча ширина комбінованої плити для зосередженого і лінійного навантаження

9.2.1 При розташуванні зосередженого або лінійного навантаження на плиті, їх можна розглядати як розподілені на певній робочій ширині, якщо не виконується більш точний розрахунок.

9.2.2 Зосереджене або лінійне навантаження, паралельне прольоту плити, необхідно розглядати як розподілене на ширині b_m , відкладеній безпосередньо над ребром настилу (див. рисунок 9.1) і визначеній як:

$$b_m = b_p(h_c + h_f). \quad (9.1)$$



Позначення: 1 – стяжка; 2 – арматура.

Рисунок 9.1 – Розподіл зосередженого навантаження

9.2.3 Для зосередженого лінійного навантаження, перпендикулярного до прольоту плити у виразі (7.1) необхідно застосовувати для b_m , при b_p , прийнятому як довжина лінії прикладання навантаження.

9.2.4 Якщо h_p/h не перевищує 0,6, то для спрощення вважається, що робоча ширина плити для загального розрахунку і опору може визначатись за виразами (7.2)...(7.4):

а) для згину і поздовжнього зсуву:

– для шарнірно обпертих прогонів і зовнішніх прольотів нерозрізних плит

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити}; \quad (9.2)$$

– для внутрішніх прольотів нерозрізних плит

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити}; \quad (9.3)$$

б) для вертикального зсуву:

$$b_{em} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ширини плити}, \quad (9.4)$$

де

L_p – відстань від центру навантаження до найближчої опори;

L – довжина прольоту.

9.2.5 Номінальну поперечну арматуру можна приймати без розрахунку, якщо прикладені характеристичні навантаження не перевищують нижченаведених значень:

- зосереджене навантаження 7,5 кН;
- розподілене навантаження 5,0 кН/м².

Така номінальна поперечна арматура повинна мати площу перерізу не менш ніж 0,2 % від площі конструкційного бетону над ребрами, і повинна заводитись за ширину не менш ніж b_{em} , як визначається у цій статті. Мінімальна довжина зони анкерування повинна забезпечуватись понад цю ширину згідно ДБН В.2.6-98. Арматура, що встановлюється з іншою метою, може відповідати цьому правилу повністю або частково.

9.2.6 Якщо умова 7.4.2.5 не задовольняється, то розподіл згинальних моментів, спричинених лінійним або зосередженим навантаженням, та відповідна поперечна арматура, повинні визначатись із застосуванням ДБН В.2.6-98.

9.3 Вимоги до обпирання

9.3.1 Довжина обпирання повинна бути достатньою для запобігання ушкодження плити і опори. Таким можна досягти кріплення настилу до опори без її ушкодження та запобігання руйнуванню внаслідок аварійного переміщення при зведені.

9.3.2 Довжини обпирання l_{bc} і l_{bs} , які показано на рисунку 9.2, повинні бути не меншими від наступних граничних значень:

- для сталезалізобетонних плит, що обпираються на сталь або на бетон: $l_{bc} = 75$ мм і $l_{bs} = 50$ мм;
- для сталезалізобетонних плит, що обпираються на інші матеріали: $l_{bc} = 100$ мм і $l_{bs} = 70$ мм.

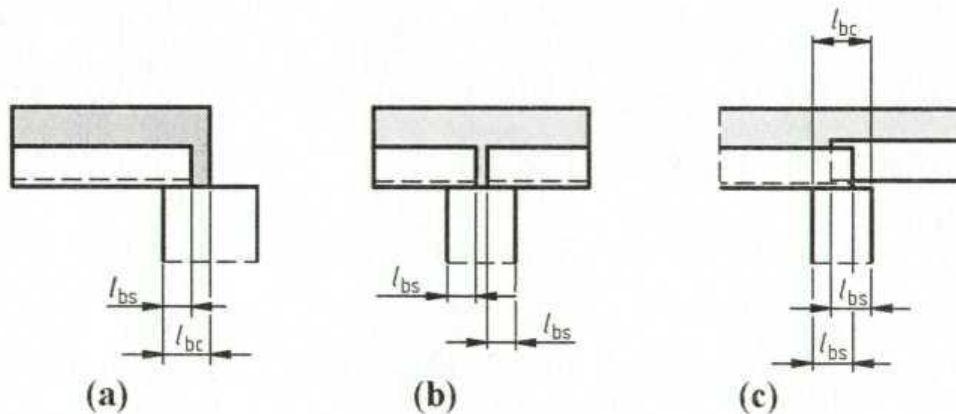


Рисунок 9.2 – Мінімальна довжина обпирання: а) одностороннє спирання; б) двостороннє спирання; в) внапусток на опорі

Примітка: Напусток деяких профільованих настилів неможливий

ДОДАТОК А (ДОВІДКОВИЙ)

Алгоритм рішення системи нелінійних рівнянь рівноваги сталезалізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом

Для розв'язання задачі необхідно мати такі вихідні дані: параметри перерізу; параметри діаграми деформування бетону – f_{cd} , E_{cd} , $\sigma_{cu}(\beta)$, ε_{cu1} або ε_{cu3} , $\varepsilon_{c(1)}$ (ці параметри можна взяти з таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98; коефіцієнти полінома a_k (3.5 ДБН В.2.6-98) в формулах (4.21) - (4.24) з додатка Д ДБН В.2.6-98; параметри армування стрижневою арматурою (причому кількість шарів армування не обмежується, вона обмежується тільки технологічними вимогами) – R_{si} , E_{si} , A_{si} ; відстань від верхньої (найбільш стиснутої) грані перерізу до і-го шару армування z_{si} і сталеві частини перерізу z_{ai} ; початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками при необхідності) деформації в і-му стержні арматури $\varepsilon_{si,0}$ і m-му шарі сталеві частини перерізу $\varepsilon_{ami,0}$ і l-му шарі профільованого настилу.

При визначенні напружено-деформованого стану перерізу задача може розв'язуватись у трьох постановках:

- при заданих зусиллях N_{Ed} та M_{Ed} необхідно визначити кривизну в перерізі κ і деформації ε ;
- при заданих величинах кривизни в перерізі і діючого в ньому осьового зусилля N_{Ed} визначити величину згинального моменту M_{Ed} ;
- необхідно побудувати повну криву стану перерізу аж до руйнування бетону.

Перша і третя з названих задач розв'язується за таким алгоритмом.

1. На першому кроці розрахунку задаються величини деформацій

$$\varepsilon_{c(1)} = \Delta \varepsilon_{c(1)}^{(0)} \quad \text{та} \quad \Delta \varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0, \quad \text{причому на перших кроках підрахунків}$$

рекомендується $\Delta \varepsilon_{c(1)}^{(0)}$ приймати таким, що дорівнює $0,1\varepsilon_{cu1}$ або $0,1\varepsilon_{cu3}$.

$$2. \text{ Підраховують величини } \aleph = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}, \quad \gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}, \quad x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph},$$

σ_{si} , σ_{ami} . Напруження в арматурі σ_{si} розраховують за 3.1.4.10 де $\varepsilon_{si} = \aleph(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}$, напруження в m-му шарі сталевій частині перерізу σ_{ami} – за 3.2.6 де $\varepsilon_{ami} = \aleph(x_1 - z_{mi}) + \varepsilon_{ami,0}$.

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги (4.21).

4. Визначену величину зусилля N_{Ed} та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги (4.22). За результатами розв'язання рівняння (4.22) можлива реалізація двох випадків:

- ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги I (див. рис. 4.4), тобто весь переріз стиснутий;
- ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги II (див. рис. 4.5), тобто частина перерізу розтягнута.

5. При реалізації першої форми рівноваги необхідно виконати наступні дії:

а) визначити нову величину деформацій на менш стиснутій грані:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)};$$

при цьому на першому кроці (циклі) рекомендується приймати

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,1\varepsilon_{cu1};$$

б) перевірити рівняння рівноваги (4.22), виконавши дії за п. 2 і п. 4, і якщо ліва частина залишилась більшою за нуль, ще раз збільшити деформацію $\varepsilon_{c(2)}$ на величину $\Delta\varepsilon_{c(2)}$, тобто прийняти $\varepsilon_{c(2)}^{(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + 2\Delta\varepsilon_{c(2)}$;

в) покрокове збільшення деформації на менш стиснутій грані перерізу виконувати доти, доки ліва частина рівняння (4.22) не змінить знак.

6. Після зміни знака рівняння рівноваги (4.22) оцінюють точність розв'язку. Точність розв'язку вважають достатньою при значенні

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,02\varepsilon_{cu1}.$$

7. У разі, коли точність розв'язку недостатня, визначають нову величину деформації, повертаючись кроком назад:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(k)} - \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)},$$

і призначають нову величину приросту деформацій: $\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01\varepsilon_{c(2)}^{(k)}$.

Далі виконують обчислення за пп. а), б) і в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови (4.22) після m ітерацій:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(m)} = \varepsilon_{c(2)}^{(m-1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(m)}.$$

Після досягнення заданої точності розв'язку будемо мати першу точку на діаграмі стану перерізу.

8. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до п.п. 2-7, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на менш стиснутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta\varepsilon_{c(1)}=0,1\varepsilon_{cu1}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta\varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі, при значеннях $\Delta\varepsilon_{c(1)} < 0,05\varepsilon_{cu1}$ точність розв'язку практично не покращується.

9. При реалізації другої форми рівноваги (рис. 4.5), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в пп. 5-8, але починаючи з першого кроку змінюють напрям пошуку рішення.

10. Зберігаючи значення деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(1)}$ задають деформації на розтягнутій грані перерізу:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)},$$

з величиною зменшення деформації

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0,1\varepsilon_{cu1}.$$

11. При заданих деформаціях визначають зусилля, яке може сприймати переріз, за формулою (4.23).

12. Визначені зусилля N_{Ed} , кривизну $\varkappa$ та висоту стиснутої зони x_1 підставляють у рівняння рівноваги (4.24).

13. У рівнянні (4.25) величина $e=(x_1-y+e_0)$, де y – відстань від найбільш стиснутої грані до центра ваги перерізу.

Аналогічно рішенням пп. 5-7, розрахунки рівняння (4.24) повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння (4.24) слід вважати значення зменшення деформацій:

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0,02\varepsilon_{cu1}.$$

Таким чином, буде отримана перша точка на діаграмі стану перерізу.

14. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до п.п. 9-12, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на розтягнутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta\varepsilon_{c(1)}=0,1\varepsilon_{cu1}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta\varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі при значеннях $\Delta\varepsilon_{c(1)} < 0,05\varepsilon_{cu1}$, точність розв'язку практично не покращується.

15. Величина N_{Ed} , яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу « $N - \varepsilon_{c(1)}$ » або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій ε_{cu1} і буде величиною несучої здатності сталезалізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, сталі гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження.

При необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загальноприйнятій системі координат може бути отримана за формулою

$$M = Ne_0.$$

Тут наведено найпростіший метод розв'язання системи нелінійних рівнянь підбором – метод послідовних наближень, але можна використати й інші методи, наприклад, метод половинного ділення.

Наведений алгоритм та формули для різної форми перерізів можна реалізувати в прикладних програмах для персонального комп'ютера. Це дозволить не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку сталезалізобетонних елементів при різних діях.

ДОДАТОК Б (довідковий)

Випробування сталезалізобетонних плит перекриття

Б.1 Загальні положення

Б.1.1 Випробування відповідно до цього додатку необхідно виконувати використовувати для визначення коефіцієнтів m і k або значення τ_{Rd} , які застосовуються для перевірки опору поздовжнього зсуву, як наведено у розділі 5.

Б.1.2 Згідно з кривими залежності навантаження-прогини характер роботи на поздовжній зсув може бути класифікований як крихкий або пластичний.

Б.1.3 Змінні, які необхідно дослідити, включають товщину і тип сталевого профнастилу, клас сталі, покриття профнастилу, густину і клас бетону, товщину і довжину L_s ділянки зсуву.

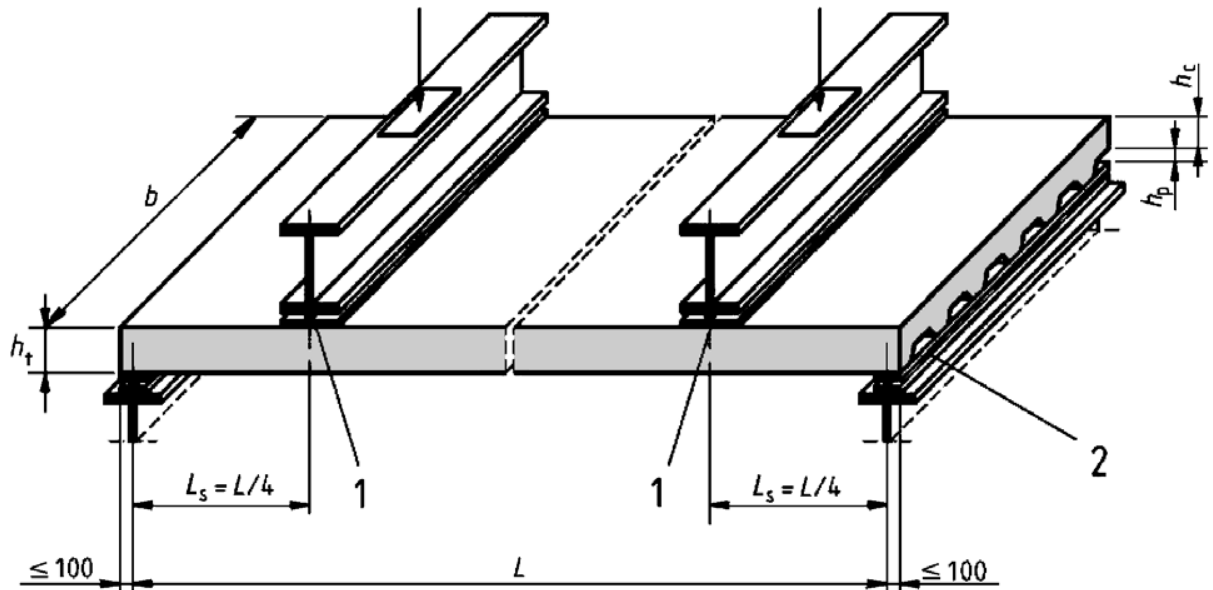
Б.1.4 Щоб зменшити кількість необхідних для повноти досліджень випробувань, дані отримані за серіями випробувань можна використовувати для інших значень змінних відповідно до наступних вказівок:

- для товщини сталевого профнастилу t , більшої ніж у випробуваннях;
- для бетону із встановленою міцністю f_{ck} не нижче $0,8 f_{cm}$, де f_{cm} – середнє значення міцності бетону у випробуваннях;
- для сталевого профнастилу із границею текучості f_{yp} не менше ніж $0,8 f_{ypt}$, де f_{ypt} – середнє значення границі текучості у випробуваннях.

Б.2 Підготовка випробувань

Б.2.1 Випробування необхідно виконувати на шарнірно обпертих плитах.

Б.2.2 Випробувальний стенд повинен відповідати зображенню на рисунку В.1



1- неопренова або еквівалентна прокладка $\leq 100\text{мм} \times b$; 2 – опорна пластина $\leq 100\text{мм} \times b \times 10\text{мм}$ (однакова для всіх опорних плит);

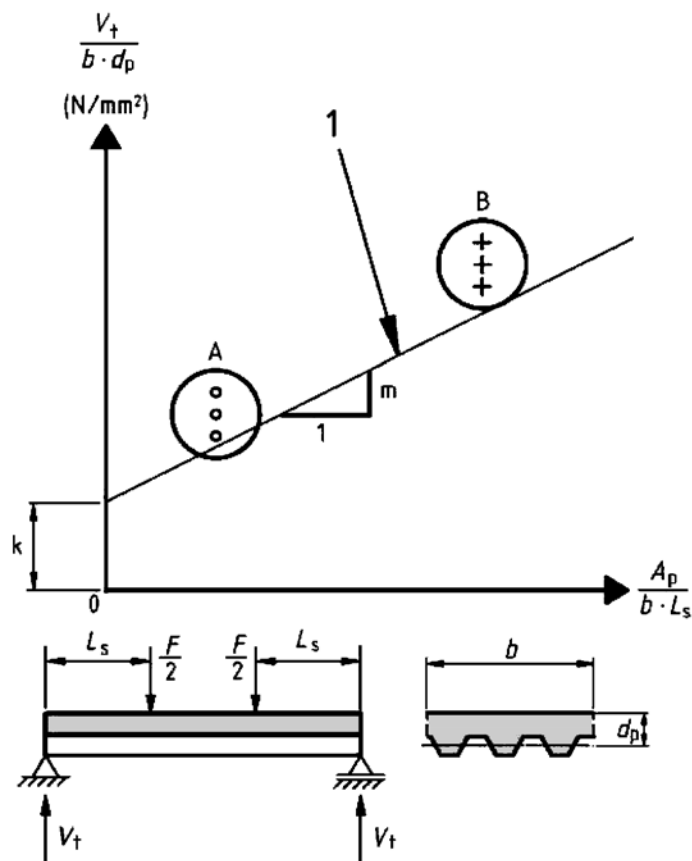
Рисунок Б.1 – Улаштування випробувального стенду

Б.2.3 До зразка повинні прикладатись два рівних лінійних зосереджених навантаження, що розташовуються симетрично у $L/4$ і $3L/4$ прольоту.

Б.2.4 Відстань від осі опори до краю плити не повинна перевищувати 100мм.

Б.2.5 Ширина опорних пластин і прикладання навантаження не повинна перевищувати 100мм.

Б.2.6 Якщо випробування використовуються для визначення коефіцієнтів m і k , то для кожної змінної необхідно виконувати дві групи по три випробування (вказані на рисунку В.2 зонами А і В) або три групи по два випробування. Для зразків у зоні А довжина ділянки зсуву повинна бути найбільшою із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, а для зразків у зоні В – найменшою із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, але не меншою у довжину ніж $3h_t$.



b , d_p , L_s - в мм, A_p - в мм² і V_t в Н; 1 – розрахункова залежність для опору поздовжньому зсуву

Рисунок Б.2 – Оцінка результатів випробувань

Б.2.7 Якщо випробування використовуються для визначення $\tau_{u,Rd}$, для кожного типу сталевих профнастилів або їх покриття слід виконувати не менше чотирьох випробувань на зразках однакової товщини без додаткового армування або анкерування кінців. У групі з трьох випробувань довжина ділянки зсуву повинна бути найбільшою із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, а в одному випробуванні – найменшою із можливих, що забезпечує руйнування від поздовжнього зсуву, але не меншою у довжину ніж $3h_t$. Випробування із короткою ділянкою зсуву використовується лише для класифікації характеру роботи згідно з В.1.2.

Б.3 Приготування зразків

Б.3.1 Поверхня сталевого профнастилу повинна бути такою ж, як після виготовлення, без будь-якого покращення властивостей зчеплення шляхом знежирення поверхні.

Б.3.2 Форма рифів профнастилу повинна чітко відповідати настилам, що використовуються на практиці. Вимірний крок і висота рифів не повинні відхилятися від номінальних значень більше, ніж на 5% і 10% відповідно.

Б.3.3 У розтягнутих зонах плит індикатори утворення тріщин повинні розташовуватись по всій ширині плити, до якої прикладаються навантаження під час випробування. Індикатори тріщин повинні продовжуватись не менше ніж на товщину профнастилу. Вони встановлюються для кращого визначення довжини ділянки зсуву L_s і оцінки міцності бетону на розтяг.

Б.3.4 Дозволяється розкріпляти крайні стінки настилу таким чином, щоб вони працювали, як у більш широкій плиті.

Б.3.5 Ширина b плит, що випробовуються, повинна становити не менше трьох розмірів загальної товщини, 600мм і корисної ширини листа настилу.

Б.3.6 Зразки повинні заповнюватись в умовах спирання по всій площині. Це найбільш несприятлива ситуація для відмови по зсувному з'єднанню.

Б.3.7 У плиті може встановлюватись арматурна сітка, наприклад, для армування плити із міркувань транспортування, для запобігання усадці тощо. У разі її встановлення вона повинна розміщуватись так, щоб сприймати стиск у зоні додатного моменту.

Б.3.8 Бетон для всіх зразків серії при дослідженні однієї змінної повинен бути із одного замісу та за однакових умов тужавлення.

Б.3.9 Для всіх груп плит, що будуть випробовуватись протягом наступних 48 годин, у момент укладання бетонної суміші необхідно підготувати не менше чотирьох зразків для визначення кубикової або циліндричної міцності бетону. Міцність бетону f_{cm} кожної групи має прийматися рівною середньому значенню, якщо відхилення по кожному зразку від середнього значення не перевищує 10%. Якщо відхилення міцності на стиск від середнього значення перевищує 10%, то за міцність бетону слід приймати максимальною із отриманих значень.

Б.3.10 Опір розтягу та межу текучості сталевого профнастилу слід приймати за випробуванням зразків, вирізаних із кожного настилу, використаного для випробування плит.

Б.4 Програма прикладання навантажень

Б.4.1 Програма прикладання навантажень описує зусилля прикладені протягом певного періоду часу. Вона складається із двох частин: початкових випробувань, коли плита зазнає циклічного навантаження, та додаткових випробувань, коли плита зазнає поступово зростаючого навантаження до руйнування.

Б.4.2 Якщо використовуються дві групи з трьох випробувань, то один із трьох зразків у кожній групі може піддаватись тільки статичному випробуванню без початкового циклічного випробування, яке оцінюється за двома іншими зразками.

Б.4.3 При початковому випробуванні до плити прикладається корисне циклічне навантаження, яке змінюється між найменшим значенням $0,2W_t$ та верхнім значенням не меншим від $0,6W_t$, де W_t – виміряне навантаження руйнування із попереднього статичного випробування згідно В.3.2.

Б.4.4 Навантаження повинно прикладатись при 5000 циклах протягом не менше ніж 3 годин.

Б.4.5 При додатковому випробуванні після завершення початкового етапу плита навантажується у статичному режимі, коли прикладене навантаження зростає постійно таким чином, що руйнування не відбувається протягом щонайменше 1 години. Навантаження руйнування W_t приймається рівним суммі максимального корисного навантаження, прикладеного до плити при руйнуванні, ваги плити та ваги розподільчих балок.

Б.4.6 При додатковому випробуванні навантаження може прикладатися з контролем зусилля або прогину.

Б.5 Визначення розрахункових значень m і k

Б.5.1 Якщо характер роботи є пластичним, то характеристичне експериментальне зусилля зсуву V_t необхідно приймати рівним 0,5 від значення руйнівного навантаження W_t , яке визначено у В.4. Якщо робота зразка є крихкою, то дане значення навантаження варто зменшити, помноживши на коефіцієнт 0,8.

Б.5.2 Якщо використовуються дві групи по три випробування і відхилення будь-якого результату окремого випробування від середнього у групі не перевищує 10%, то розрахункову залежність можна визначити методами статистичного аналізу або наступним чином:

з кожної групи характеристичне значення приймається рівним мінімальному значенню по групі, зменшеному на 10%. Розрахункова залежність визначається прямою, що з'єднує ці характеристичні значення для груп А і В.

Б.6 Визначення розрахункових значень τ_{Rd}

Б.6.1 Діаграма часткового з'єднання, яку наведено на рисунку В.3, слід визначати відповідно виміряним розмірам, міцності бетону і сталевого профнастилу. Для міцності бетону може використовуватись середнє значення f_{cm} як вказано у В.3.9.

Б.6.2 За максимальним прикладеним навантаженням повинен визначатися згинальний момент M у точці прикладання зусилля від суми корисного навантаження, власної ваги плити і розподільчих балок. Побудова А-В-С на рисунку В.3 дає значення η для кожного випробування і відповідне значення τ_u за виразом:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_o)},$$

де:

L_0 - довжина заведення за опори

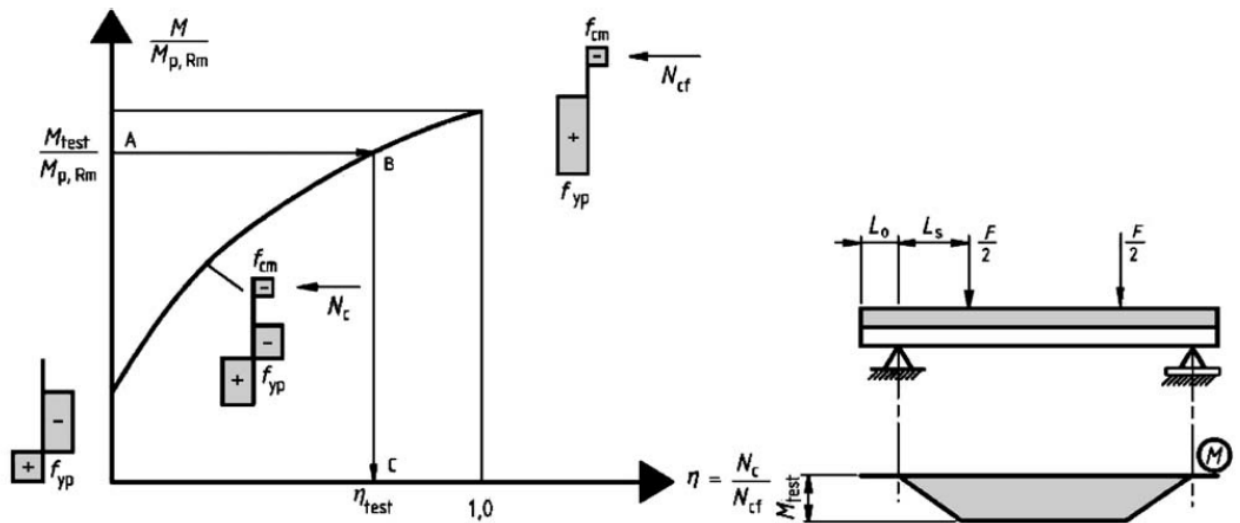


Рисунок Б.3 – Визначення ступеня з'єднання на зсув за M_{test}

Б.6.3 Якщо має враховуватися додатковий опір поздовжньому зсуву, спричинений опорними реакціями, то τ_u необхідно визначати за виразом:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_0)},$$

де:

μ - значення коефіцієнта тертя, яке приймається рівним 0,5;

V_t - опорна реакція при руйнівному навантаженні під час випробування.

Б.6.4 Характеристичний опір зсуву $\tau_{u,Rk}$ необхідно обчислювати за результатами випробувань як 5%-фрактиль за відповідною статистичною моделлю.

Б.6.5 Розрахунковий опір зсуву $\tau_{u,Rd}$ рівний характеристичному опору $\tau_{u,Rk}$, поділеному на коефіцієнт надійності γ_{VS} , що приймається рівним 1,25 відповідно до ДБН В.2.6-160.