

ЗМІСТ

Вступ.....	V
1 Сфера застосування.....	1
2 Нормативні посилання.....	2
3 Матеріали	4
4 Положення із розрахунку з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій	4
4.1 Загальні положення.....	4
4.2 Класифікація з'єднувальних елементів	6
4.3 Обмеження для застосування часткового з'єднання на зсув у сталезалізобетонних балках будівель	8
4.4 Розташування з'єднувальних елементів	10
4.5 Z-подібні з'єднувальні елементи X-HVB у суцільних плитах і бетонному заповненні	11
5 Розрахунок з'єднувальних елементів.....	14
5.1 Анкерні упори з голівками (стад-болти) у суцільних плитах і при бетонному заповненні.....	14
5.2 Розрахунковий опір анкерних упорів з голівками (стад-болтів) і з'єднувальних елементів X-HVB, що застосовуються з профільованим настилом.....	15
5.3 Профнастили з гофрами, орієнтованими поперечно вісі балки.....	16
5.4 Двовісне навантаження з'єднувальних елементів в плитах улаштованих по профільованим настилам.....	17
5.5 Неболтові з'єднувальні елементи.....	18
6 Конструювання зсувних з'єднань та вплив їх виконання.....	21
6.1 Опір відшаруванню.....	21
6.2 Захисний шар та бетонування.....	21
6.3 Локальне підсилення армування плит	21
6.4 Вути в бетонних плитах, що утворені не профільованим настилом	22

6.5 Крок з'єднувальних елементів.....	23
6.6 Розміри сталевих полиці.....	24
6.7 Анкерні упори з голівками (стад-болти).....	24
6.8 Застосування анкерних упорів із голівками (стад-болтів) із сталевими профнастилами у будівлях	25
6.9. Z-подібні з'єднувальні елементи X-HVB	25
6.10. Неболтові з'єднувальні елементи.....	27
7 Зсувні з'єднання в колонах та стиснутих елементах.....	29
7.1 З'єднання на зсув та прикладання навантаження.....	29
7.2 Прикладання навантаження	30
7.3 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження	33
Додаток А.....	35

ВСТУП

В цьому стандарті наведені основні методи розрахунку та конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій 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.

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 З'ЄДНУВАЛЬНИХ
ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

CALCULATION AND DESIGN OF THE SHEAR CONNECTIONS
OF COMPOSITE STRUCTURES

Чинний з 201X-XX-XX.

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт поширюється на розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій, які експлуатуються в кліматичних умовах України, в неагресивних, слабоагресивних і середньоагресивних середовищах.

1.2 З'єднувальні елементи сталезалізобетонних конструкцій 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 з'єднувальні елементи повинні мати такі початкові властивості, щоб з 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 із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

1.3 З'єднувальні елементи сталезалізобетонних конструкцій повинні бути забезпеченими з необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів 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.

1.8 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 значним циклічним та динамічним впливам, 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, 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 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).

– ДСТУ ISO 13918:2014 Зварювання. Шпильки і керамічні втулки для дугового приварювання шпильок (ISO 13918:2008, IDT);

– ДСТУ ISO 14555:2014 Зварювання. Дугове приварювання шпильок із металевих матеріалів (ISO 14555:2006, IDT);

– ДСТУ ISO 898-1:2003 Механічні властивості кріпильних виробів, виготовлених з вуглецевої і легованої сталі. Частина 1. Болти, гвинти і шпильки (ISO 898-1:1999, IDT).

3 МАТЕРІАЛИ

3.1 Характеристики бетону, арматури і конструкційної сталі для сталезалізобетонних конструкцій, що проектуються відповідно до цього стандарту, приймають згідно з ДБН В.2.6-160.

3.2 Характеристики профільованих настилів приймаються відповідно до ДСТУ В.2.6-9.

3.3 Характеристики шпильок із голівками (стад-болтів) та методи їх зварювання мають відповідати вимогам ДСТУ ISO 13918, ДСТУ ISO 14555 та ДСТУ ISO 898-1.

4 ПОЛОЖЕННЯ ІЗ РОЗРАХУНКУ З'ЄДНУВАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1 Загальні положення

4.1.1 Розділ 4 застосовується для сталезалізобетонних балок і, при відповідному обґрунтуванні, для інших типів сталезалізобетонних конструкцій.

4.1.2 Для передачі зусиль поздовжнього зсуву по контакту між бетоном та сталевим елементом повинні встановлюватися зсувні з'єднання та

передбачуватися відповідне поперечне армування без врахування природного зчеплення і тертя між двома матеріалами.

4.1.3 Зсувні з'єднання повинні мати достатню деформативність, щоб задовольняти припущення стосовно непружного перерозподілу зсуву, що приймається розрахунком.

4.1.4 Гнучкими вважаються з'єднувальні елементи, які мають достатню деформативність для забезпечення виконання припущень щодо ідеалізованого пластичного характеру роботи зсувного з'єднання у конструкції, що розглядається.

4.1.5 З'єднувальний елемент можна вважати гнучким, якщо характеристичне значення деформації зсуву δ_{uk} , при випробуваннях згідно Додатка А, становить, щонайменш 6мм.

4.1.6 Якщо у одному прольоті балки застосовуються два або більше різних типів зсувних з'єднань, то необхідно враховувати наявні відмінності у їх залежностях між зусиллям зсуву і деформацією зсуву.

4.1.7 Зсувні з'єднання повинні бути достатніми для запобігання відшарування бетонного елемента від сталевого профілю, за винятком випадків, коли запобігання відшаруванню забезпечується іншими засобами.

4.1.8 Для запобігання відшаруванню плити зсувні з'єднання повинні розраховуватись на сприйняття номінального граничного зусилля розтягу, перпендикулярного площині сталевій полиці, що приймається не менше 0,1 від розрахункового граничного опору з'єднувального елемента на зсув. За необхідності достатній опір відшаруванню може забезпечуватись додатковими анкерними упорами.

4.1.9 Зсувні з'єднання у формі анкерних упорів болтового типу із голівками (стад-болтів) згідно з 5.7 можна вважати такими, що забезпечують необхідний опір відриву за умови, що вони не зазнають прямої дії розтягу.

4.1.10 Необхідно запобігати руйнуванню від поздовжнього зсуву і розколювання плити внаслідок зосереджених сил, що передаються з'єднувальними елементами.

4.1.11 Якщо для передачі зсуву між сталевим і бетонним елементами використовується інший метод з'єднання, відмінний від зсувних з'єднань, включених у розділ 4, то характер роботи, прийнятий у розрахунку, повинен ґрунтуватись на випробуваннях і супроводі концептуальною моделлю. Розрахунок сталезалізобетонного елемента повинен підтверджуватись перевіркою подібного елемента із застосуванням зсувних з'єднань, включених у цей розділ, у тій мірі, наскільки це практично можливо.

4.1.12 Для будівель, кількість з'єднань повинна бути рівною щонайменш, цілому, округленому в верх числу, яке обчислюється як розрахункове зусилля зсуву для граничного стану (визначене згідно з 4.5), поділене на розрахунковий опір одного з'єднання P_{Rd} . Для стрижневих зсувних з'єднань розрахунковий опір повинен визначатись згідно з 4.5.2 або 4.6, в залежності від того, що більш застосовне.

4.1.13 Якщо всі поперечні перерізи сталеві частини відповідають класам 1 або 2 (згідно з 8.5 ДБН В.2.6-160), для балок будівель допускається застосовувати часткове з'єднання на зсув. Кількість з'єднань в цьому випадку повинна визначатись застосуванням теорії часткового з'єднання на зсув, враховуючи деформаційну здатність зсувних з'єднань.

4.2 Класифікація з'єднувальних елементів

4.2.1 З'єднувальні елементи поділяються на два основних типи:

- гнучкі (рисунок 4.1, а);
- жорсткі (рисунок 4.1, б).

4.2.2 Гнучкими з'єднувальними елементами є упори із достатньою деформативністю, завдяки чому виконуються умови щодо їх ідеалізованого пластичного характеру роботи у конструкції, що розглядається (рисунок 4.2).

4.2.3 Для жорстких типів з'єднувальних елементів характерним типом руйнування є зминання або викол зони бетону. Для запобігання відриву у таких елементах застосовують петлі та інші засоби (див. рисунок 4.1,б).

4.2.4 У загальному випадку, належність з'єднувальних елементів до жорсткого або гнучкого типу визначається в результаті випробувань.

4.2.5 Реальний та ідеалізований характер роботи гнучких і жорстких з'єднань на зсув показаний на рисунку 4.2

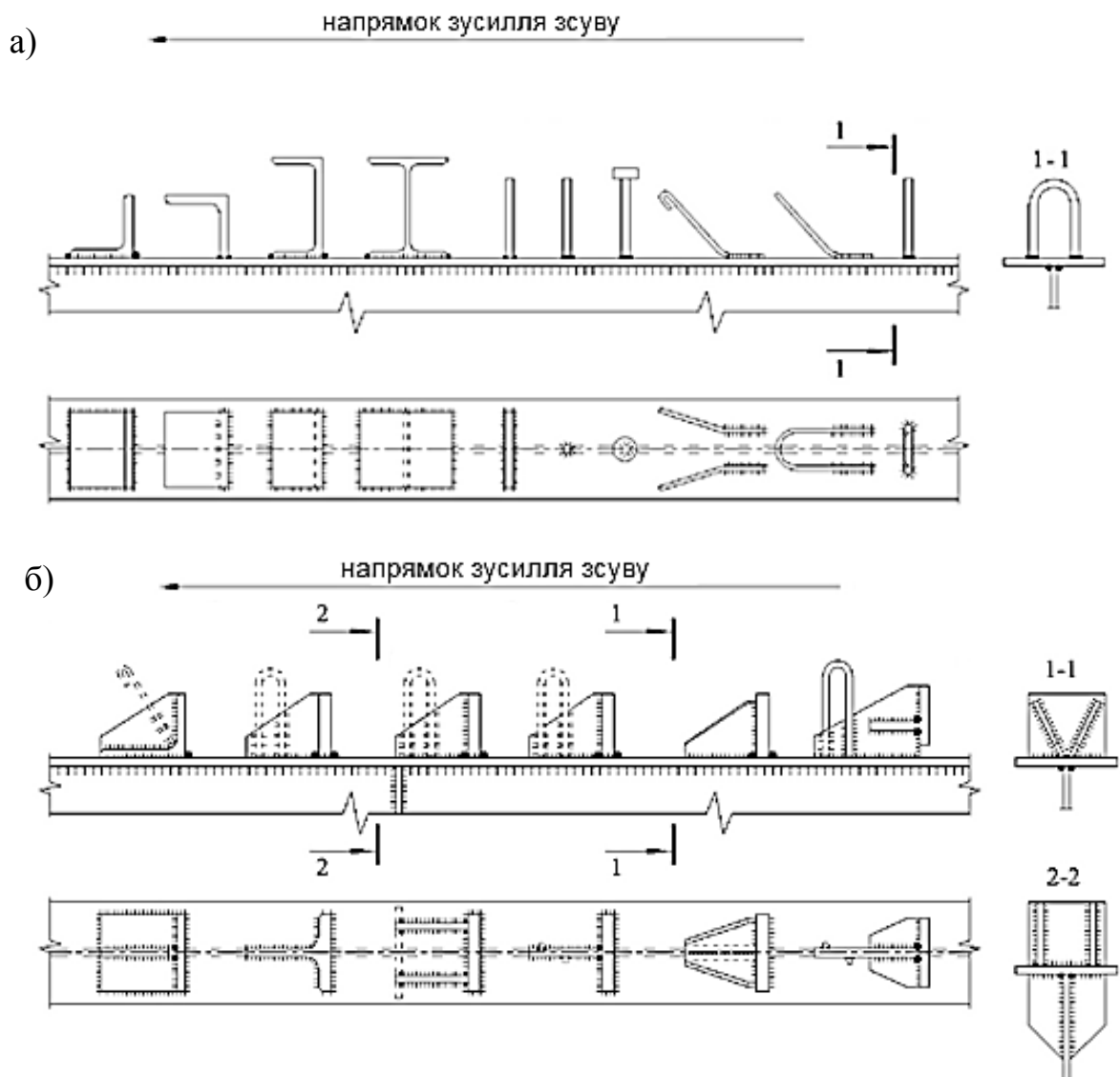


Рисунок 4.1 – Приклади гнучких (а) і жорстких (б) з'єднувальних елементів

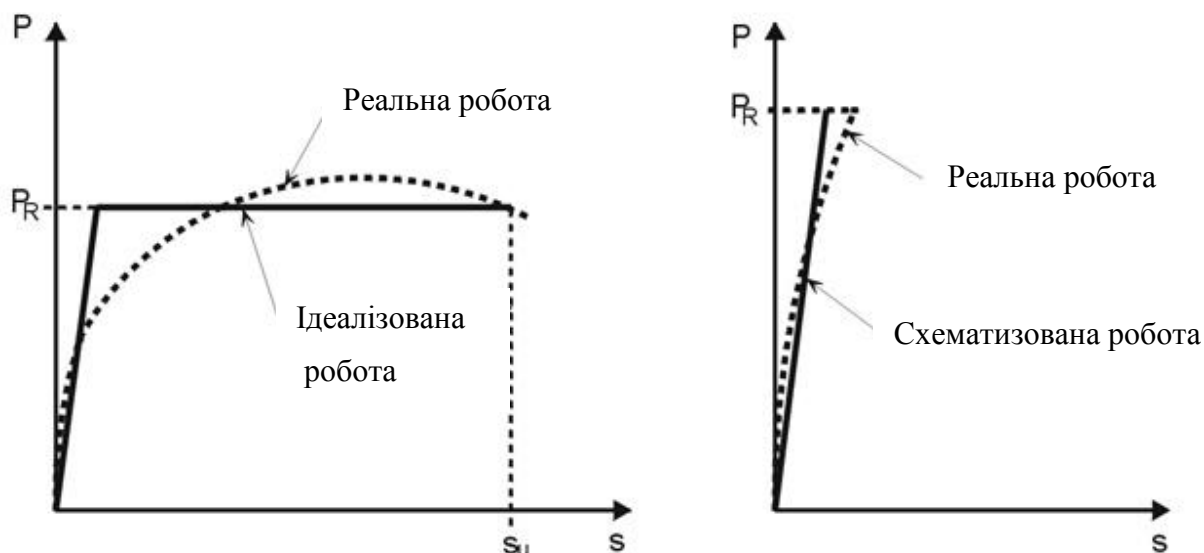


Рисунок 4.2 – Характер роботи гнучких и жорстких з'єднань на зсув

4.2.6 Схематична ілюстрація роботи з'єднань на зсув за відсутності взаємодії балки із плитою, а також при частковій та повній такій взаємодії під навантаженням приведена на рисунку 4.3.

	Зміщення краю плити 		Без зміщення краю плити
	Без взаємодії	Часткова взаємодія	Повна взаємодія

Рисунок 4.3 – Схема роботи з'єднань з різними ступенями взаємодії

4.3 Обмеження для застосування часткового з'єднання на зсув у сталезалізобетонних балках будівель

4.3.1 Анкерні упори з голівками (стад-болти) загальною довжиною після приварювання не менш ніж 4 діаметри, діаметром стрижня не менш ніж 16мм і

не більш ніж 25 мм, можуть вважатися гнучкими з'єднувальними елементами у нижченаведених межах для ступеня з'єднання на зсув, який визначається коефіцієнтом $\eta = n/n_f$:

Для профнастилів з рівними полицями:

$$L_e \leq 25; \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03 L_e), \quad \eta \geq 0.4 \quad (4.1)$$

$$L_e > 25; \quad \eta \geq 1 \quad (4.2)$$

Для профнастилів з площею нижньої полиці в три рази більшою, ніж площа верхньої полиці:

$$L_e \leq 20; \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0.30 - 0.015 L_e), \quad \eta \geq 0.4 \quad (4.3)$$

$$L_e > 20; \quad \eta \geq 1 \quad (4.4)$$

де:

L_e – відстань між точками нульових згинальних моментів у метрах при додатному прогині, яку для типових нерозрізних балок можна приймати відповідно до рисунку 8.1 ДБН В.2.6-160;

n_f – кількість з'єднувальних елементів необхідна для повного з'єднання на зсув на ділянці довжини балки, що розглядається;

n – фактична кількість з'єднань на зсув, передбачена для тієї ж довжини.

4.3.2 Для профнастилів, у яких площа нижньої полиці перевищує площу верхньої менш, ніж у три рази, граничне значення η можна визначити з виразів (4.1)-(4.4) лінійною інтерполяцією

4.3.3 Анкерні упори з голівками (стад-болти) можуть вважатись гнучкими у ширшому діапазоні прольотів, ніж вказано вище у 4.3.1 якщо:

(а) стад-болти мають загальну довжину після приварювання не менш ніж 76мм, а діаметр стрижня складає не менш ніж 19мм;

(б) сталевий елемент виконано із прокатного або зварного двотавра з рівними полицями;

(с) бетонна плита є комбінованою по профнастилу, орієнтованого гофрами перпендикулярно балці, а ребра бетону нерозрізні по довжині;

(d) в одному гофрі профільованого настилу розташовується один стад-болт, встановлений у центрі полиці гофра, або перемінно на лівій і правій стороні гофра по довжині прольоту;

(е) прийнято профнастил з $b_0/h_p \geq 2$ і $h_p \leq 60\text{мм}$, де позначення див. на рисунку 4.6,

(f) зусилля N_c визначено згідно із спрощеним методом ДСТУ Б В.2.6-206.

За дотримання цих умов, коефіцієнт η повинен задовольняти виразам:

$$L_e \leq 25; \quad \eta \geq 1 - (1,0 - 0,04 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (4.5)$$

$$L_e > 25; \quad \eta \geq 1 \quad (4.6)$$

4.3.4. Вимоги 4.3 встановлено для з'єднувальних елементів (стад-болтів), що розташовуються з рівномірним кроком.

4.4 Розташування з'єднувальних елементів

4.4.1 З'єднувальні елементи повинні розташовуватись вздовж балки таким чином, щоб передавати поздовжній зсув і запобігати відшаруванню бетону від сталевोї балки, враховуючи відповідний розподіл розрахункових поздовжніх зусиль зсуву.

4.4.2 У консолях та зонах від'ємних моментів нерозрізних балок розтягнута арматура повинна обриватись відповідно до кроку зсувних з'єднань та відповідним чином заанкерована.

4.4.3 Гнучкі з'єднання можуть розташовуватись рівномірно по довжині між прилеглими критичними перерізами при умові, що:

- всі розрахункові перерізи на довжині, що розглядається, відносяться до класу 1 або 2 (див. розділ 8.5 ДБН В.2.6-160);
- η задовольняє обмеженням, наведеним у розділі 4.3;

– несуча здатність на згин в пластичній стадії сталезалізобетонного перерізу не перевищує більш ніж у 2,5 рази несучу здатність на згин в пластичній стадії сталевого профілю.

4.4.4 Якщо несуча здатність на згин в пластичній стадії сталезалізобетонного перерізу перевищує більш ніж у 2,5 рази несучу здатність на згин в пластичній стадії сталевого профілю, необхідно виконувати додаткову перевірку достатності зсувного з'єднання у проміжних точках приблизно посередині між прилеглими критичними перерізами.

4.4.5 Необхідна кількість з'єднувальних елементів може розподілятися між точкою максимального додатного моменту і прилеглою опорою або точкою максимального від'ємного моменту відповідно до закону розподілу зусиль поздовжнього зсуву, визначеного за пружною теорією при навантаженні, що розглядається. У разі виконання цих вимог ніякі додаткові перевірки достатності зсувного з'єднання не вимагаються.

4.5 Z-подібні з'єднувальні елементи X-HVB у суцільних плитах і бетонному заповненні

4.5.1 З'єднувальні елементи X-HVB представляють собою холодноформований сталевий Z-подібний профіль, закріплений однією з полицьполиць до верхнього поясу балки перекриття двома дюбелями.

4.5.2 Z-подібні з'єднувальні елементи мають шість основних типорозмірів, які використовуються в залежності від товщини плити перекриття і типу профільованого настилу (рисунок 4.4). Всі з'єднувальні елементи незалежно від типу мають ширину нижньої опорної полиці 50мм. З'єднувальні елементи виготовляються висотою $h_{sc} = 52, 80, 95, 110$ і 141мм. Ширина верхньої полиці – 10, 12 або 37мм в залежності від типу з'єднувального елемента.

4.5.3 Матеріал з'єднувальних елементів – оцинкована маловуглецева сталь товщиною 2 або 2,5 мм з тимчасовим опором від 270 до 350 МПа. Товщина цинкового покриття – не менш ніж 3мкм.

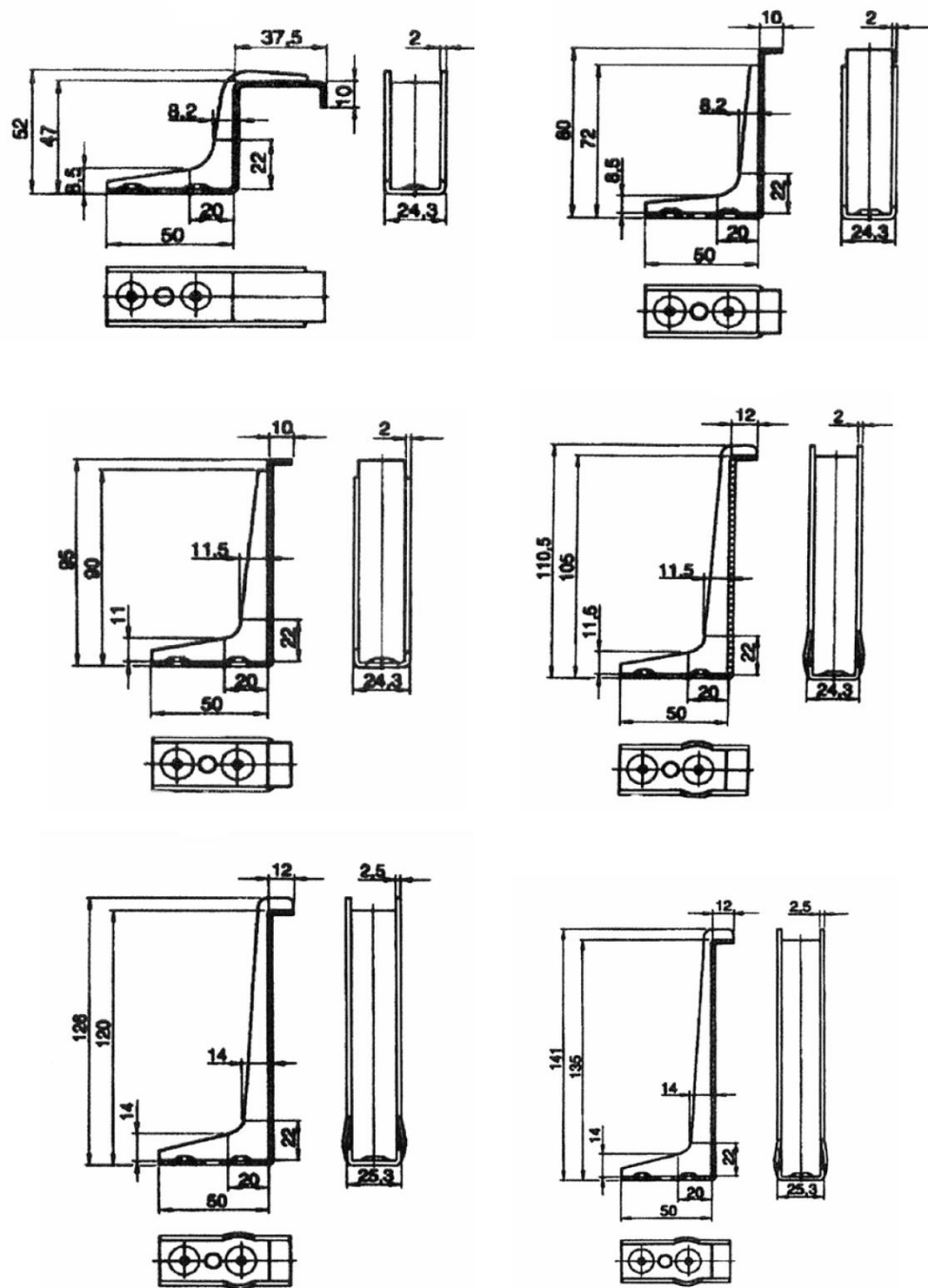


Рисунок 4.4 –З’єднувальні елементи типу X-HVB, розміри у міліметрах

4.5.4 З’єднувальні елементи кріпляться до балки двома дюбелями ENP2-21 або ENPH2-21 за допомогою монтажного пістолета.

4.5.5 Вибір типу дюбеля для кріплення з’єднувальних елементів залежить від товщини і міцності сталі верхньої полиці балок. На рисунку 4.5 приведені

області використання ENP2-21 або ENPH2-21, що кріплять з'єднувальні елементи до поясу балки товщиною від 6 до 30мм зі сталі із тимчасовим опором не більш ніж 700МПа.

4.5.6 Несуча здатність з'єднувальних елементів висотою 80мм і всіх інших приймається відповідно рівними $P_{Rd} = 16\text{кН}$ і $P_{Rd} = 22\text{кН}$, виходячи з їх пружної роботи.

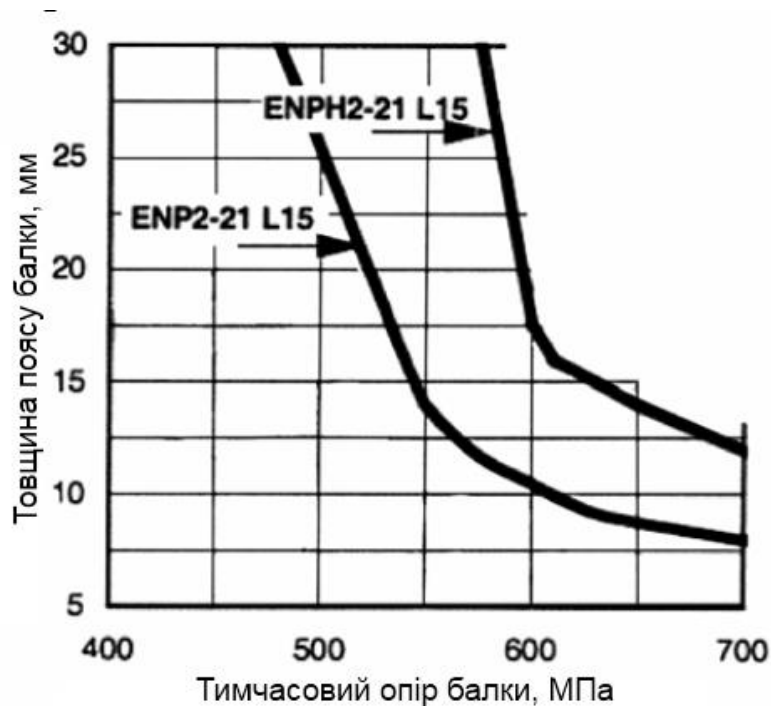


Рисунок 4.5 - Області застосування дюбелів для кріплення з'єднувальних елементів в залежності від товщини полиці і марки сталі балки

4.5.7. Z-подібні з'єднувальні елементи X-HVB не слід використовувати при знакоперемінних навантаженнях, оскільки їх несуча здатність на зсув складає близько 40% від міцності стрижневих анкерних упорів діаметром 19мм і робота з'єднувальних елементів X-HVB на знакоперемінні навантаження не досліджувалась.

5 РОЗРАХУНОК З'ЄДНУВАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

5.1 Анкерні упори з голівками (стад-болти) у суцільних плитах і при бетонному заповненні

5.1.1 Розрахункова несуча здатність на зсув анкерних упорів із голівками (стад-болтів), що приварюються автоматичним зварюванням згідно ДСТУ ISO 14555, визначається за меншим зі значень:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (5.1)$$

або:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_m}}{\gamma_V} \quad (5.2)$$

приймаючи:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{при } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (5.3)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{при } h_{sc}/d > 4 \quad (5.4)$$

де:

γ_V – коефіцієнт надійності для з'єднувального елемента, що згідно ДБН В.2.6-160 рекомендується приймати рівним $\gamma_V = 1,25$;

d – діаметр стрижня стад-болта, $16\text{мм} \leq d \leq 25\text{мм}$;

f_u – вибрана міцність на розтяг матеріалу поперечного стрижня за межею міцності, але не більше ніж 500Н/мм^2 ;

f_{ck} – характеристична циліндрична міцність на стиск бетону у віці, що відповідає моменту часу, який розглядається, густиною не менш ніж 1750 кг/м^3

h_{sc} – загальна номінальна висота стад-болта.

5.1.2 Якщо стад-болти додатково до зсуву зазнають прямої дії зусиль розтягу, то необхідно визначати розрахункове зусилля розтягу F_{ten} , що припадає на один стад-болт.

Зусиллям розтягу можна знехтувати, якщо $F_{ten} \leq 0,1 P_{Rd}$, де P_{Rd} – розрахункова несуча здатність на зсув, визначена згідно з 5.1.1

Якщо $F_{\text{ten}} > 0,1P_{\text{Rd}}$, то з'єднання не входить у сферу застосування цього стандарту.

5.2 Розрахунковий опір анкерних упорів з голівками (стад-болтів) і з'єднувальних елементів X-HVB, що застосовуються з профільованим настилом

5.2.1 Профнастили з гофрами, паралельними вісі балки

5.2.1.1 Поперечні стрижні розташовані в межах зони бетону, що має форму вута (рисунок 5.1). Якщо профіль є нерозрізним вздовж балки, то ширина b'_0 дорівнює ширині гофра, як показано на рисунку 5.2. Якщо настил розрізний, то b'_0 визначається у спосіб, що показано на рисунку 5.1. Висоту вуту h_p слід приймати рівною загальній висоті настилу мінус виступи верхніх полиць, якщо такі є.

5.2.1.2 Розрахункову несучу здатність на зсув необхідно приймати рівною несучій здатності у суцільній плиті (див. 5.1), помноженій на понижуючий коефіцієнт k_l , що визначається за наступним виразом:

$$k_l = 0,6 \frac{b'_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

де: h_{sc} – загальна висота стрижня, але не більше ніж $h_p + 75\text{мм}$.

Для з'єднувальних елементів X-HVB коефіцієнт коефіцієнт k_l приймається в межах $0,5 \leq k_l \leq 1,0$ і $k_l = 1,0$ при $b_0/h_p \geq 1,8$.

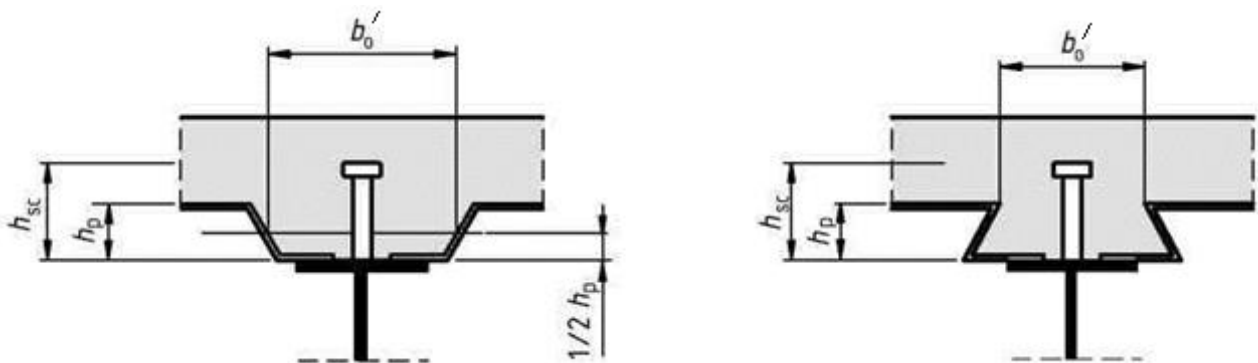


Рисунок 5.1 – Балка з профільованим настилом, орієнтованим гофрами паралельно балці

5.2.1.3 Якщо настил розрізний над балкою і не анкерований до неї належним чином, то грань вута і її армування повинні задовольняти вимогам 5.4.1.

5.3 Профнастили з гофрами, орієнтованими поперечно вісі балки

5.3.1 Розрахункова несуча здатність анкерних упорів з голівками (стад-болтів) і з'єднувальних елементів Х-NVB на зсув повинна прийматись рівною несучій здатності у суцільній плиті, обчисленій відповідно до 4.5.1 та 4.6.6 і помноженій на понижуючий коефіцієнт k_t , що визначається за наступним виразом:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b'_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (5.6)$$

де: n_r – кількість з'єднувальних елементів у одному гофрі в місці перетину із балкою, що за розрахунком приймається не більше 2. Інші позначення показані на рисунку 5.2.

Для з'єднувальних елементів Х-NVB коефіцієнт k_t приймається в межах $0,5 \leq k_t \leq 1,0$.

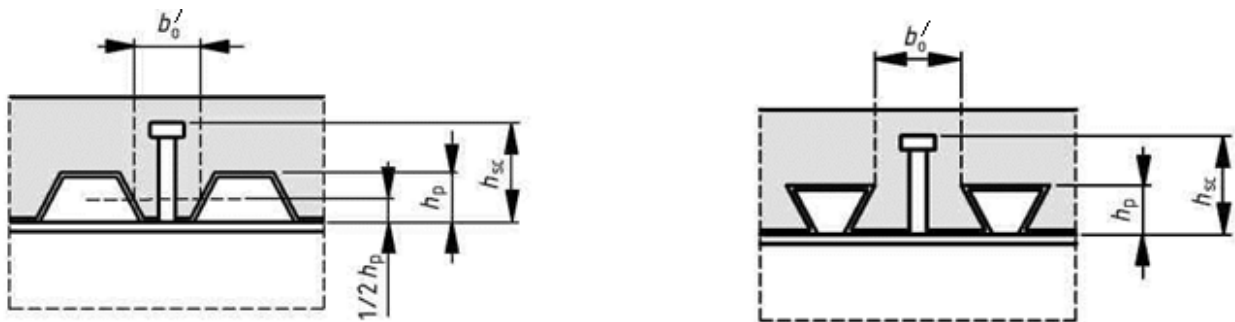


Рисунок 5.2 – Профільований настил з гофрами поперечно балці

5.3.2 Умовою використання формули (5.6) для стад-болтів є забезпечення положень, наведених у 5.3.3 і 5.3.4, при чому f_u повинна прийматися не більше, ніж 450 Н/мм^2 .

5.3.3 Для стад-болтів коефіцієнт k_t повинен прийматись не більшим, ніж відповідні значення $k_{t,max}$, наведені у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Верхні межі $k_{t,max}$ для понижуючого коефіцієнта k_t

Кількість стад-болтів в одному гофрі	Товщина t настилу, мм	Стрижні діаметром не більше 20мм, що приварюються крізь сталевий профнастил	Стрижні діаметром 19мм або 22мм, що приварюються через отвори в профільованому настилі
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,85	0,6
	$> 1,0$	0,8	0,6

5.3.4 Значення, наведені у 5.3.1, 5.3.2 і 5.3.3, можуть застосовуватись при виконанні наступних умов:

- стад-болти розміщені у ребрах висотою h_p не більшою ніж 85мм і шириною b_0 не менше h_p ;
- при зварюванні крізь настил діаметр стрижнів стад-ботів не перевищує 20мм;
- при встановленні стад-болтів в отвори у профнастилі діаметр стрижнів не перевищує 22мм.

5.4 Двовісне навантаження з'єднувальних елементів в плитах улаштованих по профільованим настилам

5.4.1 Якщо з'єднувальні елементи забезпечують передачу зусиль поздовжнього зсуву одночасно в складі як сталезалізобетонної плити, так і балки, то комбінація зусиль, що діють на з'єднувальний, повинна задовольняти вимозі:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (5.7)$$

де:

F_l - розрахункове зусилля на з'єднувальний елемент в складі балки

F_t - розрахункове зусилля на з'єднувальний елемент в складі плити

$P_{l,Rd}$ і $P_{t,Rd}$ - відповідні розрахункові значення несучої здатності на зсув.

5.5 Неболтові з'єднувальні елементи

5.5.1 Гнучкі з'єднувальні елементи відповідно до данного розділу слід застосовувати в товстих суцільних плитах більше 200мм.

5.5.2 Несуча здатність на зсув одного гнучного анкера у вигляді швелера:

$$P_{Rd} = 0,55 \cdot (t_{fr} + 0,5 \cdot t_w) \cdot b \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cd}} \quad (5.8)$$

де:

t_{fr} – сума радіусу заокруглення і найбільшої товщини полиці прокатного швелера, см;

t_w – товщина стінки прокатного швелера, см;

b – ширина площі зминання бетону під упором, см;

5.5.3 Несуча здатність на зсув одного гнучного анкера з кутика відповідно до рисунку 5.3:

$$P_{Rd} = \frac{10 \cdot b \cdot h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_v} \quad (5.9)$$

де позначення приведені на рисунку 4.7.

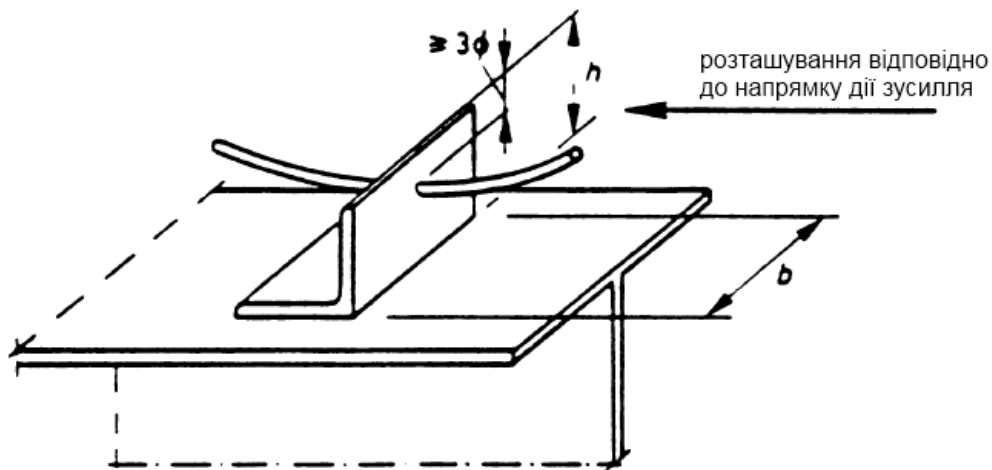


Рисунок 5.3 – З'єднувальний елемент із кутика та арматурних петлів

Зварне з'єднання, що кріпить кутик до балки повинно бути розраховане на зсувне зусилля, прикладене із ексцентриситетом $h/4$.

Арматурний анкер, що перешкоджає відриву, має задовольняти вимозі:

$$\frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \geq 0,1 \cdot P_{Rd} \quad (5.10)$$

де A_s - площа перерізу арматурного стрижня.

5.5.4. Несуча здатність на зсув жорсткого компонента з'єднувального елемента визначається виразом:

$$P_{Rd} = \eta \cdot A_{f1} \cdot f_{cd} \quad (5.11)$$

де:

A_{f1} - площа лобової поверхні з'єднувального елемента, як показано на рисунку 5.4.

$\eta = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$, але не більше 2,5 для важких бетонів і 2,0 – для бетонів з легкими заповнювачами

A_{f2} - площа проекції поверхні з'єднувального елемента з ухилом 1:5 в межах бетону на поверхню суміжного з'єднувального елемента, як показано на рисунку 4.8.

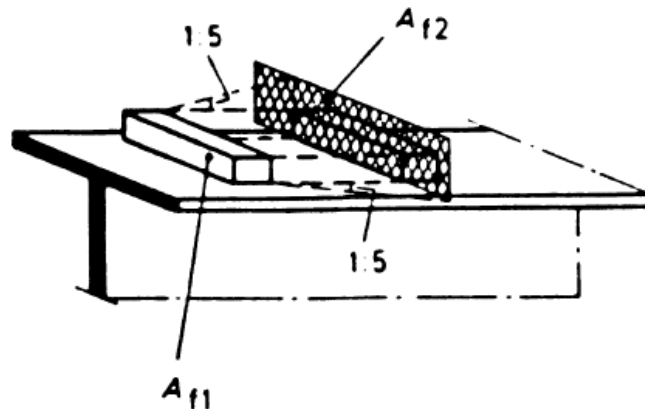


Рисунок 5.4 – Визначення розрахункових площ для жорсткої частини з'єднувального елемента

5.5.5 Застосування жорстких з'єднувальних елементів без гнучких петель або похилих анкерів відповідно до данного ДСТУ забороняється.

5.5.6 Несуча здатність на зсув для одного похилого анкера або однієї гілки петлі визначається виразом:

$$P_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \beta \quad (5.12)$$

де:

α - кут між стрижнем анкера і площиною полиці балки, до якої його приварено, як показано на рисунку 5.5;

β - кут між горизонтальною проекцією анкера і напрямком дії зсувного зусилля, як показано на рисунку 5.5.

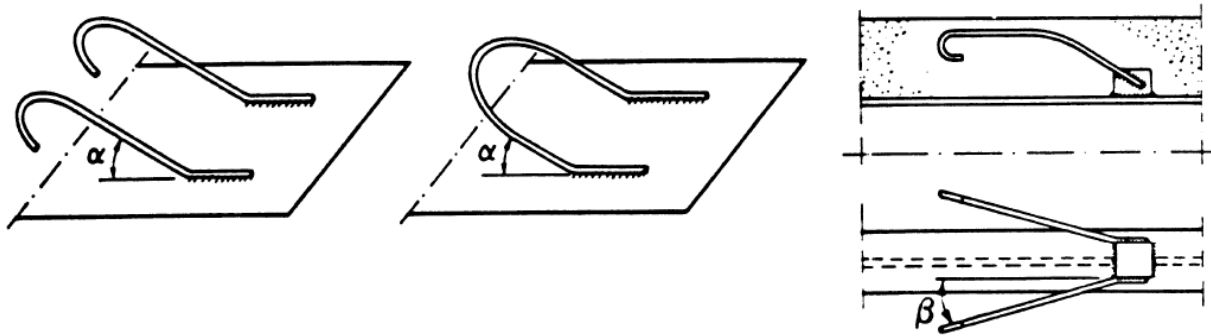


Рисунок 5.5 – До визначення кутів нахилу петлів і похилих анкерів

5.5.7 При використанні комбінації жорсткого упора з петлями або похилими анкерами сумарну несучу здатність можна спрощено визначити за виразами:

$$\text{– для похилих анкерів } P_{Rd,comb} = P_{Rd,block} + 0,5 \cdot P_{Rd,an}, \quad (5.13)$$

$$\text{– для петель } P_{Rd,comb} = P_{Rd,block} + 0,7 \cdot P_{Rd,hoop}, \quad (5.14)$$

де:

$P_{Rd,block}$ - несуча здатність на зсув жорсткого елемента;

$P_{Rd,an}$ - несуча здатність на зсув похилого анкера;

$P_{Rd,hoop}$ - несуча здатність на зсув петлі.

5.5.8 Зварні шви, що кріплять жорсткі елементи з петлею або похилими анкерами до балки повинні бути розраховані на сумму зусиль $1,2 \cdot P_{Rd,block}$ і P_{Rd} для кожного анкера або петлі.

5.5.9 Допускається використання інших типів упорних анкерів та засобів зєднань, якщо їх несуча здатність необхідним чином обґрунтована і визначена у результаті експериментів згідно додатку А цього стандарту.

6 КОНСТРУЮВАННЯ ЗСУВНИХ З'ЄДНАНЬ ТА ВПЛИВ ЇХ ВИКОНАННЯ

6.1 Опір відшаруванню

6.1.1 Площина з'єднувального елемента, яка сприймає зусилля відриву (наприклад, нижня грань голівки стад-болта) повинна виступати не менш, ніж на 30мм у чистоті над нижньою арматурою як показано на рисунку 5.1.

6.2 Захисний шар та бетонування

6.2.1 Конструювання зсувних з'єднань, які сприймають зусилля зсуву повинно забезпечувати можливість належним чином ущільнювати бетон навколо основи з'єднання, а також доступність вібрування суміші.

6.2.2 Якщо над з'єднувальними елементами необхідне забезпечення захисного шару, то його номінальне значення повинно прийматися як більше із:

а) 20мм;

б) згідно з рекомендаціями ДБН В.2.6-98 для сталевих арматур діаметром менше 5мм.

6.2.3 Якщо захисний шар не регламентується, то верх з'єднувального елемента може співпадати з поверхнею бетону плити.

6.2.4 Швидкість та послідовність бетонування повинні бути такими, щоб в процесі тужавлення бетон не пошкодився внаслідок обмеженої сумісної роботи, яка спричиняється деформаціями сталевих балок в залежності від послідовності бетонування. По можливості слід запобігати деформаціям у зсувних з'єднаннях до набуття бетоном циліндричної міцності щонайменш 20 Н/мм^2 .

6.3 Локальне підсилення армування плит

6.3.1 У місцях прилягання зсувного з'єднання до поздовжньої грані бетонної плити, поперечна арматура, що встановлюється для передачі зусиль поздовжнього зсуву повинна повністю анкеруватись в бетон між гранню плити та прилеглим рядом з'єднань.

6.3.2 Якщо відстань від грані бетонної полиціполиці до осі найближчого ряду зсувних з'єднань становить менше 300мм, для запобігання поздовжнього розтріскування бетону полиць, спричиненого зсувом у з'єднувальних елементах, необхідно дотримуватись наступних додаткових рекомендацій:

а) поперечна арматура повинна доповнюватись U- подібними стрижнями, що огинають зсувні з'єднання;

б) якщо в якості з'єднувальних елементів використовуються стад-болти, то відстань від грані бетонної полицідо осі найближчого стрижня повинна бути не меншою $6d$, де d - номінальний діаметр стрижня стад-болта, а діаметр U- подібних стрижнів повинен складати не менше $0,5d$;

с) U-подібні стрижні повинні розташовуватись якомога нижче, однак з дотриманням вимог щодо мінімального захисного шару до низу плити.

6.3.3 На кінці сталезалізобетонної консолі необхідно забезпечувати відповідне локальне армування для передачі зусиль від з'єднувальних елементів на поздовжню арматуру.

6.4 Вути в бетонних плитах, що утворені не профільованим настилом

6.4.1 При влаштуванні вутів між сталевим елементом і нижньою поверхнею бетонної плити, грані вутів повинні пролягати за межами лінії, проведеної під кутом 45° від зовнішньої грані стрижня як показано на рисунку 6.1.

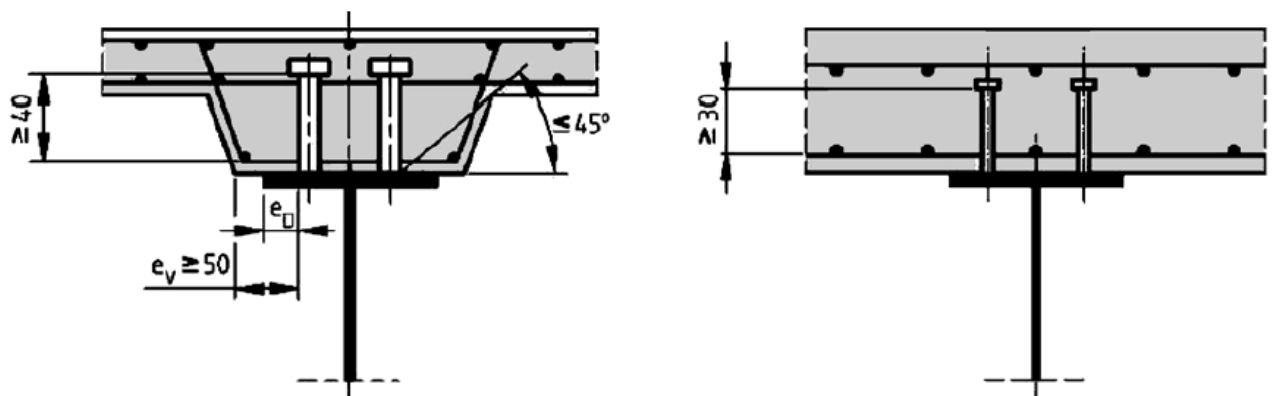


Рисунок 6.1 – Правила конструювання вутів в бетонних плитах, що утворені не профільованим настилом

6.4.2 Номінальний захисний шар бетону від бокової грані вута до стрижня повинен складати не менше 50мм як показано на рисунку 5.1.

6.4.3 Для дотримання вимог з поперечного армування, зумовленого передачею зусиль поздовжнього зсуву, у вутах на відстані не менше 40мм від нижньої поверхні з'єднувальних елементів повинні встановлюватись стрижні поперечного армування як показано на рисунку 5.1.

6.5 Крок з'єднувальних елементів

6.5.1 Якщо у розрахунку припускається, що стійкість сталевго або/і залізобетонного елементів забезпечується з'єднанням між ними, то для виконання цього припущення крок з'єднувальних елементів повинен бути достатньо малим.

6.5.2 Якщо вважається, що стиснута сталевга полиця внаслідок розкріплення з'єднувальними елементами переходить до класу перерізів 1 або 2 (див. розділ 8.5 ДБН В.2.6-160) замість нижчого класу, то відстань між центрами зсувних з'єднань у напрямку дії стиску не повинна перевищувати наступних значень:

– якщо плита має контакт по всій довжині (наприклад, суцільна плита):
 $22t_f\sqrt{235/f_y}$;

– якщо плита має контакт не по всій довжині (наприклад, плита з ребрами поперек балки): $15t_f\sqrt{235/f_y}$;

де:

t_f – товщина полиці;

f_y – номінальний опір текучості полиціу Н/мм².

Окрім того, відстань у чистоті між гранню стиснутої полиці та найближчою лінією розташування з'єднанувальних елементів не повинна перевищувати $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

6.5.3 У конструкціях будівель максимальна відстань між центрами з'єднувальних елементів у поздовжньому напрямку не повинна перевищувати 6 суммарних товщин плит і 800мм.

6.6 Розміри сталевих полиці

6.6.1 Товщина сталевих пластини або полиці, до якої приварений з'єднувальний елемент, повинна бути достатньою для належного з'єднання і передачі зусиль від з'єднувального елемента на пластину без локального руйнування та надмірних деформацій.

6.6.2 У конструкціях будівель відстань між зовнішньою гранню з'єднувального елемента і кромкою полиці балки, до якої він приварюється, повинна бути не менше 20мм як показано на рисунку 5.1.

6.7 Анкерні упори з голівками (стад-болти)

6.7.1 Загальна висота стад-болта повинна складати не менше $3d$, де d – діаметр стрижня стад-болта.

6.7.2 Голівка стад-болта повинна мати діаметр не менше $1,5d$ і висоту не менше $0,4d$.

6.7.3 Діаметр стад-болтів, що окрім зсуву зазнають розтягу і втомлюваних дій, не повинен перевищувати $1,5$ товщини полиці, до якої вони приварюються, якщо відсутні дані випробувань з визначення опору витривалості стад-болтів. Ця умова застосовується також для стрижнів, розташованих безпосередньо над стінкою.

6.7.4 Крок стад-болтів у напрямі зусилля зсуву повинен становити не менше $5d$, а у поперечному напрямі до зусилля зсуву – не менше $2,5d$ у суцільних плитах та $4d$ - у інших випадках.

6.7.5 За винятком випадків розташування стад-болтів безпосередньо над стінкою, діаметр стад-болта не повинен перевищувати більш ніж у $2,5$ раз товщину тієї частини, до якої він приварюється, якщо відсутні дані спеціальних випробувань з визначення опору стрижня як зсувного з'єднання.

6.8 Застосування анкерних упорів із голівками (стад-болтів) із сталевими профнастилами у будівлях

6.8.1 Номінальна висота стад-болта повинна призначатися таким чином, щоб верх з'єднувального елемента розташовувався на відстані не менше $2d$ від верха сталевих настилу, де d – діаметр стрижня стад-болта.

6.8.2 Мінімальна ширина гофрів, заповнених бетоном, повинна становити не менше 50мм.

6.8.3 Якщо форма перерізу профільованого настилу не дозволяє розташувати стрижні в центрі гофра, то їх слід встановлювати поперемінно з двох сторін гофра по всій довжині прольоту. На рисунку 6.2 приведена мінімальна відстань від початку заокруглення гофру до вісі стрижня.

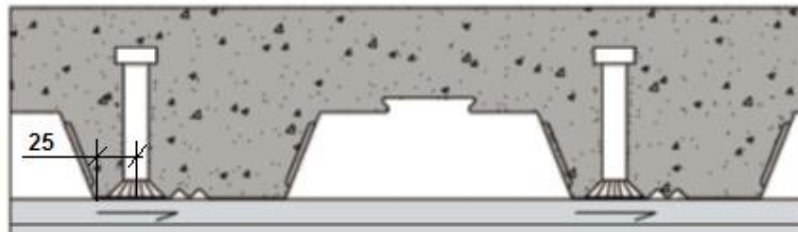


Рисунок 6.2 – Вимоги щодо мінімальної відстані від початку заокруглення гофру до вісі стрижня

6.9. Z-подібні з'єднувальні елементи X-HVB

6.9.1 Товщину полиці, до якої кріпляться з'єднувальні елементи X-HVB слід приймати не менше 8мм. При використанні з профільованим настилом його товщину не слід приймати більше 1,25мм.

6.9.2 Мінімальна відстань між стінками суміжних з'єднувальних елементів при їх поперечному розташуванні відносно балки – 50мм; при поздовжньому – 100мм.

6.9.3 Максимальна відстань між суміжними поздовжніми з'єднувальними елементами не повинна перевищувати 600мм і 4 товщини плити, як показано на рисунку 5.2.

6.9.4 Для можливості встановлення з'єднувальних елементів ширина нижніх полиць настилу повинна бути не менше 50мм. Відстань від грані

з'єднувального елемента до стінки гофра настила повинна складати не менше 40мм, як показано на рисунку 5.2

6.9.5 У плитах по профільованим настилам, гофри яких розташовані паралельно вісі балки, крок з'єднувальних елементів приймають не більше, ніж 4 товщини плити і 600мм, і не менше, ніж 100мм. З'єднувальні елементи розташовують симетрично відносно осі балки. Відстань від з'єднувального елемента до стінки гофра настила повинна бути не менше 20мм. Відстань між рядами з'єднувальних елементів повинна бути не менше 50мм, як показанона рисунку 5.3.

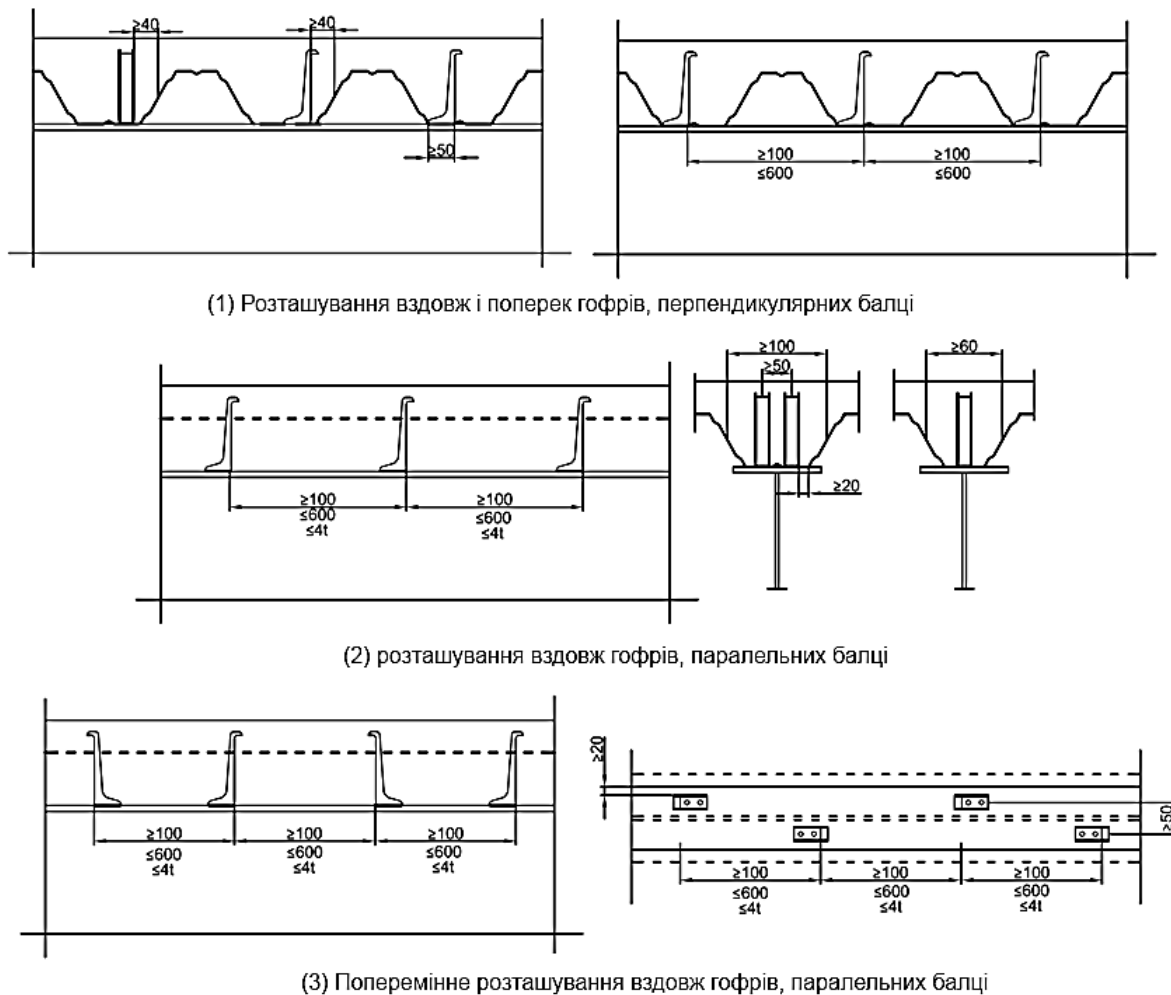


Рисунок 6.3 – Правила розташування Z-подібних з'єднувальних елементів X-HVB

6.9.6 Граничні розміри монолітної плити і профільованого настилу в залежності від типу упору X-HVB наводяться в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Співвідношення товщини плити і висоти упорів X-HVB

Тип упору	Мінімальна товщина плити h_c , мм	Максимальна висота профілю настилу h_p , мм		
		$\frac{b_0}{h_p} \geq 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} < 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} \leq 1,0$
X-HVB 50	72	-		
X-HVB 80	100	45	45	30
X-HVB 95	115	60	60	45
X-HVB 110	130	75	75	60
X-HVB 125	145	80	80	73
X-HVB 141	160	80	80	80

6.10. Неболтові з'єднувальні елементи

6.10.1 Висота жорсткого елементу прямокутного перерізу відповідно до рисунку 5.3 не повинна перевищувати його товщину більш, ніж у 4 рази.

6.10.2 Тавровий жорсткий елемент відповідно до рисунку 6.4 повинен виготовлятися з фасонного прокату і мати відношення ширини до товщини полиці не більше 10.

6.10.3 Швеллерний жорсткий елемент відповідно до рисунку 6.4 повинен виготовлятися з фасонного прокату і мати відношення висоти до товщини стінки не більше 25. Висота швелерного жорсткого елементу не повинна перевищувати 150 мм, а її відношення до товщини – 15.

6.10.4 U-подібний жорсткий елемент відповідно до рисунку 6.4 повинен мати висоту не більше 150 та її відношення до товщини не більше 20 разів.

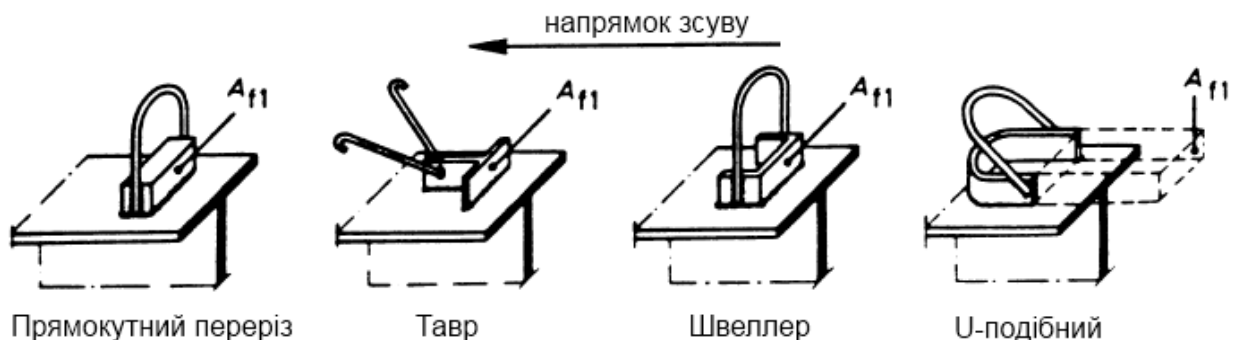


Рисунок 6.4 – З'єднувальні елементи з жорсткими компонентами

6.10.5 Довжина анкеровки і захисний шар петель та похилих анкерів повинні відповідати вимогам ДСТУ Б.В.2.6-156.

6.10.6 Петля може вважатися такою, що має достатню анкеровку при виконанні наступних вимог: $r \geq 7,5d$, $l \geq 4r$ і захисний шар більше $3d$, де позначення відповідають рисунку 6.5.

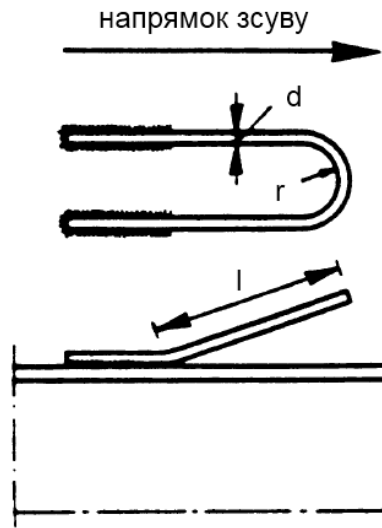


Рисунок 6.5 – До конструювання петель

6.10.7 Петлі і похилі анкери повинні орієнтуватись у напрямку зсуву. У місцях з можливою зміною напрямку зусиль поздовжнього зсуву похилі анкери і петлі повинні передбачуватись в обох напрямках.

До несучої здатності з'єднань рекомендується використовувати додатковий коефіцієнт k_{mod} , який визначається за табл. 6.2.

6.10.8 Висота виступаючої полиці з'єднувального елемента з кутика не повинна перевищувати 150 мм, а її відношення до товщини – 10 разів.

6.10.9 Довжина b з'єднувального елемента з кутика не повинна перевищувати 300 мм, якщо відсутні відповідні спеціальні випробування.

Таблиця 6.2 – Значення коефіцієнта k_{mod} для упорних анкерів болтового типу у плитах по профнастилу із орієнтуванням гофрів поперек вісі балки

Кількість рядів анкерів у гофрі	Положення арматурної сітки відносно голівок анкерів болтового типу	k_{mod}
1	Вище голівок	1,0
1	Як мінімум на 10 мм нижче голівок	1,0
2	Вище голівок	0,7
2	Як мінімум на 10 мм нижче голівок	0,8

7 ЗСУВНІ З'ЄДНАННЯ В КОЛОНАХ ТА СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТАХ

7.1 З'єднання на зсув та прикладання навантаження

7.1.1 У колонах та стиснутих елементах у якості зсувних з'єднань можуть використовуватися виключно стад-болти і елементи армування приварені або пропущені крізь сталевий профіль. Розрахунок поздовжнього зсуву в колонах і стиснутих елементах допускає врахування природного зчеплення і тертя по контакту бетону і сталі, а зусилля в місцях прикладання навантажень додатково можуть перерозподілятися конструктивними заходами, наприклад торцевими пластинами або ребрами, пропущеними крізь тіло бетону.

7.1.2 У зонах прикладання навантаження повинні передбачатись відповідні заходи для перерозподілу внутрішніх сил і моментів, що виникають від елементів, приєднаних в опорних точках та навантажень в межах довжини елемента, які повинні розподілятися між сталевією і залізобетонною

складовими, враховуючи несучу здатність на зсув по контакту сталі та бетону. Щоб уникнути значних деформацій зсуву по цьому контакту, які призведуть до невідповідності розрахунковим припущенням, слід чітко визначити траєкторію передачі зусиль.

7.1.3 Якщо сталезалізобетонні колони і стиснуті елементи зазнають значного поперечного зсуву, наприклад, від дії локальних поперечних навантажень та опорних моментів, повинні передбачатись відповідні заходи для передачі поздовжніх дотичних напружень по контакту сталі та бетону.

7.1.4 Для центрально навантажених колон і стиснутих елементів поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження можна не розглядати.

7.2 Прикладання навантаження

7.2.1 Якщо в місцях прикладання навантаження або зміни поперечного перерізу перевищується розрахунковий опір зсуву τ_{Rd} по контакту сталі і бетону відповідно до розділу 6.3, в цих зонах необхідно передбачувати встановлення з'єднувальних елементів. Зусилля зсуву повинні визначатись за зміною зусиль у перерізі сталевого або бетонного поперечного перерізу на довжині, що розглядається. Якщо навантаження прикладаються тільки до бетонного поперечного перерізу, то розрахунок повинен базуватися на значеннях, отриманих за розрахунком у пружній стадії з урахуванням повзучості та усадки. В іншому випадку зусилля по контакту бетону і сталі повинні за більш несприятливим випадком згідно розрахунку в пружній і пластичній стадіях.

7.2.2 За відсутності більш точного методу довжина зони прикладання навантаження не повинна перевищувати $2d$ або $L/3$, де d - мінімальний поперечний розмір колони, а L - довжина колони.

7.2.3 Для сталезалізобетонних колонн і стиснутих елементів при передачі навантажень через торцеві пластини з'єднання на зсув в цих місцях не вимагається, якщо з урахуванням повзучості та усадки по всій площі контакту між бетоном та торцевою пластиною забезпечено достатню передачу зусиль

стиску. В іншому випадку переріз бетону повинен перевірятись як частково навантажений. Для заповнених бетоном труб круглого перерізу можна враховувати ефект обтиску бетону, якщо задовольняються відповідні умови діючих нормативних документів.

7.2.4 Якщо стад-болти приєднуються до стінки частково або повністю обетонованого сталевго профілю двотаврового або подібного перерізу, допускається враховувати сили тертя, що розвиваються при стримуванні прилеглими сталевими полицями поперечного розширення бетону. Ці додаткові сили можна додавати до обчисленого опору з'єднувальних елементів. Додаткова несуча здатність може прийматися рівною $\mu P_{Rd}/2$ для кожної полиці і для кожного горизонтального ряду стад-болтів, як показано на рисунку 7.1, де μ – відповідний коефіцієнт тертя, а P_{Rd} – опір одиночного стад-болта згідно з 4.5.1. Для сталевих неокрашених поверхонь коефіцієнт μ можна приймати рівним 0,5. За відсутності точнішої інформації по результатам випробувань, відстань у чистоті між полицями не повинна перевищувати значення, приведені на рисунку 6.1.

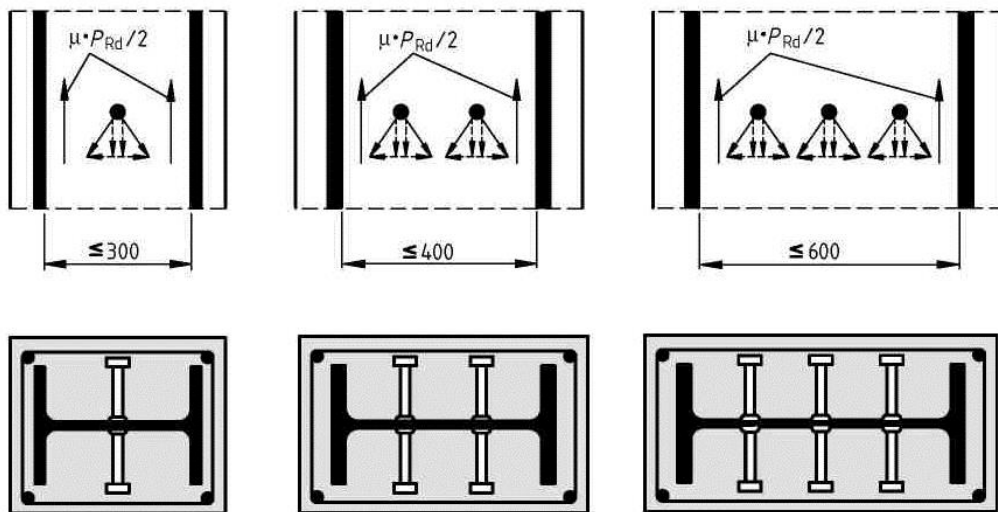
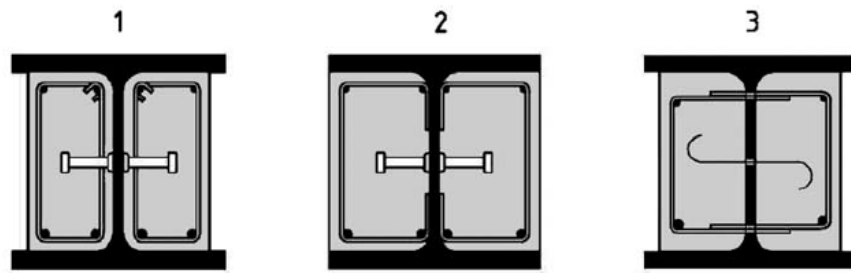


Рисунок 7.1 – Додаткові сили тертя у сталезалізобетонних колонах із стад-болтами на стінках перерізу

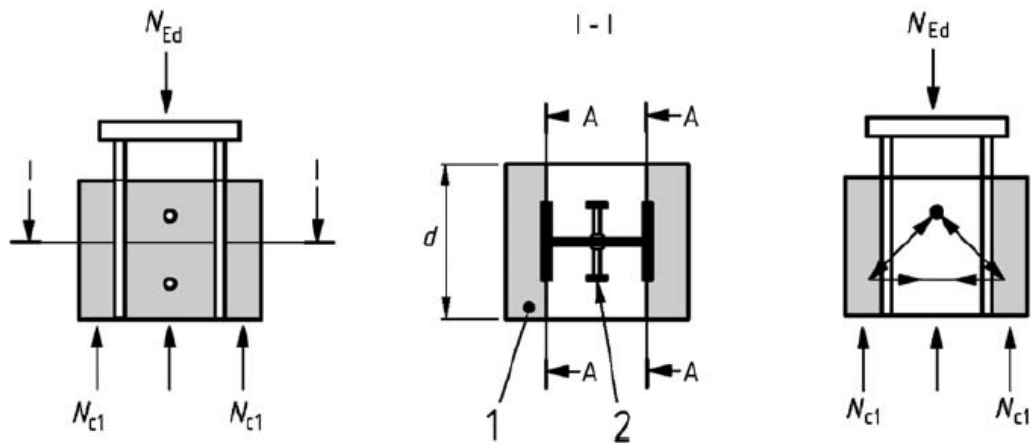
6.2.5 Поперечне армування має відповідати ДСТУ Б.В.2.6-156. У випадку частково обетонованих сталевих перерізів бетон омонолічування слід закріплювати за допомогою поперечного армування відповідно до рисунку 7.2.



1- замкнуті хомути; 2 – хомути, приварені до стінки; 3-хомути, пропущені крізь стінку

Рисунок 7.2 – Методи поперечного армування колон з частковим обетонуванням

7.2.6 Якщо навантаження прикладене тільки до сталевого або бетонного перерізу, то для повністю обетонованих сталевих перерізів поперечне армування повинно розраховуватись на поздовжній зсув, що виникає в результаті передачі поздовжнього зусилля (N_{c1} на рисунку 7.3) від частин, безпосередньо закріплених з'єднувальними елементами, на частини бетонного перерізу без такого закріплення (див. рисунок 7.3, переріз А-А; тоновані ділянки за межами полиць на рисунку 7.3 слід розглядати як такі, що не мають безпосереднього закріплення). Для розрахунку і конструювання поперечного армування слід приймати ферменну модель, що передбачає кут 45° між умовними стиснутими бетонними розкосами і віссю елемента.



1- безпосередньо не закріплені частини бетону;
2- безпосередньо закріплені частини бетону.

Рисунок 7.3 – Безпосередньо закріплені і не закріплені частини бетонного перерізу при розрахунку поперечного армування

7.3 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження

7.3.1 Поздовжній зсув за межами зони прикладання навантаження по контакту бетону і сталі необхідно перевіряти, якщо він спричинений поперечними навантаженнями і/або кінцевими моментами. З'єднувальні елементи слід розташовувати, виходячи з розподілу розрахункової величини поздовжнього зсуву, якщо він перевищує розрахунковий опір зсуву τ_{Rd} .

7.3.2 За відсутності більш точного методу, для визначення поздовжнього зсуву у місці з'єднання допускається застосовувати розрахунок у пружній стадії з урахуванням довготривалих дій і утворення тріщин у бетоні.

7.3.3 При забезпеченні умов щодо відсутності на контактній поверхні сталевих профілів фарби, олії, жирів та рихлої окалини або іржі значення τ_{Rd} можна приймати відповідно до таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 – Розрахунковий опір зсуву τ_{Rd}

Тип поперечного перерізу	τ_{Rd} (Н/мм ²)
Повністю обетоновані сталеві профілі	0,30
Заповнені бетоном круглі труби	0,55
Заповнені бетоном прямокутні труби	0,40
Полиці частково обетонованих профілів	0,20
Стінки частково обетонованих профілів	0,00

6.3.4 Значення τ_{Rd} , наведене у таблиці 7.1 для повністю обетонованих сталевих профілів застосовується, якщо захисний шар бетону становить не менше 40мм, а поперечна і поздовжня арматура відповідає вимогам ДСТУ Б.В.2.6-156. При більшому захисному шарі і відповідному армуванні можна застосовувати вищі значення τ_{Rd} . Якщо інше не визначено за результатами випробувань, для повністю обетонованих сталевих профілів може застосовуватись підвищене значення $\beta_c \tau_{Rd}$, де β_c визначається за виразом:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,\min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (7.1)$$

де:

c_z – номінальне значення захисного шару бетону полиці профілю, мм;

$c_{z,\min} = 40$ мм - мінімальний захисний шар бетону полиці профілю.

6.3.5 Для частково обетонованих двутаврових профілів при дії поперечного зсуву у площині меншої жорсткості, перпендикулярної полицям, внаслідок поперечного навантаження або кінцевих моментів, завжди повинно передбачуватися встановлення з'єднувальних елементів. Якщо несуча здатність перерізу на зсув приймається рівною не тільки несучій здатності сталевого перерізу, то необхідну для сприйняття зусиль зсуву поперечну арматуру слід приварювати до стінки сталевого профілю або пропускати крізь неї як показано на рисунку 7.2.

ДОДАТОК А

(довідковий)

Стандартні випробування з'єднувальних елементів

А.1 Загальні положення

А.1.1 Якщо з'єднувальні елементи не відповідають правилам розрахунку даного ДСТУ, то розрахунок має базуватися на випробуваннях, результатом яких являється інформація відносно характеристик зсувного з'єднання, необхідна для проектування згідно з даним ДСТУ.

А.1.2 Значення результатів випробувань мають включати геометричні параметри і механічні властивості бетонних плит, з'єднувальних елементів і арматури.

А.1.3 Несучу здатність при дії навантажень, окрім динамічних, можна визначити на підставі випробувань на зсув згідно даного додатку.

А.1.3 Несучу здатність при дії навантажень, окрім втомних, можна визначити на підставі випробувань на зсув згідно даного додатку.

А.1.4 Для випробувань на втомлюваність зразок також необхідно виготовляти згідно вказівок данного додатку.

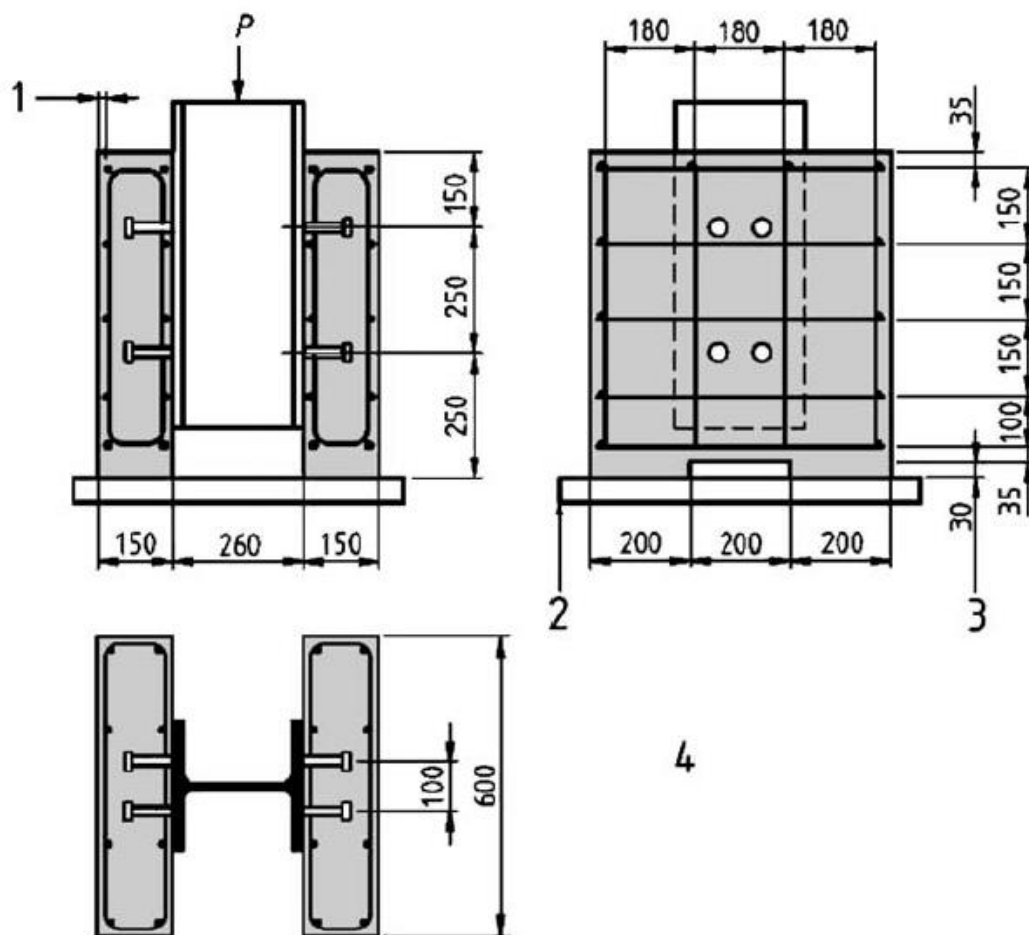
А.2 Підготовка випробувань

А.2.1 Якщо з'єднувальні елементи застосовуються в таврових балках з плитою рівної товщини або з вутами відповідно розділу 5, можуть виконуватися стандартні випробування згідно положень цього додатку. В інших випадках слід застосовувати спеціальні випробування.

А.2.2 Для стандартних випробувань на зсув розміри зразка, сталевого перерізу і армування мають відповідати розмірам згідно рисунку А.1. Зазор у бетонних плитах є необов'язковим.

А.2.3 Спеціальні випробування на зсув слід виконувати таким чином, щоб плити і армування відповідали за розмірами балкам, для яких виконуються випробування, зокрема:

- а) довжина l кожної плити повинна співвідноситись із поздовжнім кроком зєднань у сталє залізобетонній конструкції;
- б) ширина b кожної плити не повинна перевищувати ефективну ширину плити балки;
- в) товщина h кожної плити не повинна перевищувати мінімальну товщину плити балки;
- г) якщо вут в балці не відповідає вимогам розділу 5, то плити зразка повинні мати такі самі вути і армування, як і балка.



1- захисний шар бетону товщиною 15 мм; 2 – шар цементного розчину або гіпсу; 3 – зазор; 4 – армування: арматура періодичного профілю Ø10 мм з

межею текучості $450 \leq f_{sk} \leq 550 \text{ Н/мм}^2$; сталевий переріз еквівалентний HE 260 В або 254x254x89 UC.

Рисунок А.1 – Зразок для стандартних випробувань на зсув

А.3 Виготовлення зразків

А.3.1 Кожна з двох бетонних плит повинна виготовлятися у горизонтальному положенні, тобто як фактично це виконується для сталезалізобетонних балок на будівельному майданчику.

А.3.2 Зчеплення на контакті між сталевією балкою і бетоном виключається шляхом нанесення мастила на полиці або іншим застосовним способом.

А.3.3 Зразок повинен витримуватись (висихати) при природніх умовах.

А.3.4 При виготовленні зразків для випробувань на зсув з кожного замісу слід виготовляти мінімум чотири зразки (циліндрів або кубів) для визначення циліндричної міцності бетону. Ці зразки мають тужавіти у тих же умовах, що і зразки випробувань. Міцність бетону f_{cm} приймають по середньому значенню.

А.3.5 Міцність бетону f_{cm} на стиск під час випробувань повинна складати $70 \pm 10\%$ заданої міцності бетону f_{ck} балок, що випробовуються. Ця вимога може задовольнятися через використання бетону вказаного класу, але випробуваного раніше 28 діб після виготовлення зразків.

А.3.6 Для зразків також мають визначатись межа текучості, тимчасовий опір і максимальне видовження зразка з'єднувального елемента.

А.3.7 Якщо для плит використовується профільований сталевий настил, то міцність на розтяг і межу текучості сталевіого профнастилу необхідно приймати за випробуваннями пробних зразків, вирізаних із настилів, які використані у випробуваннях на зсув.

А.4 Виготовлення зразків

А.4.1 Перше навантаження слід прикладати із зростанням до 40% очікуваніого руйнівного навантаження, а потім циклами навантаження-

розвантаження 25 разів в діапазоні між 5% і 40% від очікуваного руйнівного навантаження.

А.4.2 Після цього послідовний приріст навантажень має виконуватись таким чином, щоб руйнування відбулося не раніше, ніж через 15 хв.

А.4.3 Поздовжні деформації зсуву по контакту між кожною бетонною плитою і сталевим елементом слід вимірювати неперервно в процесі навантаження або на кожному етапі навантаження. Деформації зсуву слід вимірювати щонайменш поки навантаження не знизиться на 20% від максимального.

А.4.4 Деформації відшарування кожної плити від сталевого елемента слід вимірювати якомога ближче до місця розташування кожної групи з'єднувальних елементів.

А.5 Оцінка результатів випробувань

А.5.1 Якщо виконуються випробування трьох номінально ідентичних зразків і відхилення будь-якого окремого випробування від середнього значення не перевищують 10%, то несуча здатність може визначатись наступним чином:

– характеристичне значення несучої здатності P_{Rk} приймається по найменшому із значень руйнівного навантаження (поділеному на кількість з'єднувальних елементів), зменшеному на 10%;

– розрахункову несучу здатність P_{Rd} визначають за формулою:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}$$

де:

f_u - мінімальний заданий тимчасовий опір матеріалу з'єднувального елемента;

f_{ut} - фактичний тимчасовий опір матеріалу з'єднувального елемента за результатами випробування зразка;

$\gamma_V=1,25$ – коефіцієнт надійності для з'єднувального елемента;

A.5.2 Якщо відхилення від середнього значення складає більше 10%, то слід провести ще щонайменше 3 додаткових випробування такого самого виду. Після цього результати випробувань необхідно оцінити методами статистичного аналізу.

A.5.3 Якщо з'єднувальний елемент складається з двох окремих елементів, один з яких сприймає зсув, а інший перешкоджає відшаруванню, то в'язі, які сприймають відрив, повинні мати достатню міцність і жорсткість, щоб виміряні деформації відшарування від навантаження у 80% руйнівного склали менше половини поздовжньої деформації зсуву плити відносно балки.

A.5.4 Деформації зсуву δ_u слід приймати рівними максимальному зсуву при характеристичному рівні навантаження, як це показано на рисунку А.2. Характеристичне значення деформації зсуву δ_{uk} слід приймати рівним мінімальному значенню δ_u , отриманому при випробуванні, зменшеному на 10% або визначати за статистичним аналізом всіх результатів випробувань.

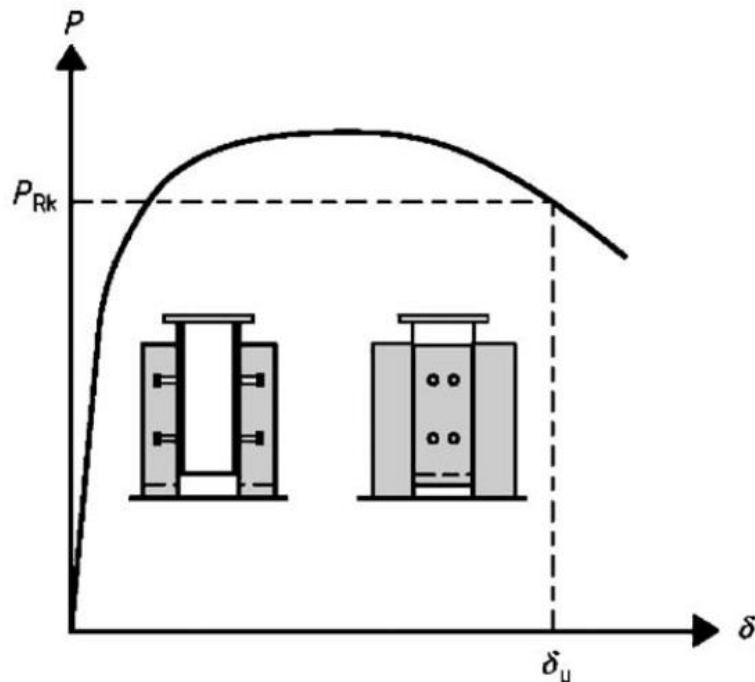


Рисунок А.2 – Визначення деформації зсуву δ_u