



УКРАЇНСЬКИЙ ЦЕНТР  
СТАЛЕВОГО  
БУДІВНИЦТВА

А. Білик, А. Сандлерс, М. Беляєв, О. Постернак

**ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ  
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ  
БАГАТОПОВЕРХОВИХ АВТОСТОЯНОК**





МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
Київський національний університет будівництва і архітектури  
Кафедра металевих і дерев'яних конструкцій  
Український Центр Сталевого Будівництва

# **ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ АВТОСТОЯНОК**

Посібник до практичних занять з дисципліни цільової підготовки  
для студентів спеціальності 7.092101 «Промислове і цивільне будівництво»

Київ 2020

УДК 624.014  
ББК 38.54

автори:

**Артем Білик**, к.т.н., доц. кафедри Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, керівник підкомітету технічного комітету ТК 301 при Мінрегіоні України, серт. інж.

**Алекс Сандлерс**, серт. інж., Schreiber Stahlbau GmbH, Hilden, Germany.

**Микита Беляєв**, серт. інж., VM Prefab Engineering, Україна

**Олексій Постернак**, серт. інж., ас. кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури.

**Рецензент:** С.В. Колесніченко, д.т.н., доцент, проректор з наукової роботи Донбаської національної академії будівництва і архітектури.

Затверджено на засіданні кафедри металевих і дерев'яних конструкцій.

Видається в авторській редакції.

Основи проектування сталезалізобетонних перекриттів багатопверхових автостоянок «Методичні рекомендації до практичних занять з дисципліни цільової підготовки» А. Білик, А. Сандлерс, М. Беляєв, О. Постернак. – К.: УЦСБ, КНУБА, 2020. – 80 с.

Описано ефективність застосування багаторівневих паркінгів для розв'язку інфраструктурних проблем міста і перекриттів у них із застосуванням сталезалізобетону. Наведено робочі приклади розрахунку плит і балок перекриттів із сталезалізобетонним вирішенням.

Призначено для студентів спеціальності 7.092101 «Промислове і цивільне будівництво», що навчаються за дисциплінами цільової і спеціальної підготовки, при курсовому і дипломному проектуванні, а також для практикуючих інженерів, викладачів і наукових співробітників.

Автори висловлюють подяку кафедрі металевих конструкцій Придніпровської державної академії будівництва та архітектури, кафедрі Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури і Українському Центру Сталевого будівництва.

1. Актуальність будівництва багатопверхових автостоянок із сталезалізобетонними перекриттями .....	4
2. Застосування і ефективність сталезалізобетонних конструкцій в паркінгах.....	6
3. Можливості та особливості застосування плит у сталезалізобетонних перекриттях.....	12
4. Загальні вказівки із розрахунку і проектування сталезалізобетонних перекриттів .....	17
5. Приклади розрахунків.....	20
5.1. Розрахунок не композитної плити із спиранням профільованого настилу на опорні столики .....	20
5.2. Монолітна сталезалізобетонна плита перекриття по профільованому настилу .....	30
5.3. Однопролітна шарнірно оперта сталезалізобетонна балка з плитою по профільованому настилу .....	52
6. Список використаної літератури .....	81

## 1. АКТУАЛЬНІСТЬ БУДІВНИЦТВА БАГАТОПОВЕРХОВИХ АВТОСТОЯНОК ІЗ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ

**Багаторівневі надземні паркінги** є одним із ключових типів споруд для організації сучасної міської інфраструктури. Для створення сприятливих умов інтеграції України в ЄС необхідна системна організація в містах споруд для зберігання автомобілів із наданням їх архітектурі доступності, багатофункціональності, економічності, енергоефективності тощо. В першу чергу, це стосується великих міст, де проживає близько 45% всього міського населення України і в яких через зростання рівня автомобілізації (із 7 автомобілів на 1000 чоловік в 1970 р до близько 350 автомобілів на 1000 чоловік у 2020 р), кількість обладнаних машиномісць для зберігання легкових автомобілів є недостатня, а отже постійно виникають транспортні затори і екологічний дисбаланс державного значення.

Встановлено, що економічно більш вигідним для розміщення найбільшої кількості машиномісць і за вартістю будівництва на виділеній ділянці є зведення надземних багатоповерхових автостоянок (паркінгів), які переважніші, ніж одноповерхові, підземні або площинні. Перевагою рампових багатоповерхових автостоянок є низька вартість експлуатації і можливість зведення на ділянках зі складною геологією. Функціонування багатоповерхових автостоянок є економічно виправданим в поєднанні з додатковими функціями: торгово-розважальною, адміністративною та іншими. Тому доцільно при проектуванні зазначених споруд поєднувати зберігання і автообслуговування автомобілів з адміністративно-діловими, культурно-розважальними і т. п. функціями, спрямованими на створення сучасних, комфортних умов перебування і обслуговування всіх категорій населення, в тому числі з інвалідністю та маломобільних груп.

Система зберігання автомобілів знаходиться в Україні в стадії формування. Забезпечення населення машиномісцями для паркування та зберігання автомобілів не перевищує 30%. Цей показник значно нижче, ніж в розвинених країнах. Починати модернізацію існуючих і будівництво нових багатоповерхових автостоянок необхідно саме з найбільших міст, в яких спостерігається найбільше зростання рівня автомобілізації.



**Рис. 1.1.** Приклади сталезалізобетонних багатоповерхових паркінгів відкритого типу

Результати досліджень показують, що зберігати автомобілі економічно ефективно в багатоповерхових автостоянках, в яких можна розмістити максимальну кількість машиномісць на виділеній ділянці під забудову. Таким чином, будівництво окремо розташованих, прибудованих, вбудованих, вбудовано-прибудованих, а також реконструкція і модернізація існуючих надземних багатоповерхових автостоянок – основний напрямок вирішення проблеми зберігання легкових автомобілів в містах України і, в першу чергу – в містах-мільйонниках.



**Сталезалізобетонні конструкції** в світовій будівельній практиці відносяться до стандартних рішень. Вони об'єднують в собі ряд переваг, серед яких – висока швидкість зведення і зниження ресурсоемності, що дозволяє значно підвищити економічну ефективність в цілих сегментах будівництва.

Для багатьох країн саме застосування сталезалізобетонних конструкцій і, зокрема, забезпечення спільної роботи сталевих балок з плитами, а також використання монолітних перекриттів по профільованим настилам дали поштовх застосуванню сталевих конструкцій в багатоповерховому комерційному будівництві.

У порівнянні з цими ринками, Україна значно відстає у впровадженні сталезалізобетонних конструкцій в стандартну практику проектування. У вітчизняних умовах основне застосування сталезалізобетонні конструкції знаходять у мостах, деяких унікальних об'єктах і в інших окремих випадках. Багато в чому це обумовлено сформованими традиціями вітчизняної школи проектування. Тому основними завданнями даного посібника є формування у проектувальників розуміння переваг застосування сталезалізобетонних конструкцій, методик їх розрахунку і правил грамотного конструювання.



**Рис. 1.2.** Приклади сталезалізобетонних багатоповерхових паркінгів відкритого типу

З 1 липня 2014 року на території України повністю вступила в силу паралельна гілка нормативної документації, яка регулює проектування будівельних конструкцій відповідно до єврокодів. Гармонізованим частинам Єврокодів привласнили позначення ДСТУ-Н Б EN, а особливості, характерні для території України, визначили в їх національних додатках параметрами, відкритими для національного вибору.

Серед гармонізованих Єврокодів, для сталезалізобетонних конструкцій базовим є Єврокод 4, Частина 1-1 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) «Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Загальні правила і правила для будівель», а в національній гілці проектування – ДБН В.2.6-160: 2010 «Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення». При цьому в ДБН В.2.6-160: 2010 враховані основні положення (принципи) стандарту EN 1994-1-1.

Відповідно вітчизняного законодавства, каркаси багатоповерхових паркінгів до 5 поверхів включно, з експлуатованої покрівлею, можуть застосовуватися без вогнезахисту, тому пожежні випадки розрахунків у посібнику не розглядаються.

У посібнику показано приклади розрахунку плит і балок перекриттів, а для вибору найбільш економічного варіанта при проектуванні, приведені порівняльні характеристики рішень.

Архітектурно планувальна організація паркінгів детально викладена в основній публікації УЦСБ (А.С. Білик, В.В. Куцевич, С.С. Кисіль, К.В. Калафат Принципи архітектурно-планувальної організації багатоповерхових автостоянок: посібник, К.: КНУТД, КНУБА УЦСБ, 2019. – 184 с.).

## 2. ЗАСТОСУВАННЯ І ЕФЕКТИВНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ В ПАРКІНГАХ

Практика використання сталезалізобетонних конструкцій в різних куточках світу визначила перекриття, що складаються з плит по сталевим настилам і сталезалізобетонних балок, як найбільш раціональний і поширений конструктив.

На будівельних ринках Західної Європи, США, розвинених країн Середнього Сходу і Азії вони стали тим ефективним інструментом, який дозволив серйозно підвищити ефективність будівництва і конкурентоспроможність металевих каркасів.

Сталезалізобетонні перекриття рекомендується застосовувати в конструкціях всіх типів будівель на основі варіантного проектування і порівняльного аналізу витрат на будівництво. Такі типи перекриттів мають меншу вартість життєвого циклу і більш екологічні при виготовленні і демонтажі, ніж стандартні рішення в монолітному залізобетоні.

Сталезалізобетонні перекриття особливо ефективні при будівництві багатопверхових паркінгів, зокрема завдяки своїм перевагам, перерахованим нижче.

### 1. ВИСОКА ШВИДКІСТЬ БУДІВНИЦТВА

Переважаюча більшість сталезалізобетонних конструкцій будівель являють собою збірну металеву основу (колони, балки, настили), яка одночасно служить частиною каркасу, армуванням і незнімною опалубкою, на яку вкладається бетон. Це дає можливість замінити складні опалубні роботи використанням в якості незнімної опалубки профнастилу, а також отримати жорстке ребристе перекриття, спростити улаштування прорізів і вибрати найбільш прості схеми балкових клітин.



**Рис. 2.1.** Монтаж готових металоконструкцій і настилів без підкріплення опалубкою значно прискорює будівництво

## 2. ЗНИЖЕННЯ МАТЕРІАЛОМІСТКОСТІ КАРКАСА

Сталезалізобетонні перекриття забезпечують збільшення несучої здатності і жорсткості конструкції. У них використовується принцип спільної роботи металевих елементів із залізобетоном, що розподіляє внутрішні зусилля між відповідними частинами перерізів, підвищуючи їх розрахункові характеристики. Завдяки цьому знижується загальна металоємність, зменшуються розміри перерізів і загальна будівельна висота перекриттів.

Зниження металоємності типового довгопролітного перекриття завдяки композитній роботі становить до 20%.

При використанні варіанту монолітних плит по сталевим профільованим настилам результатом є більш ефективна ребриста плита замість класичної, плоскої. Наведена товщина найбільш простих плит по настилах висотою до 85 мм знаходиться в межах 100 мм, в порівнянні із 120...150 мм для аналогічної плоскої плити.

Зменшення маси сталезалізобетонного перекриття сумарно становить 30...50% у порівнянні з залізобетонними перекриттями традиційної конструкції.

## 3. ВЕЛИКІ ПРОЛЬОТИ ПРИ НЕВЕЛИКИХ ГАБАРИТАХ

Підвищена жорсткість і несуча здатність балок перекриттів дозволяють говорити про зменшення їх габаритів в порівнянні з аналогічними конструкціями, але без забезпечення спільної роботи з залізобетоном. Позитивними ефектами подібної оптимізації стають такі: зменшення висоти поверхів і площі фасадів, збільшення простору для розведення комунікацій в обмеженому розмірі перекриття, можливість підвищення поверховості при тій же загальній висоті будівлі, зменшення будівельного об'єму і зниження експлуатаційних витрат.

## 4. СТІЙКІСТЬ КАРКАСУ

За умови достатнього анкерування, сталезалізобетонні перекриття утворюють горизонтальні жорсткі диски, які здатні забезпечити континуально часткове (в одній площині) або повне розкріплення елементів балочної клітки. Це дозволяє більш ефективно використовувати балки перекриттів, обмежуючись лише їх міцністю і прогинами, тобто виключаючи перевірки загальної втрати стійкості.

Розкріплюючи конструкцію, сталезалізобетонна плита в основному заміняє собою горизонтальні в'язі. В окремих випадках правильне конструктивне і технологічне рішення сталезалізобетонних перекриттів може повністю виключити в ньому необхідність встановлення в'язевих елементів. Повна або часткова відмова від в'язей перекриттів – це як зменшення металоємності в межах 3..7%, але також значне скорочення трудомісткості монтажу, кількості елементів і металовиробів. Жорсткі диски перекриттів не тільки впливають на проставляння горизонтальних в'язей по перекриттях, але також передають горизонтальні навантаження на окремі вертикальні в'язеві блоки і ядра жорсткості.

Не менш важливі ефекти від диска жорсткості – це рівномірний просторовий перерозподіл горизонтальних навантажень з нівелюванням пікових значень в найбільш навантажених елементах і значне (до декількох разів) збільшення загальної жорсткості конструкції в горизонтальному напрямку. На етапі будівництва аналогічний, але менший ефект може забезпечувати прикріплений відповідним чином сталевий профнастил.

Як результат, сталевий або сталезалізобетонний каркас із композитними перекриттями є легкою і багатів'язною конструкцією із застосуванням пластичних матеріалів, що визначає його підвищену стійкість до сейсмічних дій, нерівномірних осідань і аварійних ситуацій.



### 5. ПІДВИЩЕНА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

Одним із наслідків використання комбінації бетону і сталі є функціонування бетону в якості конструктивного вогнезахисту металевих елементів. Подібний ефект пояснюється зменшенням обігріваного периметра профілів і обетонуванням частини незахищених поверхонь. Зокрема, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 для сталевих балок із бетонною або сталезалізобетонною плитою на одній зі сторін вводить коефіцієнти 0,7 (для незахищених) і 0,85 (для захищених), які підвищують розрахункову несучу здатність в умовах пожежі і відповідну критичну температуру. У знижених перекриттях незахищеною, як правило, залишається тільки нижня полиця балок, що зводить до мінімуму площа вогнезахисного покриття.

### 6. ЗНИЖЕННЯ ТРАНСПОРТНИХ ВИТРАТ

Оскільки використовуються відносно компактні сталеві конструкції і настили, знижуються витрати на транспортування і логістику. Співвідношення «вага-міцність» сталевих конструкцій в кілька разів вище, ніж у бетону. Отже, будь-яке відсоткове підвищення використання в конструкції сталі зменшить вагу і об'єм матеріалів, які постачаються на будівельний майданчик.

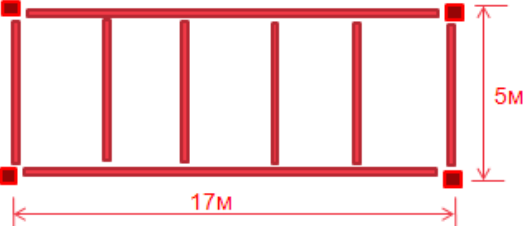



Застосування сталезалізобетонних конструкцій в будівництві, дозволяє зменшити обсяги робіт з опалублення і розопалублення, а також перевезення і складування опалубки. У перекриттях кількість бетону може бути знижена на 20 ... 50%, а опалубка замінюється профільованим настилом, понад 1500 м<sup>2</sup> якого може перевозитися одним стандартною вантажною фурою. Транспортні витрати на сталеві каркаси в 10-12 разів нижчі за аналогічні показники для збірного залізобетону.

### 7. ЕКОЛОГІЧНІСТЬ, ЛЕГКІСТЬ ПОВТОРНОГО ВИКОРИСТАННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ

Сталь, як матеріал, характеризується високою технологічністю. До 98% сталевих елементів конструкцій придатні до повторного використання або переробки. Різні методи обробки, з'єднання на зварці і метизних виробках надають додаткові можливості щодо підсилення, реконструкції та розширення об'єктів з переважним використанням сталевих конструкцій. Україна є одним з провідних виробників сталі в світі. Максимальне використання місцевих матеріалів в цілому відповідає концепції сталого розвитку та кругової економіки.

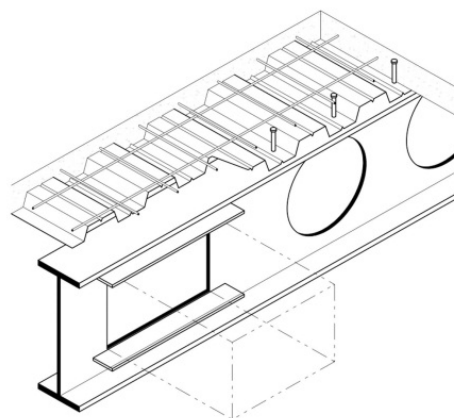
Зазвичай сталезалізобетонні перекриття дозволяють поліпшити не один показник, а провести комплексну оптимізацію проекту, в якій критерії встановлюють замовник і архітектор. Відповідний приклад наведено в Таблиці 1.1.

Таблиця 2.1. Приклад порівняння класичного сталевого і сталезалізобетонних перекриттів

Варіант 1	Варіант 2
Без застосування інструментів оптимізації, сталь S235	<b>Інструменти оптимізації:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ застосовані сталі підвищеної міцності S355;</li> <li>■ балки прийняті сталезалізобетонними із забезпеченням спільної роботи стад-болтами;</li> <li>■ прийняті плити перекриттів по найбільш високому профнастилу прольотом 5 м;</li> <li>■ у балках заданий будівельний підйом в 100 мм;</li> <li>■ переріз балок прийнято у вигляді зварних моносиметричних двотаврів;</li> <li>■ на етапі монтажу використані тимчасові в'язі.</li> </ul>
	
<p>Переріз головної балки:</p> 	<p>Переріз головної балки:</p> 
<p>Верхній пояс – 280x20 мм;  Нижній пояс – 280x20 мм;  Стінка – 960x14 мм;  Висота головної балки – 1000 мм;  Загальна висота перекриття – 1130 мм;  Вага 1 м.п. головної балки – 193,4 кг;  Вага 1 м.п. другорядної балки – 32,9 кг;  Конструктивний коефіцієнт – 1,1;  Питома металоємність балочної клітки – 53,19 кг/м<sup>2</sup>;  Вага профнастилу – 10 кг/м<sup>2</sup>;  Питома металоємність перекриття з урахуванням профнастилу – 63,19 кг/м<sup>2</sup>;  Питома вартість перекриття – 107,83 у.о./м<sup>2</sup>.</p>	<p>Верхній пояс – 180x20 мм;  Нижній пояс – 230x20 мм;  Стінка – 560x12 мм;  Висота головної балки – 600 мм;  Загальна висота перекриття – 690 мм;  Вага 1 м.п. головної балки – 99,3 кг;  Вага 1 м.п. розпірки – 22,3 кг;  Конструктивний коефіцієнт – 1,1;  Питома металоємність балочної клітки – 23,29 кг/м<sup>2</sup>;  Вага профнастилу – 16 кг/м<sup>2</sup>;  Питома металоємність перекриття з урахуванням профнастилу – 39,29 кг/м<sup>2</sup>;  Питома вартість перекриття – 93,75 у.о./м<sup>2</sup>.</p>
<b>результати порівняння</b>	
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Зниження металоємності балочної клітки – 56,2%;</li> <li>2. Зниження металоємності перекриття з урахуванням профнастилу – 37,8%;</li> <li>3. Зниження питомої вартості перекриття – 13%;</li> <li>4. Зменшення висоти перекриття – 38,9%;</li> <li>5. Зменшення кількості елементів балочної клітки – 66,7%;</li> <li>6. Зменшення площі нанесення вогнезахисних покриттів (при необхідності) – 67,5%.</li> </ol>	

## 8. ПРОСТОТА РОЗВОДКИ ІНЖЕНЕРНИХ МЕРЕЖ

Для сталезалізобетонних перекриттів розроблений ряд типових принципових рішень компактної розводки комунікацій в їх будівельному габариті, як це показано на рис. 2.2.



**Рис.2.2.** Приклад пропуску комунікацій через композитне перекриття з перфорованими балками

**Таблиця 2.2.** Типи і параметри конструктивної схеми перекриття багатоповерхових автостоянок

№	Схема перекриття	Характеристика					
		Проліт, м	необхідна довжина модуля, м	необхідна ширина модуля, м	Площа модуля, м.кв.	кількість машино-місць на м <sup>2</sup>	відносна ефективність, %*
1	Залізобетонне збірне з ригелями і плитами	6...10	62,8	18,2	1143,0	0,042	4
2	Залізобетонне монолітне безригельне	5...7	65,2	18,2	1186,6	0,040	0
3	Залізобетонний монолітний каркас із капітелями	6...9	63,6	18,2	1157,5	0,041	2
4	Залізобетонний монолітний ребристий каркас	6...12	63,15	18,4	1162,0	0,041	2
6	Сталевий каркас зі збірними залізобетонними плитами	8...16	60,6	17,2	1042,3	0,046	12
7	Сталевий каркас із монолітними плитами по профнастилу	9...18	60,6	17,2	1042,3	0,046	12
8	Сталевий каркас із композитними балками і монолітними плитами по профнастилу	10...20	60,6	17,2	1042,3	0,046	12

\* відносна кількість машино-місць на м<sup>2</sup> в порівнянні з залізобетонним монолітним безригельним варіантом.

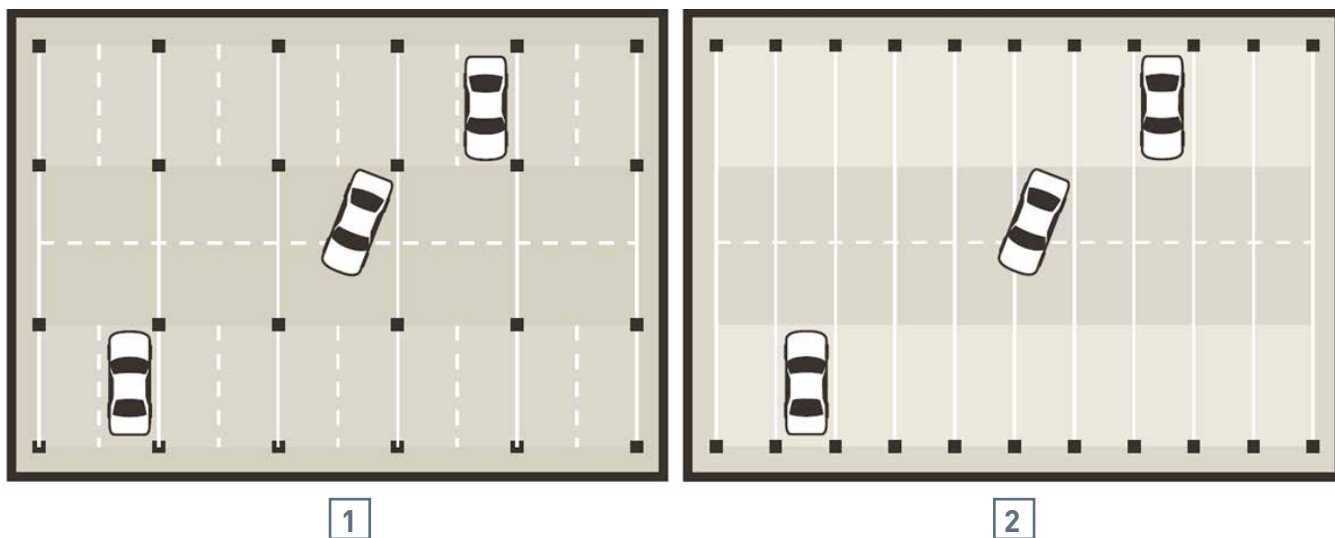


Рис. 2.3. Принципові планувально-композиційні схеми багаторівневих паркінгів: 1 – з внутрішніми колонами, 2 – відкритого планування

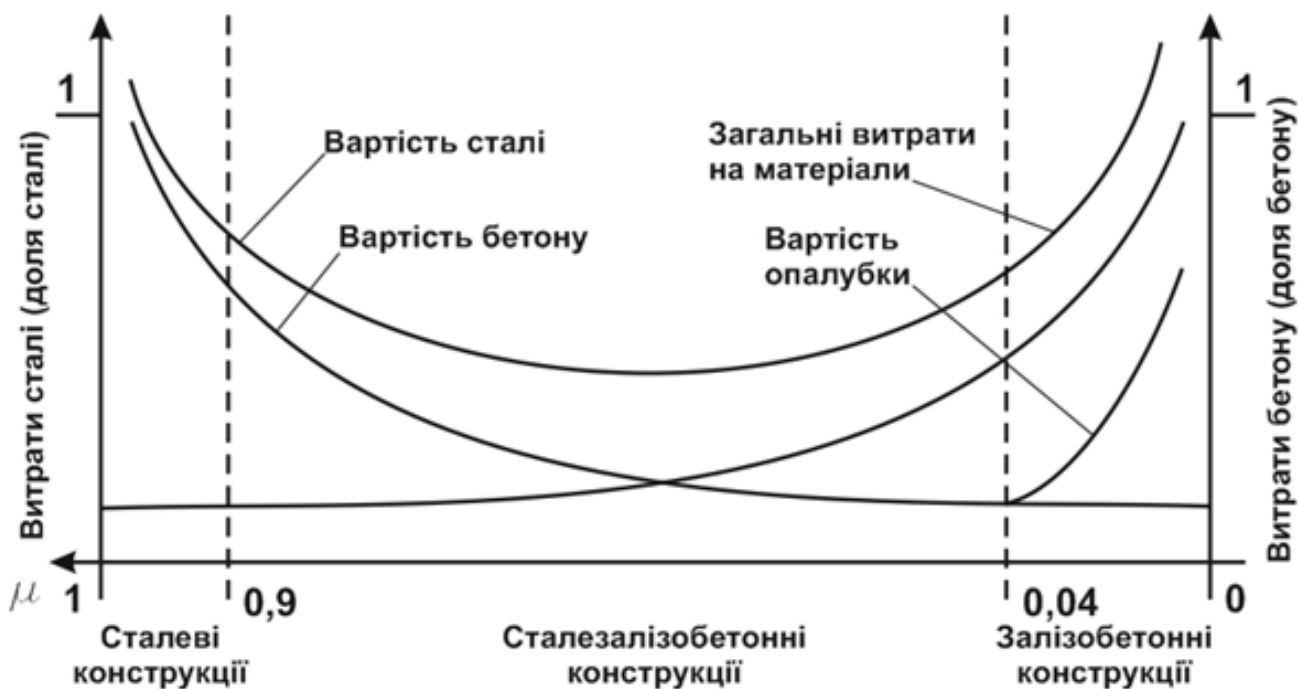


Рис. 2.4. Застосовність і ефективність сталезалізобетонних конструкцій

Дані в таблиці 2.2 пораховані для стандартного випадку відповідно до діючих норм в Україні – ширина машино-місця – 2,5 м, довжина 5,3 м з двостороннім проїздом шириною 6 м. Результати наведені для модуля по типу (рис. 2.3) на 48 автомобілів (24 автомобіля на одну сторону).

Рисунок 2.4. демонструє ефективність сталезалізобетонних конструкцій в відносних витратах і вартості матеріалів. Зокрема, включення бетону плит перекриттів в додаткову роботу на стиск над балками є ефективним, так як плити і так облаштовуються для розмежування, вібро-звуко та тепло ізоляції та площинності сприйняття навантажень між поверхами.



### 3. МОЖЛИВОСТІ ТА ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ПЛИТ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТЯХ

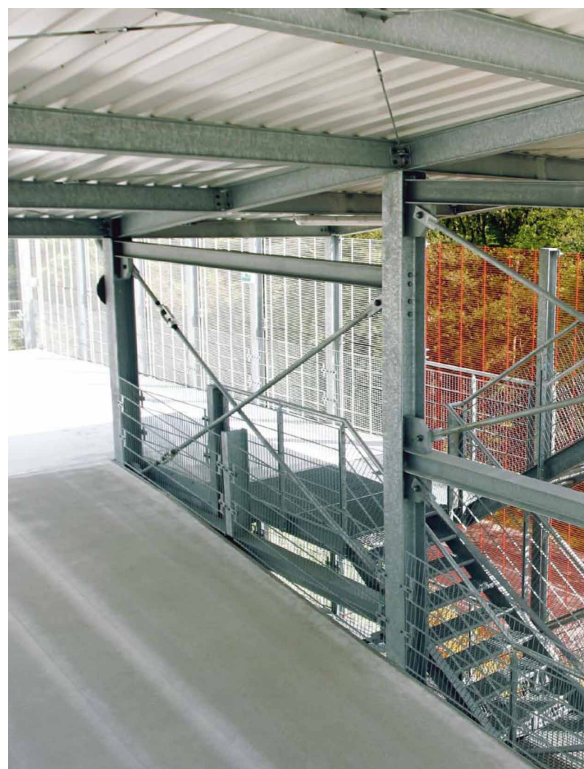
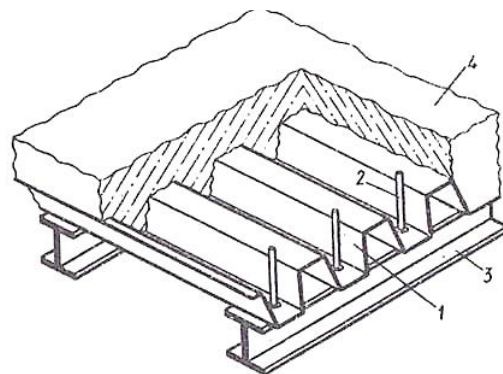
Основна ефективність застосування сталезалізобетонних балок – досягається за рахунок підвищення несучої здатності сталеві балки шляхом включення в роботу залізобетонної плити у верхній, стиснутій частині перерізу. Це означає, що чим більше площа залізобетонної плити, яка спільно працює зі сталеві балкою, тим вище несуча здатність сталезалізобетонної конструкції.

Нижче наведені основні рішення плит для сталезалізобетонних перекриттів.

#### 1. ПЛИТИ З НАСТИЛАМИ ІЗ ОЦИНКОВАНИХ ТРАПЕЦЕЇДАЛЬНИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ БЕЗ ВИШТАМПОВОК, ЯКІ ПРАЦЮЮТЬ ЯК НЕЗЙОМНА ОПАЛУБКА.

Ключові особливості рішення плити з настилами із оцинкованих трапецеїдальних профільованих настилів без виштамповок («рифів») наступні:

1. Настили з високими профілями, як правило, не підкріплюються в процесі бетонування, і спираються на сталеві балки по однопрогоневій або багатопролітній схемі.
2. Гнучкі упори повинні приварюватися до верхніх поясів сталевих балок на монтажі тільки в гофрах трапецеїдальних профілів, що обмежує їх кількість, тим самим і несучу здатність сталезалізобетонних балок.
3. Гнучкі упори можуть бути приварені і на заводі-виробнику сталевих конструкцій, але при цьому трапецеїдальні профілі повинні бути заздалегідь з отворами під них, що на практиці достатньо складно сумістити на будівельному майданчику.
4. На зсув працює не вся залізобетонна плита, а тільки площа, яка обмежена гофрами опалубки, де розташовані гнучкі упори, що зменшує несучу здатність сталезалізобетонних балок.
5. Необхідно збільшене армування, тому що кожен гофр необхідно армувати поздовжніми стрижнями, а площа вище гофрів – сітками, які можуть працювати, як в прольоті, так і на опорах (при нерозрізній схемі).
6. При приварці гнучких упорів на монтажі – може виникати корозія профільованого настилу в нижній зоні від дії навколишнього середовища (вологість, вода від «вологого прибирання», хімічний агресивний склад повітря і т.п.), оскільки порушується оцинкування.
7. Для штампованих упорів (наприклад, Hilti) які кріпляться на монтажі до верхніх поясів



**Рис. 3.1.** Плити з настилами – залишеної опалубкою з оцинкованих трапецеїдальних профільованих настилів без виштамповок,  
**1** – настил; **2** – анкерний упор;  
**3** – сталева балка; **4** – бетонна плита;  
приклад реалізації

сталевих балок дюбель-піроцвяхами або болтами – несуча здатність сталезалізобетонних балок невисока за рахунок обмеженої можливості щодо кількості дюбелів в гофрі, які мають до того ж знижену несучу здатність у порівнянні зі стадеболтами типу NELSON, також штамповані упори не застосовні при динамічних навантаженнях на перекриття.

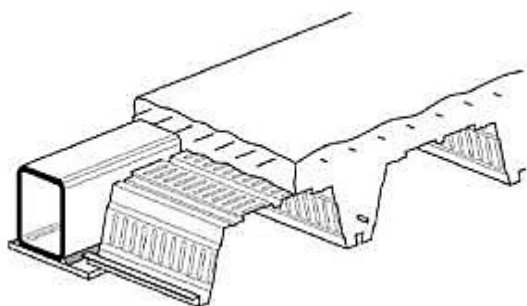
8. Необхідна перевірка стійкості сталевих балок при «бетонуванні плити», і можливо, встановлення додаткових горизонтальних в'язей для розв'язки верхніх поясів балок на час бетонування.

## 2. «ЗАЛИШУВАНА ОПАЛУБКА» З ОЦИНКОВАНИХ ТРАПЕЦЕЇДАЛЬНИХ ПРОФІЛІВ ІЗ ВИШТАМПОВКАМИ – «РИФАМИ».

Профілі укладають по верхніх поясах балок, і вони працюють за нерозрізною схемою. Профілі із виштамповками мають, наприклад, Cofra G65, Cofra Plus, Cofra 40, Cofra 70, Haircol H і т.д. В Україні профілі з виштамповками випускає тільки компанія ТПК, це профлисти ТП-85 висотою 85 мм.

Рішення із рифами має ті ж особливості, що і з профілів типу E150, E160 від ThyssenKrupp або Salzgitter. Проліт (крок балок) даного рішення, як правило, обмежений чарункою 3 x 3,5 м через знижену несучу здатність при бетонуванні.

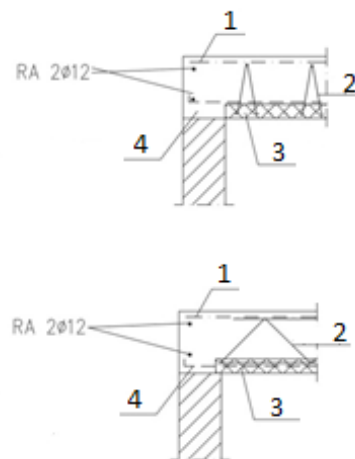
За рахунок наявності в профілях різних типів рифів – вони на стадії експлуатації можуть працювати без відшарування від залізобетону, утворюючи сталезалізобетонну плиту, що економить армування. З іншого боку, континуальне армування таких плит унеможливує їх використання при наявності вимог по вогнестійкості.



**Рис. 3.2.** «Незнімна опалубка» з оцинкованих трапецеїдальних профілів з виштамповками – «рифами»

### 3. ОПАЛУБКИ ЗІ ЗБІРНИХ, Т.ЗВ. «ФІЛІГРАННИХ» ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ, З ДОДАТКОВИМ ЗОВНІШНІМ АРМУВАННЯМ, ЯКІ ПІСЛЯ БЕТОНУВАННЯ УТВОРЮЮТЬ МОНОЛІТНУ ЗАЛІЗОБЕТОННУ ПЛИТУ.

Збірні, т.зв. «філігранні» плити працюють як однопрогонові при бетонуванні і як багатопротітні – при експлуатації.



**Рис. 3.3.** Рішення з філігранними плитами як опалубкою для монолітних плит по сталевих балках: **1** – верхня арматура, **2** – просторові каркаси, **3** – філігранна плита, **4** – анкетування поздовжнього армування

Рішення з філігранними плитами добре працюють в з'єднанні «сталь – залізобетонна плита», прольоти при бетонуванні можуть досягати 5,0 м.

#### Особливості наведеного рішення:

1. Збільшене навантаження від власної ваги залізобетонної плити
2. Збірні плити мають стандартну ширину 1,2-2,4 м. Це ускладнює рівномірне укладання на вже вигнутий пояс сталевих балок в разі улаштування будівельного підйому, тому його необхідно коригувати залежно від ширини плит, що не завжди можливо. При меншій величині будівельного підйому, ніж це потрібно за розрахунком сталезалізобетонних балок, в місцях обпирання залізобетонної плити перекриття на сталеві балки при експлуатації виникають додаткові згинальні моменти, які додаються до згинальних моментів в залізобетонній плиті на її проміжних опорах. Це в свою чергу може призвести до утворення тріщин в залізобетонній плиті.
3. При бетонуванні потрібно підкладати під збірні плити додаткові прокладки-ущільнювачі, щоб не дати можливості протікати цементному розчину.
4. Через наявність зони спирання збірних залізобетонних плит на верхні пояси балок утруднене встановлення 2-х рядів гнучких упорів там, де це потрібно за розрахунком.
5. Необхідна перевірка стійкості сталевих балок на час монтажу – при бетонуванні плит, з урахуванням кручення балок при односторонньому завантаженні.
6. Необхідна перевірка стійкості споруди в цілому (або блоку) на сповзання свіжого бетону там, де ухил перекриття дорівнює або більше 2%.



#### 4. ЗБІРНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЛИТИ

Рішення зі збірними залізобетонними плитами ефективні при регулярному плануванні паркінгу і простій формі в плані.

##### Особливості рішення із збірними залізобетонними плитами:

1. Простота і значна швидкість монтажу
2. Складність забезпечити композитну роботу, так як стандартні плити, які виробляються в Україні, не володіють формою найбільш придатною для включення в спільну роботу
3. Обмеженість планувальних рішень перекриттів



**Рис. 3.4.** Загальна схема і приклад реалізації рішення з композитних збірними ж-б плитами перекриття по сталевих балках.

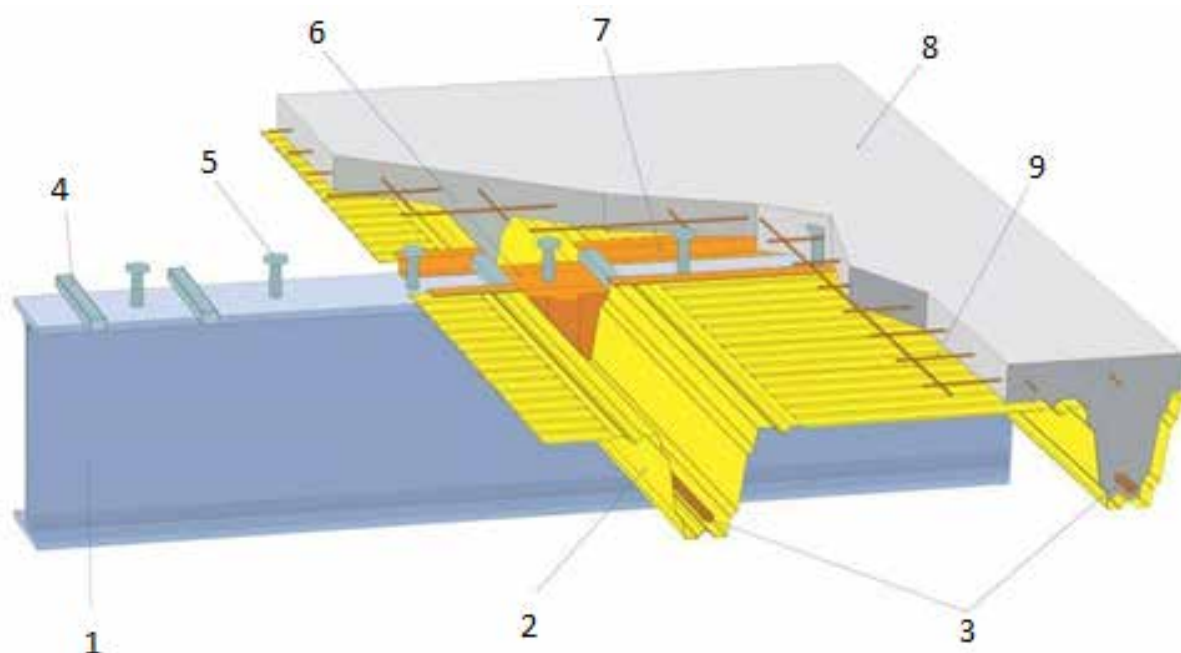
#### 5. ОПАЛУБКИ З ТРАПЕЦІЄВИДНОГО ОЦИНКОВАНОГО НАСТИЛУ, ЯКІ СПИРАЮТЬСЯ НА СТАЛІВІ СТОЛИКИ, ЩО ПРИВАРЮЮТЬСЯ ДО ВЕРХНІХ ПОЯСІВ БАЛОК.

Рішення із профнастилам зі спиранням на столики – працює як однопрогонова балка і перекриває проліт до 5,6 м, утворюючи після бетонування ребристу залізобетонну плиту. Виробники такого настилу – наприклад ThyssenKrupp, Arcelor.

Товщина профлиста ThyssenKrupp, зокрема, становить: 1,0; 1,25; 1,5мм, відповідно маркування профілів позначається: TRP-200-1,0 (1,25; 1,5).

Основним недоліком такого рішення є його висока вартість.





**Рис. 3.5.** Плити із застосуванням трапецієвидного оцинкованого настилу, який спирається на сталеві столики, що приварюються до верхніх поясів балок, вигляд у збудованому паркінгу:

- 1** – композитна сталева балка, **2** – трапеціюватий сталевий профіль TRP200,
- 3** – поздовжня арматура, **4** – сталевий опорний елемент (столік),
- 5** – анкерний упор (стад-болт), **6** – пластикова ущільнююча кришка,
- 7** – зигзагоподібний профіль, **8** – ребриста залізобетонна плита, **9** – сітка арматури

Всі перераховані вище типи настилів і плит, які працюють на етапі зведення у якості опалубки – можна підкріплювати при бетонуванні, при цьому прольоти між балками і типи підкріплень повинні бути обрані відповідно до навантаження на етапі зведення. Слід в той же час зазначити, що додаткове підкріплення опалубки при бетонуванні збільшує терміни будівництва багатопверхових будівель, і вартість будівництва перекриттів може збільшитися.

Для детального огляду теоретичної частини розрахунків див. основну публікацію УЦСБ – «Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4» Н.А. Беляєв, К.В. Калафат, А.С. Білик, А.М. Постернак, К.-УЦСБ, 2020 – 502 с.

### 4.1. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ПЛИТ

Під час заливки бетону профнастил виконує функцію опалубки і несе всі технологічні навантаження. Тому, як правило, настил проектують так, щоби не було необхідності у його підкріпленні під час будівництва.

Сталеві профільовані листи також утворюють горизонтальні діафрагми жорсткості і можуть посилити конструкцію під час будівництва (для цього необхідний окремий конструктивний аналіз).

Власна вага профільованих листів залежать від їх товщини і форми гофрів.

Згідно ДСТУ Н Б ЕН, еквівалентне навантаження від робочого процесу, необхідно розрахувати для площі 3 м x 3 м із значенням  $1,5 \text{ кН/м}^2$  і для решти площі  $0,75 \text{ кН/м}^2$ . Якщо ж плита має проліт 3 метри або менше, вона суцільно завантажується підвищеним рівнем навантаження  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

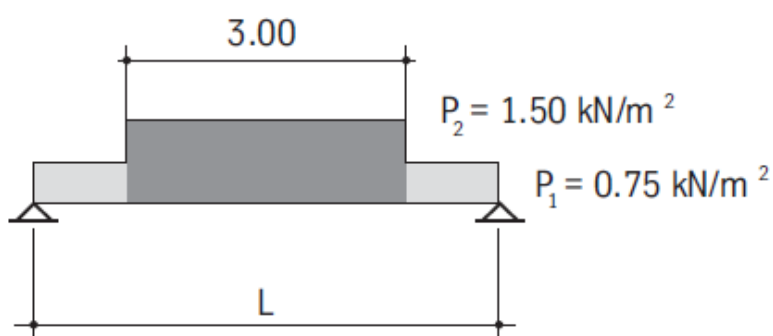


Рис. 4.1. Розрахункова схема плити на етапі бетонування

Слід пам'ятати що у випадку пожежі в результаті нагрівання сталевий лист виключається із роботи, тому бетонна ребриста плита повинна бути відповідно армована, щоби нести всі передбачені навантаження. Може бути врахований захисний ефект сталевого листа при нагріванні ребра, так як при відшаруванні листа утворюється повітряний проміжок.

### 4.2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БАЛОК

При розрахунку сталезалізобетонних балок в їх граничному стані несучої здатності (руйнування) розрізняються чотири основні методи розрахунків:

1. Лінійний (прямий) пружний розрахунок несучої здатності
2. Нелінійний з урахуванням пластичності перерізу в критичних перерізах балок
3. Пружний розрахунок несучої здатності з обмеженою комбінацією розрахункових зусиль від різних зовнішніх навантажень
4. З використанням повного пластичного шарніра в критичних перерізах балок.

Найбільш часто зустрічається метод розрахунку сталезалізобетонних балок – по методам типів №3 і №4, як найбільш економічні, при збереженні необхідної і достатньої несучої здатності спільного перерізу балок і зсувного з'єднання «сталь-залізобетон» на максимальні розрахункові зусилля.

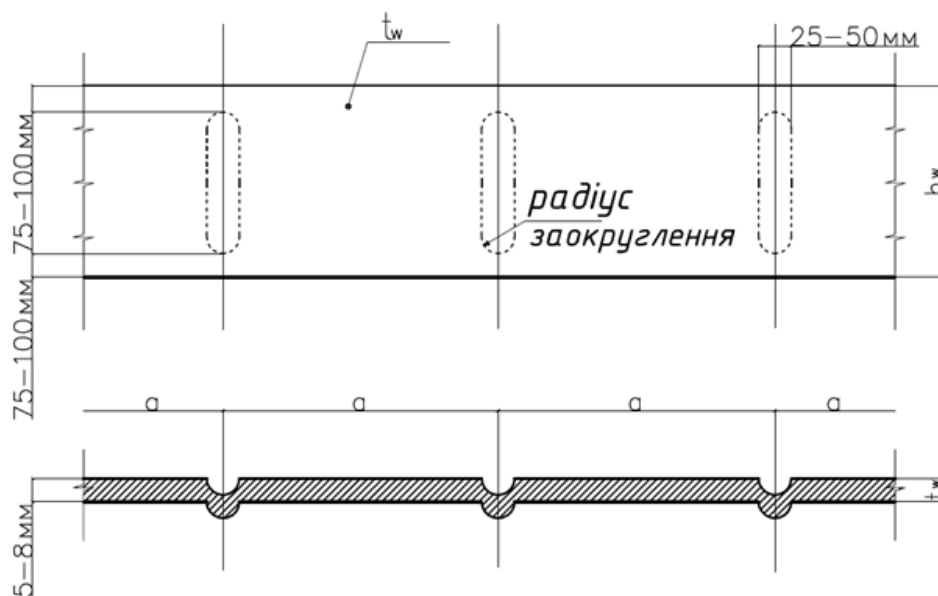
Класифікація типу профілів перерізів – виконується на підставі норм. У представлених в даній публікації прикладах виконані розрахунки за методом типу №3 – пружний розрахунок балок з можливістю досягнення часткової пластичності в критичному перерізі **на розрахункові зусилля**. Також слід зауважити що перерізи 4 класу як правило в сталезалізобетонних конструкціях не застосовуються і тому тут не розглядаються.

Для прокатних профілів місцева стійкість стінки і полиць балки при експлуатації, – вважається забезпеченою конструкцією профілю крім спеціальних випадків.

Для зварних профілів перевірка стінок і полиць на стійкість повинна проводитися за відповідними розділами Норм ЄСЗ.

Традиційні способи забезпечення стійкості елементів перерізу для зварних балок – це постановка ребер жорсткості, або збільшення товщини елементів.

З метою підвищення економічної доцільності та естетичності вигляду відкритих балок в технічно оснащених заводах металоконструкцій можуть проводитися «виштамповки» або «пукльовки» сталеві стінки з певним кроком. Висота «виштамповок» як правило до 5-10мм.



**Рис. 4.2.** Стінка балки з «виштамповкою», крок «а» – обирають в залежності від параметрів стійкості за Єврокодом 3.



**Рис. 4.3.** Приклад балки з «виштамповкою» стінки і «пукльовкою» полиці

Можливість здійснити «виштамповки» може стати одним з критеріїв при виборі заводу-виготовлювача будівельних металоконструкцій для сталезалізобетонних балок.

Іншими рекомендованими критеріями при виборі заводу-виготовлювача МК при СЗБ вирішенні можуть бути:

- a) Можливість заводу виготовити балку з будівельним підйомом: вигином або прокаткою балок в площині найбільшої жорсткості профілю;
- b) Наявність на заводі можливості перевірити лабораторними методами поясні шви верхнього та нижнього поясів на відсутність тріщин;
- c) Наявність можливості приварити на заводі гнучкі упори (стадболти)
- d) Сертифікація заводу за євростандартами виготовлення (рекомендована кваліфікація не нижче класу EXC3 по EN 1090-1 (2));
- e) Наявність можливості на заводі нанесення антикорозійного покриття сталевих профілів (грунтування з забарвленням або гаряче оцинкування).

При розрахунках і проектуванні сталезалізобетонних балок розраховувач зобов'язаний виконати наступні пункти:

- a) розрахунок сталевий балки на стадії возведення з аналізом можливості крутіння балок від «одностороннього завантаження» при бетонуванні;
- b) розробити схему черговості і напрямку бетонування перекриття
- c) вказати тип захисного покриття для жб плити в процесі її експлуатації (там, де це необхідно)
- d) вказати тип опалубки для жб плити – для визначення і оцінки необхідного будівельного підйому сталевий балки, оцінки термінів і вартості будівництва в цілому;
- e) перед розрахунком балок – принципово визначитися з конкретними вузлами обпирання їх на колони або інші балки щоб розрахункова схема відповідала конструктивної;
- f) враховувати податливість головних балок при розрахунку другорядних – як для однопрогонових шарнірно-опертих, так і багатопрогонових
- g) завжди аналізувати частоту власних коливань, в тому числі в залежності від типу споруди при експлуатації (танцзал, виставковий зал, парковка і т.д.) а також з урахуванням оцінки можливості утворення тріщин в жб перекриття виходячи з двох-трьох сусідніх балок, що знаходяться не в рівних розрахункових умовах (різна здатність навантаження площа, різні перерізу сталевих профілів і т.п.)
- h) в цілому застосовувати економічно і екологічно обґрунтовані конструктивні рішення, що враховують збереження ресурсів і можливі перепланування і реконструкції в подальшому.

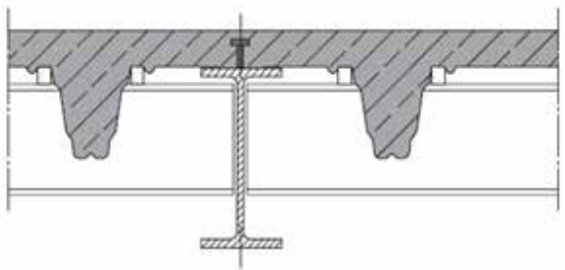
Для розрахунків сталезалізобетонних перекриттів паркінгів – см. ДСТУ-Н Б EN 1994 ДСТУ-Н Б EN 1993, ДБН В.2.6-160: 2010 «Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення», а також основну публікацію УЦСБ по сталезалізобетонних конструкцій «Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 и национальными приложениями Украины» (Н. Беяев, А. Билык, О. Постернак, К. Калафат), К.:УЦСБ, 2020 – 502 с.



## 5. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ

### 5.1. РОЗРАХУНОК НЕ КОМПЗИТНОЇ ПЛИТИ ІЗ СПИРАННЯМ ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ НА ОПОРНІ СТОЛИКИ

В даному прикладі розглядаються профільовані настили типу TRP, які виступають у ролі незнімної опалубки. Прийнято профіль TRP-200, який має висоту 205 мм а крок хвилі – 750 мм.



Номинальна товщина, tN мм	Власна вага, g кН/м.кв.	Момент інерції, Ief см <sup>4</sup> /м	Несуча здатність MF,к, кНм/м
1	0,128	653	17
1,25	0,16	855	22,1
1,5	0,192	1030	26,5

Рис. 5.1. Вигляд і характеристики для профілів TRP-200

Вага свіжого бетону залізобетонних плит із використанням профлістів типу TRP-200 може бути розрахована в залежності від товщини  $h_c$  бетону поверх профіля за наступною формулою:

$$g = 0.87 + 0.26 \times h_c$$

Згідно Єврокодів, еквівалентне навантаження від робочого процесу, необхідно розрахувати для площі 3 м x 3 м із значенням 1,5 кН/м<sup>2</sup> і для решти площі 0,75 кН/м<sup>2</sup>.

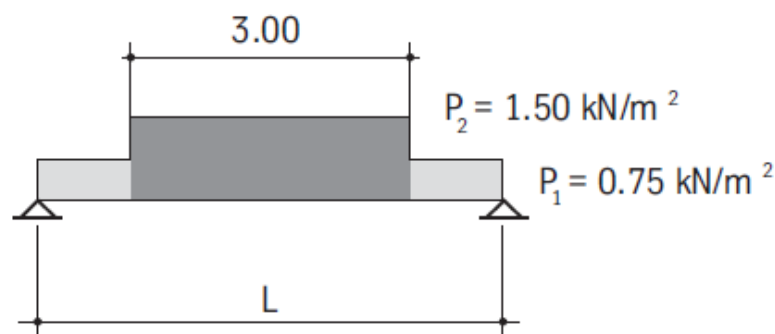
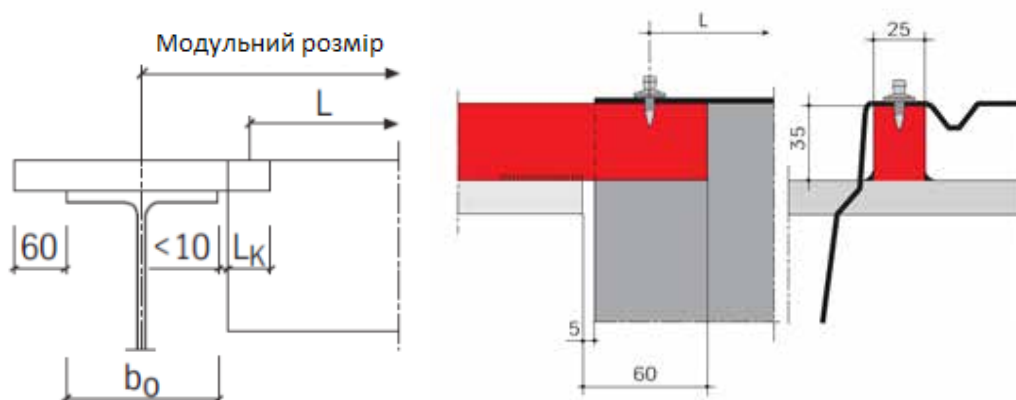


Рис. 5.2. Розрахункова схема плити на етапі бетонування

Розрахункова ширина опори профільованих листів визначається відстанню від кріплень до опори:

$$L = L_{axialspan} - b_o - L_K$$



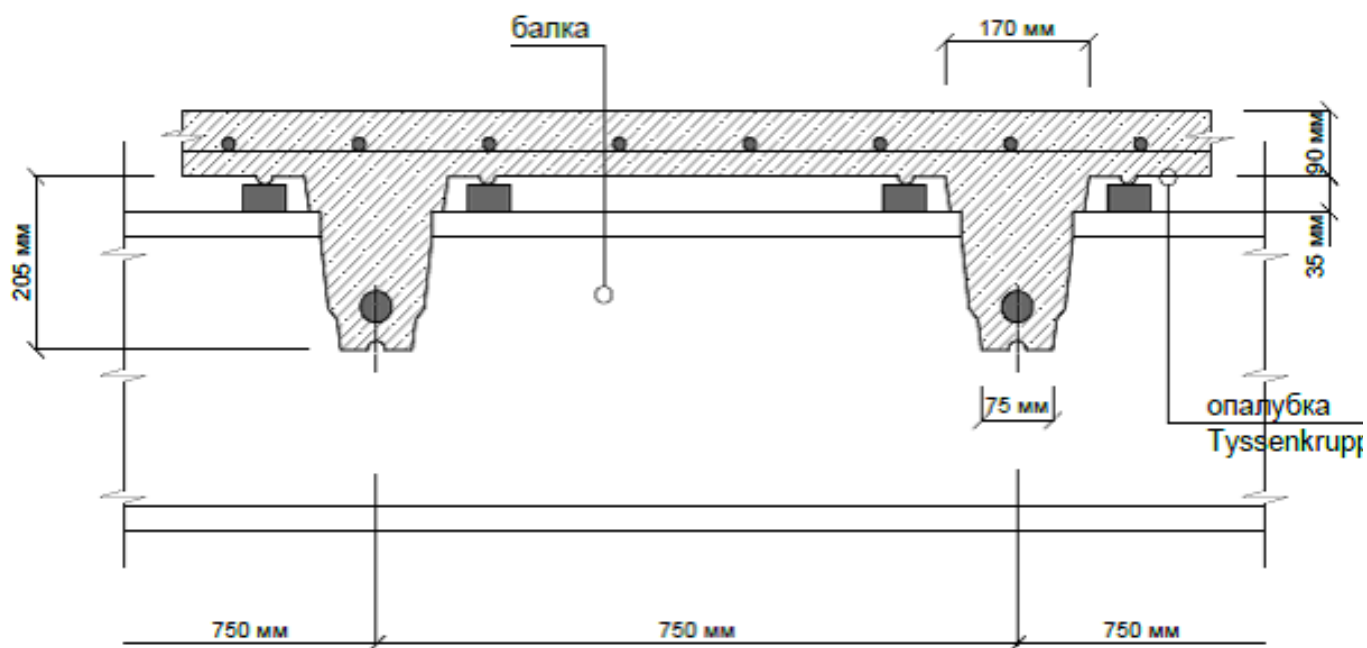


Рис. 5.3. Визначення розрахункового прольоту настилу L і деталь типового кріплення до опорного столика

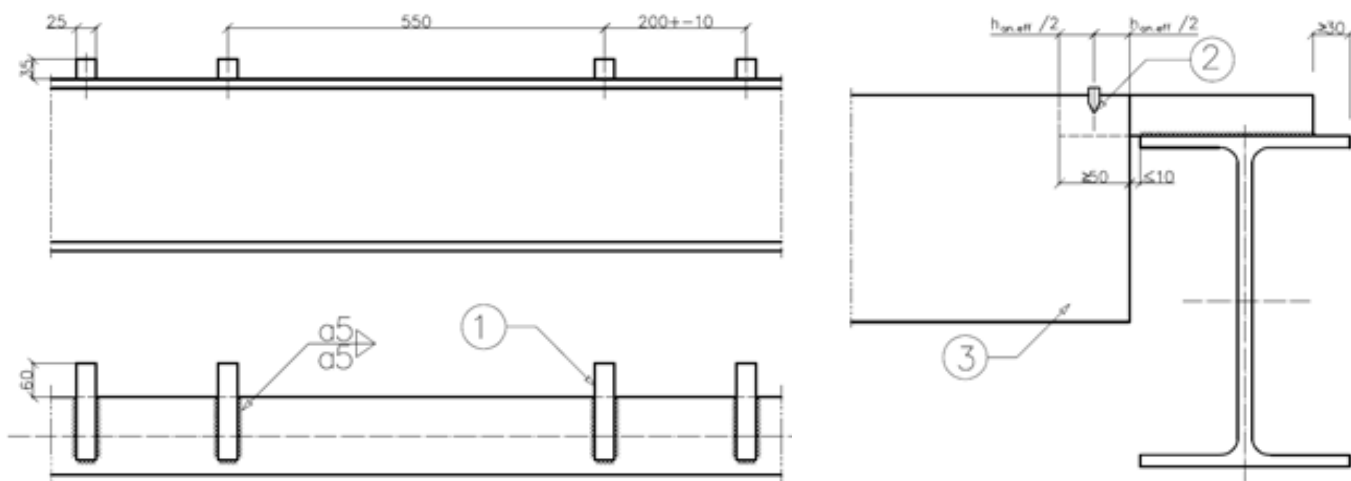
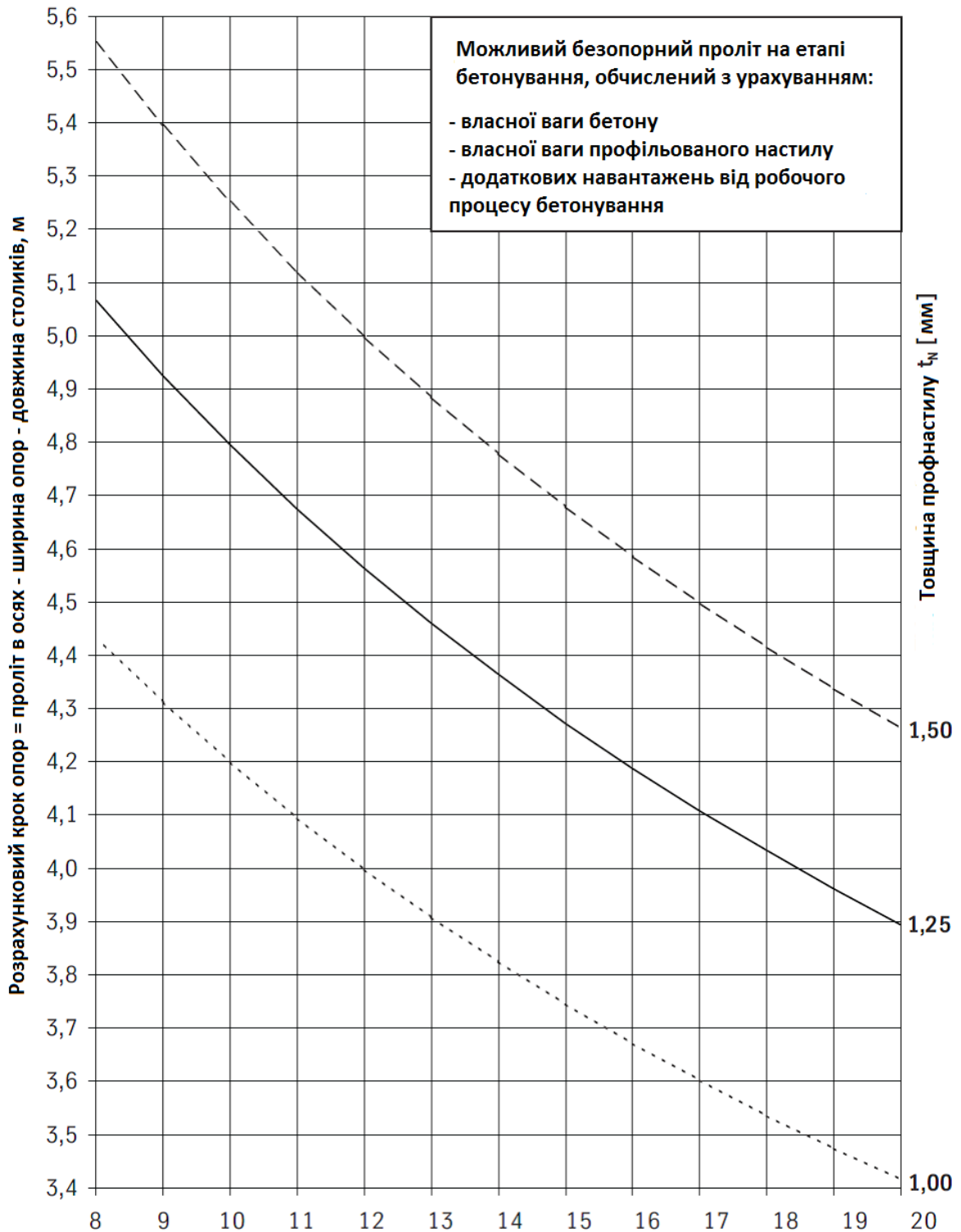


Рис. 5.4. Приклад вузла приєднання настилу до опорного столика за допомогою дюбель-піроцвяхів: **1** – сталевий опорний столик із суцільного квадратного перерізу С235, **2** – дюбель-піроцвях для кріплення настилу до столика, **3** – профіль TRP-200

**Проектування під час заливки бетону на стадії монтажу.** На етапі зведення профнастил має витримувати всі монтажні навантаження без підкріплення його в прольоті.

Для профілів TRP-200 можна скористатися графіками компанії-виробника, які дозволяють визначити товщину настилу залежно від прольоту і товщини бетону майбутньої плитної частини.

Support width in state of construction



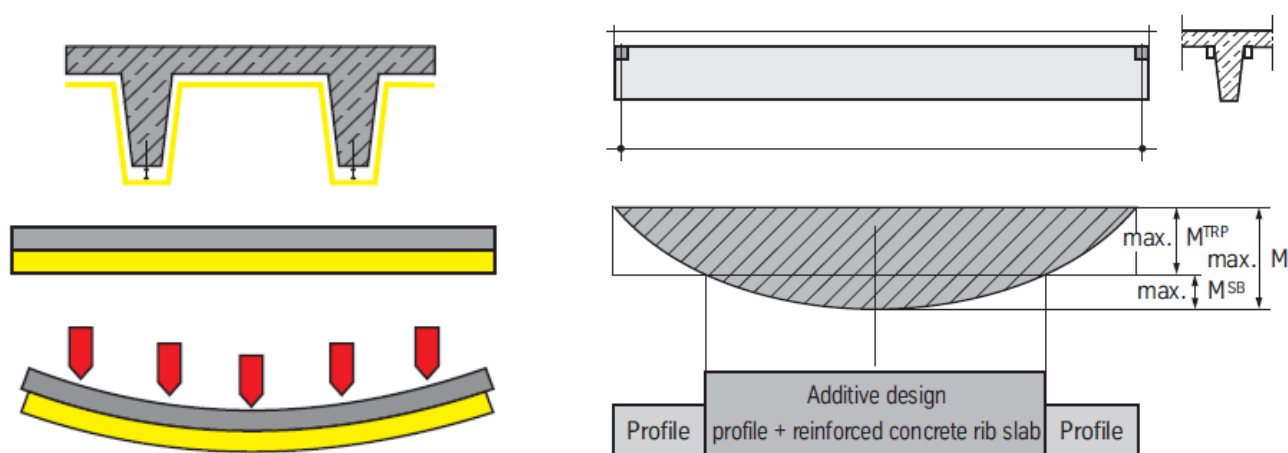
**Рис. 5.5.** Визначення товщини профлиста типу TRP-200 при використанні у якості безопорної опалубки в перекритті при різних прольотах на етапі зведення

### ПРОЕКТУВАННЯ ДЛЯ ГРАНИЧНОГО СТАНУ ІЗ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ (SLS).

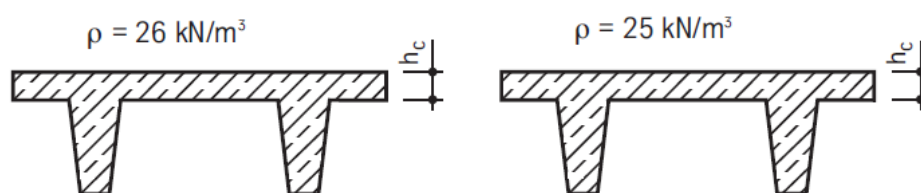
При звичайних умовах експлуатації (без дії вогню) можна вважати, що несуча здатність на згин плит із використанням профлістів типу TRP-200 забезпечується обома частинами (як профліст, так і залізобетонна ребриста плита) і їх несучу здатність можна додати. Викладена концепція проектування була підтверджена DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik), випробуваннями і експериментами.

Несуча здатність профліста при цьому вважається повністю використаною, і залізобетонна ребриста плита призначається лише за різницею моменту. На ділянках, близьких до опор, профліст несе всі навантаження. Отже, опір зусиллям зсуву здійснюється на опорах за допомогою профільованого листа та опорних елементів.

1



2



**Рис. 5.6. 1** – До визначення несучої здатності на згин залізобетонних плит із використанням профлістів типу TRP-200;

**2** – Загальна схема ребристої плити для 1 і 2 граничного стану



Вага бетону (нормальний бетон) для граничного стану експлуатації (SLS) для залізобетонних плит із використанням профлістів типу TRP-200 розраховується за такою формулою:

$$g = 0,83 + 0,25 \times h_c$$

### Вихідні дані:

Прийнята довгопролітна схема 5,00 м × 16,00 м  
Балка однопролітна, композитна, сталева IPE 550  
Основна товщина плити  $d = 8$  см.

### Будівельні матеріали

Бетон нормальної ваги С 35/ 45  
Арматура марки BSt 500 S, BSt 500m  
Трапецієподібний профіль TRP 200,  $t_n = 1.25$  mm  
Розрахунок за 1 граничним станом (ULS)

$LK$  = несуча довжина кромки столиків = 60-10 = 50 мм

$b_o$  = ширина верхньої хорди сталеві балки = 210 мм

Отже розрахунковий проліт складає:

$$L = 5,00 - 0,21 - 0,05 = 4,74 \text{ м}$$

Розрахункові навантаження

$g1$  = власна вага бетону =  $0,83 + 0,25 \times 8 = 2,83$  кН/м<sup>2</sup>

$g2$  = власна вага трапецієподібного профілю = 0,16 кН/м<sup>2</sup>

Сумарне навантаження

$$\Sigma g = 2,99 \text{ кН/м}^2$$

$p$  = корисне навантаження для паркінгів манежного зберігання автівок 3,50 кН/м<sup>2</sup>

Внутрішні зусилля

Розрахунковий згинальний момент (навантажувальний ефект) складає

$$M_{Ed, max} = (g \times \gamma_G + p \times \gamma_Q) \times L^2/8 = (2,99 \times 1,35 + 3,50 \times 1,5) \times 4,74^2/8 = 26,08 \text{ кНм/м}$$

Умова міцності на згин залізобетонної ребристої плити перевіряється за формулою:

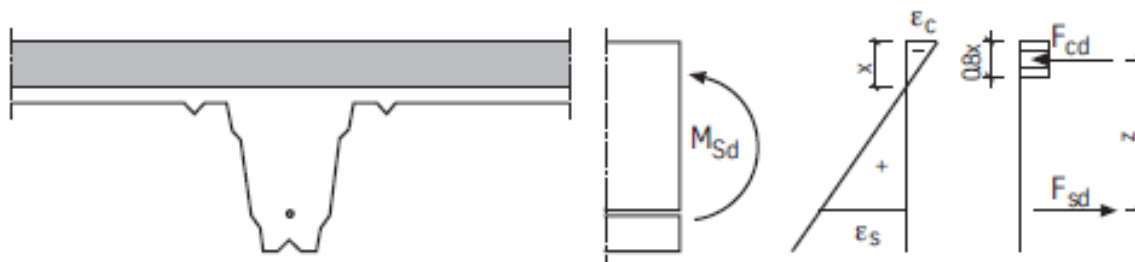
$$M_{Ed, max} / M_{Rd} \leq 1$$

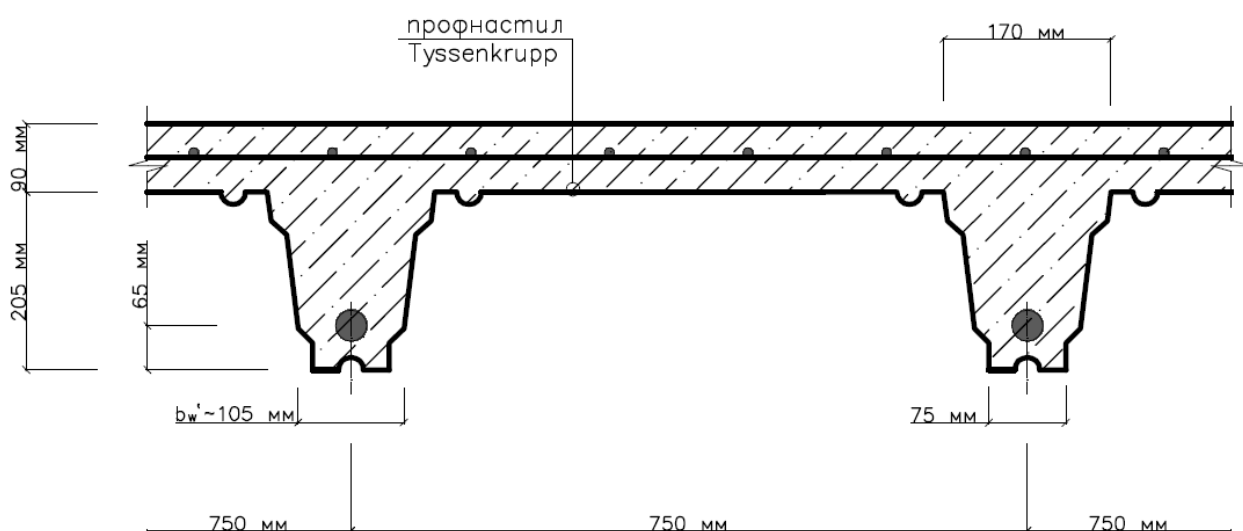
Несуча здатність в цій формулі складає

$$M_{Rd} = M_{PT, Rd} + M_{c, Rd} = M_{Ed, max}$$

де  $M_{PT, Rd} = M_{PT, Rk} / \gamma_M = 22.1 / 1.1 = 20.09$  кНм/м

$$M_{c, Rd} = M_{Ed, max} - M_{PT, Rd} = 26.08 - 20.09 = 5,99 \text{ кНм/м}$$





**Рис. 5.7.** Схема обчислення розрахункової граничної несучої здатності плити, приклад форми ребристої плити

Гіпотеза лінійності деформацій:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = -\frac{0,17}{2,5\%}$$

$$x = d \times |\varepsilon_c| / (|\varepsilon_c| + \varepsilon_s)$$

$$d = h_{TPR} + h_c - u = 20,5 + 8,0 - 4,5 = 24 \text{ см}$$

$$x = 24 \times \frac{0,17}{0,17 + 25} = 0,16 \text{ см}$$

Стиск у бетонній полиці:

$$F_{cd} = A_{cc.red} \times f_{cd}$$

$$\text{де } A_{cc.red} = b \times 0,8x = 100 \times 0,8 \times 0,16 = 12,8 \text{ см}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \times 3,5 / 1,5 = 1,98 \text{ кН/см}^2$$

$$F_{cd} = 12,8 \times 1,98 = 25,34 \text{ кН}$$

Плече сил у рівновазі перерізу

$$z = d - a = 24 - 0,8x / 2 \sim 24 \text{ см}$$

Із рівноваги перерізу знаходимо:

$$M_{Ed} = F_{cd} \times z$$

$$5,99 = 25,34 \times 0,24 = 6,08 \text{ кНм/м}$$

Гіпотеза лінійності деформацій вірна.

Сила розтягу в сталевій арматурі:

$$F_{sd} = F_{cd} = 25,34 \text{ кН}$$

Площа армування:

$$\varepsilon_s = 2,5\% \rightarrow \sigma_s = f_{yd} = \frac{50,0}{1,15} = 43,5 \text{ кН/см}^2$$

$$Reg.A_s = F_{sd}/f_{yd} = 25,34/43,5 = 0,58 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$Reg.A_{s,rib} = 0,75 \times 0,58 = 0,44 \text{ см}^2/\text{м}$$

Обираємо армування:

$$1d8 \text{ мм, } prov.A_s = 0,503 \text{ см}^2$$

Розрахунок сил зсуву у залізобетонній ребристій плиті:

$$V_{c.Ed,max} / V_{c.Rd} \leq 1$$

$$V_{c.Ed,max} = q_{c.Ed} \times L_c / 2$$

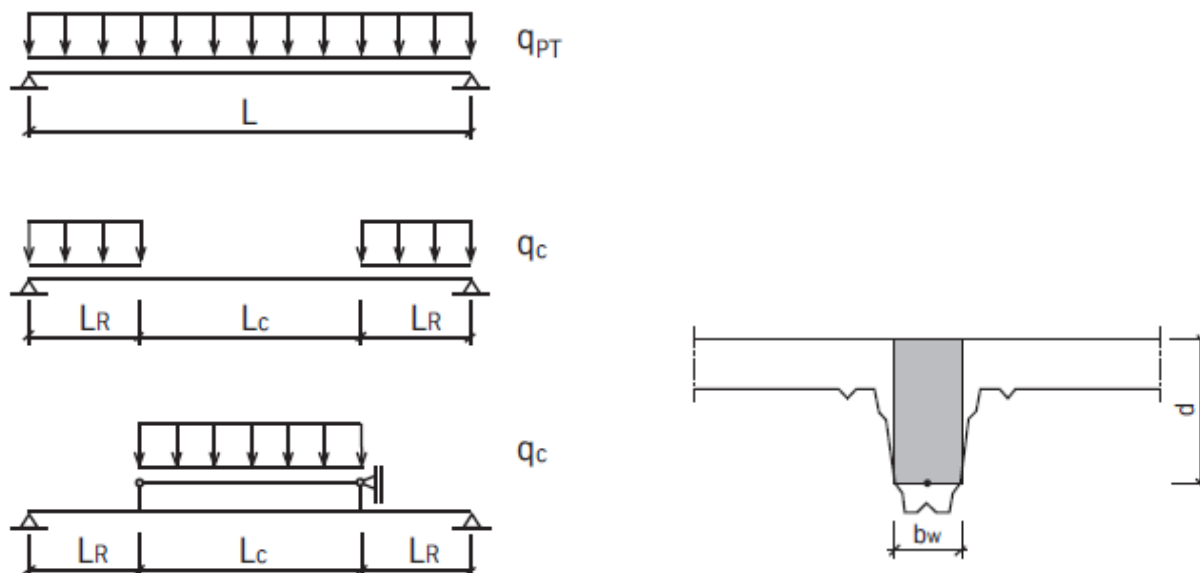


Рис. 5.8. Розрахункові схеми плити і визначення умовного бетонного ребра

При цьому

$$q_{c.Ed} = p_d + g_{c,d} + g_{AB,d}$$

$$= 3,5 \times 1,5 + 2,83 \times 1,35 + 0 = 9,07 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{c.Ed} = q_{c.Ed} \times L_c^2 / 8$$

$$L_c = \sqrt{(8 \times M_{c.Ed} / q_{c.Ed})} = \sqrt{(8 \times 5,99 / 9,07)} = 2,30 \text{ м}$$

$$V_{c.Ed,max} = 9,07 \times 2,30 / 2 = 10,42 \text{ кН/м}$$

$$= 10,42 \times 0,75 = 7,82 \text{ кН/одне ребро}$$

$$V_{c.Rd} = 0,1 \times \kappa \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d$$

$$\text{Де } \rho_l = A_{sl} / b_w / d$$

$$\text{Де } A_{sl} = 0,503 \times 102 = 50,3 \text{ мм}^2$$

$$d = 240 \text{ мм}$$

$$b_w = 100 \text{ мм}$$

$$\rho_l = 50,3 / 240 / 100 = 2,1 \text{ ‰}$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200 / 240)} = 1,913$$

$$f_{ck} = 35 \text{ Н/мм}^2$$

$$\begin{aligned} V_{c,Rd} &= 0,1 \times 1,913 \times (100 \times 0,0021 \times 35)^{1/3} \times 100 \times 240 \\ &= 8927 \text{ Н/ребро} \end{aligned}$$

$$V_{c,Rd} = 8,93 \text{ кН / ребро} > V_{c,Ed,max} = 7,82 \text{ кН/ребро}$$

Розрахунок анкерування армування ребра

$$L_R \geq l_{b,net} + d$$

$$\text{Де } l_{b,net} = \alpha_a \times l_b \times A_{s,erf} / A_{s,vorh} = l_{b,min}$$

$$\alpha_a = 1,0$$

$$l_b = f_{yd} / f_{bd} \times d_s / 4$$

$$\text{де } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{bd} = 3,4 \text{ Н/мм}^2$$

$$d_s = 8 \text{ мм}$$

$$l_b = 435 / 3,4 \times 8 / 4 = 256 \text{ мм}$$

$$A_{s,erf} = 0,432 \text{ см}^2$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_b; 10 \times d_s; 100) = 100 \text{ мм}$$

$$L = L_c + 2 \times L_R$$

$$L_R = (L - L_c) / 2 = (4,74 - 2,30) / 2 = 1,22 \text{ м}$$

$$1,22 \text{ м} > 0,22 + 0,24 = 0,46 \text{ м}$$

Армування плити має бути запроєктоване відповідно до звичайних рекомендацій із армування і тут не розглядається.

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, прогини плити допускається не перевіряти при незначних напруженнях в бетоні і обмеженні відношення параметрів прольоту до висоти конструкції.

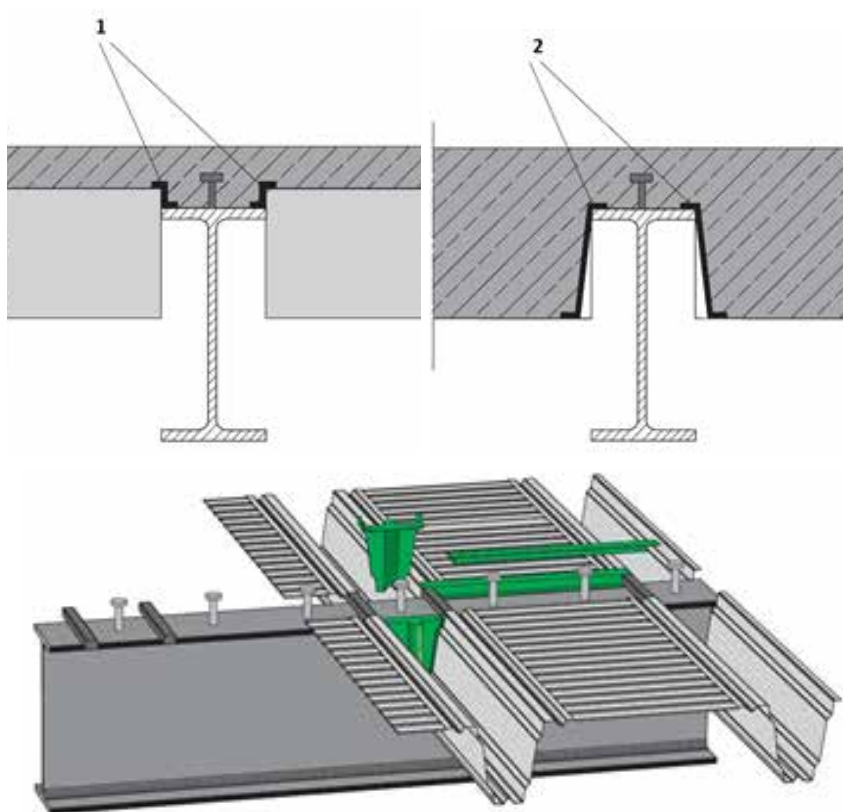


Для середнього прольоту, обмеження кроку опор до висоти визначається наступним чином (Таблиця 7.4N ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

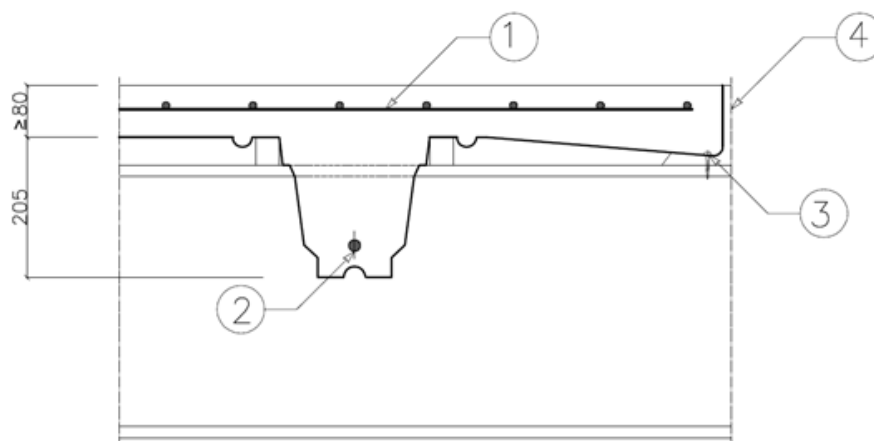
$$\frac{L}{d} < 20$$

$$\frac{L}{d} = \frac{4740}{280} = 16,9 > 20$$

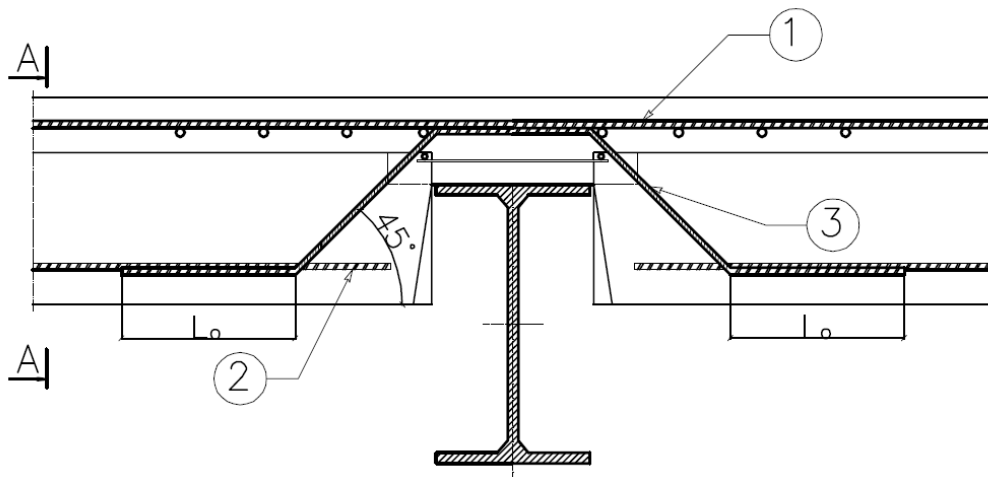
Умова виконується; отже, необхідності виконувати розрахунок із визначенням величин прогинів немає.



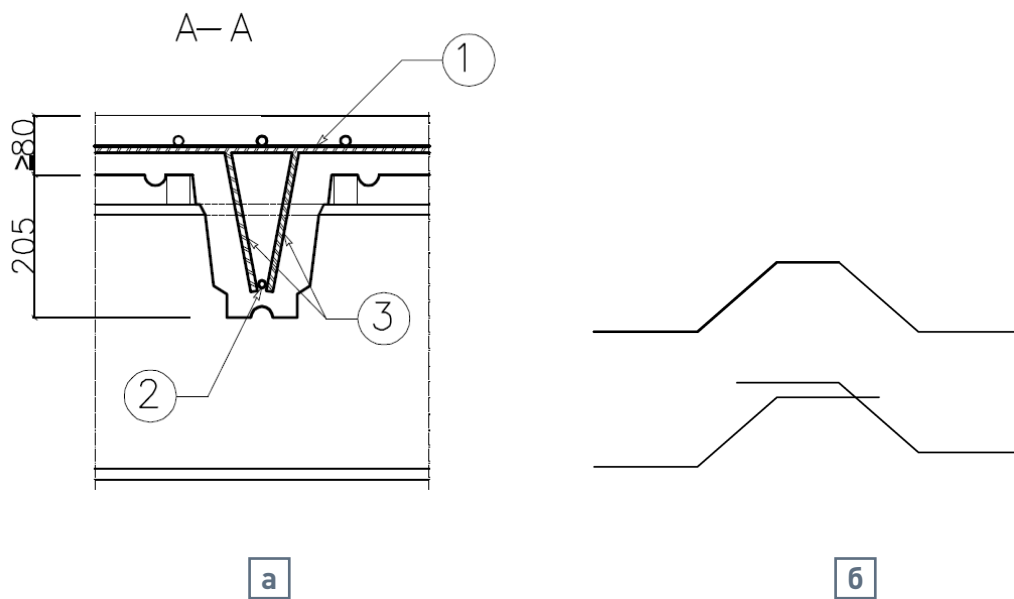
**Рис. 5.9.** Типове вирішення вузлів плити із застосуванням профілів TPR: **1** – зет-профілі для герметизації верхньої зони настилу, **2** – заглушки; ізометрична схема



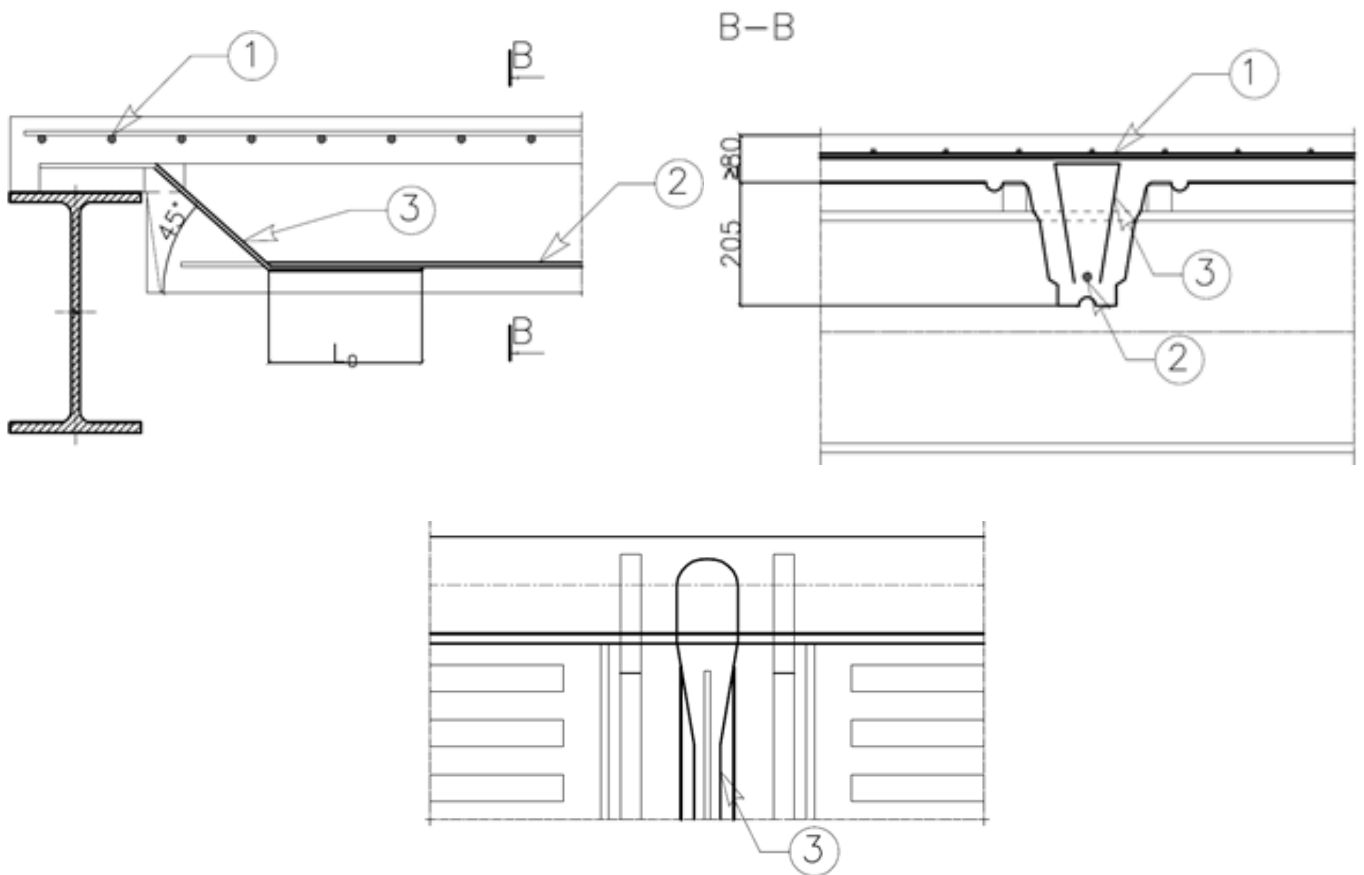
**Рис. 5.10.** Вузол торця плити із застосуванням профілів TPR: **1** – армування верхньої сітки, **2** – армування ребра плити, **3** – дюбель-піроцвях, **4** – кінцевий кутик на балці



**Рис. 5.11.** Вузол армування над опорної зони і ребра плити: **1** – арматура верхньої сітки, **2** – армування ребра плити, **3** – вигнуті стержні для сприйняття поперечних сил



**Рис. 5.12.** Вузол армування ребра плити:  
**а)** **1** – арматура верхньої сітки, **2** – армування ребра плити, **3** – вигнуті стержні для сприйняття поперечних сил;  
**б)** варіанти виконання стержнів п.3



**Рис. 5.13.** Типове вирішення вузлів спирання профілів TPR і бетонної плити на крайню балку:  
**1** – арматура верхньої сітки, **2** – армування ребра плити,  
**3** – вигнуті стержні для сприйняття поперечних сил

## 5.2. МОНОЛІТНА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННА ПЛИТА ПЕРЕКРИТТЯ ПО ПРОФІЛЬОВАНОМУ НАСТИЛУ

В даному прикладі прийнято чарунку 9 м як усереднену, яка характерна для архітектурно-планувальних вирішень деяких паркінгів, зокрема впоперек при однорядних проїздах і вздовж – при боксовому зберіганні автомашин, а також – у крайніх прольотах при кроці 6м, де додається півчарунка і у місцях рамп.



**Рис. 5.14.** Фрагмент прикладу плану та фасаду багатопверхового паркінгу



Рис. 5.15. Зовнішній вигляд багатопверхового паркінгу (приклад)

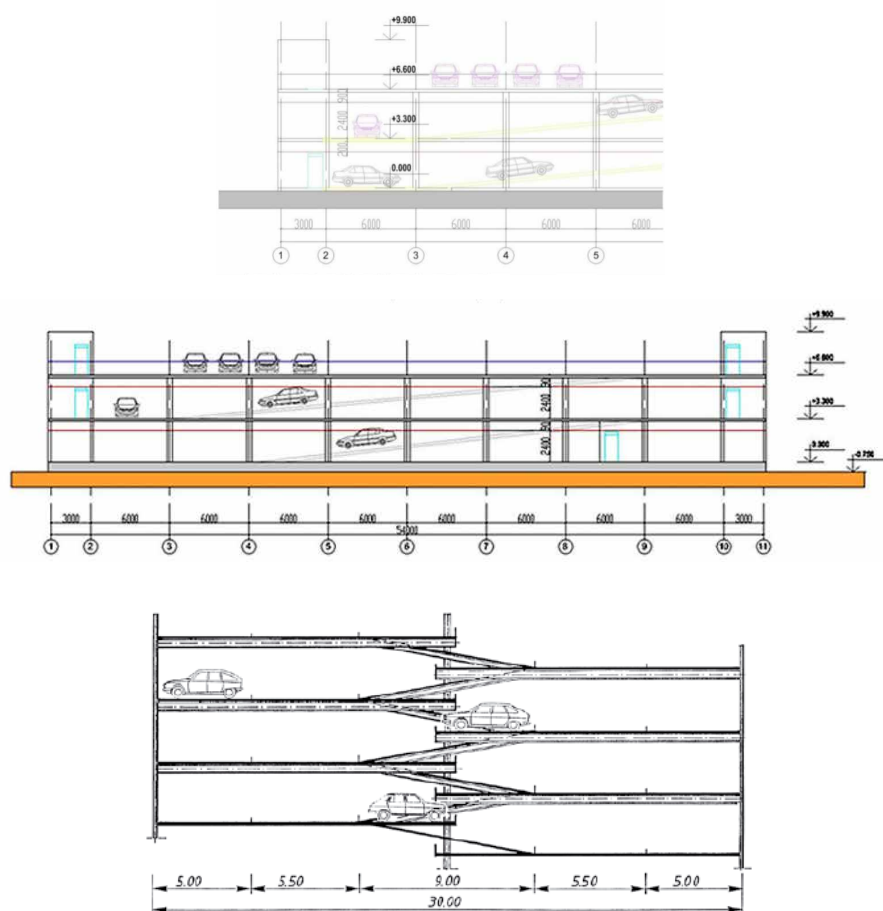


Рис. 5.16. Розрізи по прикладам багатопверхових паркінгів, в яких застосовні вирішення, представлені у посібнику

Детальніше архітектурно-планувальні вирішення – див. Основну публікацію УЦСБ – А.С. Білик, В.В. Куцевич, С.С. Кисіль К.В.Калафат Принципи архітектурно-планувальної організації багатопверхових автостоянок: посібник, К.: КНУТД, КНУБА УЦСБ, 2019. – 184 с.



## КОНСТРУКТИВНА І РОЗРАХУНКОВА СХЕМИ.

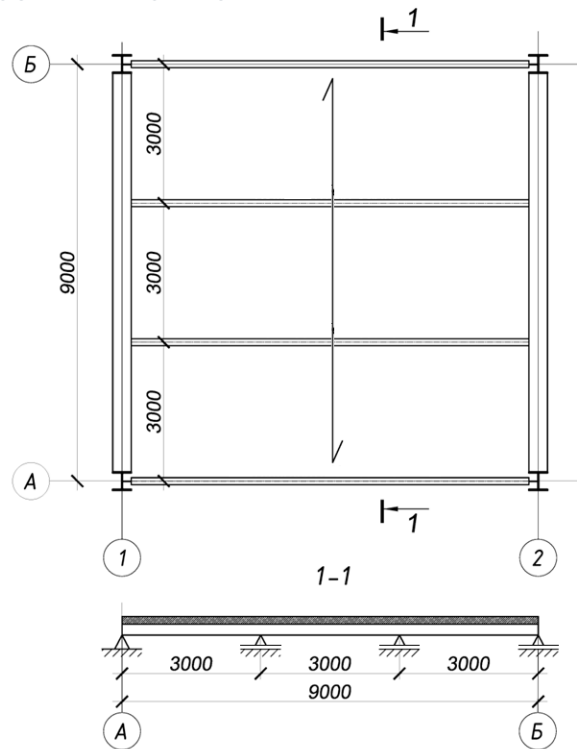


Рис. 5.17. Розрахункова схема багатопролітної плити

## Вихідні дані

## Загальні дані:

Шаг опор плити  $L = 3,0$  м;Товщина плити  $h = 140$  мм;Товщина бетону над настилом  $h_c = 58$  мм.

## Бетон:

Клас бетону – С25/30;

Міцність циліндрична  $f_{ck} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>;Міцність кубічна  $f_{ck,cube} = 30$  Н/мм<sup>2</sup>;Модуль пружності  $E_{cm} = 31\,000$  Н/мм<sup>2</sup>.

## Сталева арматура:

Межа текучості  $f_{sk} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>.

## Профільований настил:

Настил – ТП-85-1,0;

Сталь – S320,  $f_{yb} = 320$  Н/мм<sup>2</sup>;Товщина настилу  $t = 1$  мм;Висота профілю  $h_p = 82$  мм;

Ефективна площа поперечного перерізу

 $A_{pe} = 14,62$  см<sup>2</sup>;

Відстань от вузької полиці до центра тяжіння

 $y_c = 49,59$  мм;

Момент інерції при стиснутих вузьких полицях

 $I_p = 136,74$  см<sup>4</sup>;Ефективний момент опору при стиснутих вузьких полицях  $W_{x1,min} = 27,568$  см<sup>4</sup>;

Момент інерції при стиснутих широких полицях

 $I_p = 134,53$  см<sup>4</sup>;Ефективний момент опору при стиснутих широких полицях  $W_{x1,min} = 25,891$  см<sup>4</sup>;Розрахункові значення емпіричних коефіцієнтів в Н/мм<sup>2</sup>, отримані при випробуванні плит і відповідні основним вимогам m-k метода: $M = 192,2$  Н/мм<sup>2</sup>; $K = 0,44$  Н/мм<sup>2</sup>.

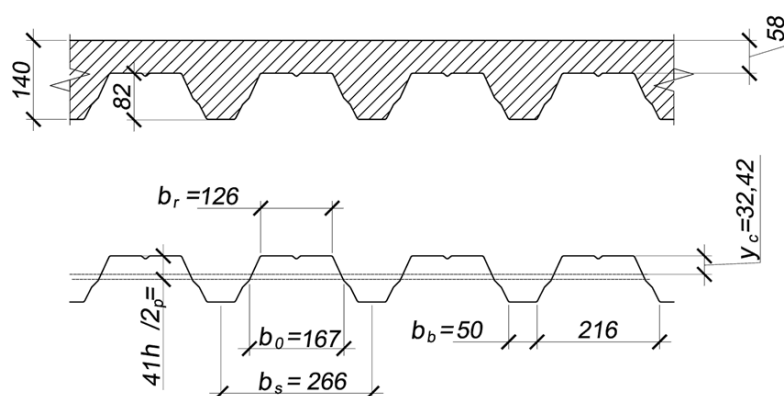


Рис. 5.18. Поперечний переріз плити

**Часткові коефіцієнти для визначення несучої здатності**

Профільований настил:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

З'єднувальні елементи:

$$\gamma_{vc} = 1,25$$

Бетон:

$$\gamma_c = 1,5$$

Арматура:

$$\gamma_s = 1,15$$

**Збирання навантажень на плиту****Приведена товщина бетонної плити**

Визначимо приведену товщину бетонної плити:

$$h_g = h - \left( \frac{b_1 + b_r}{2 \times b_s} \times h_p \right);$$

$$h_g = 140 - \left( \frac{216 + 126}{2 \times 266} \times 82 \right) = 87 \text{ мм.}$$

Об'єм бетону плити на 1 м<sup>2</sup>:

$$h_g \times 1 \text{ м}^2 = 0,087 \times 1 = 0,087 \text{ м}^3$$

**Етап зведення**

Постійні навантаження:

Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкції плити на 1 м<sup>2</sup> наведені в таблиці нижче.

Складові конструкції	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>
Вага арматури (попередньо 1 кН на 1 м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профнастил – ТП-85-1,0 (t = 1 мм), по сортаменту	0,11
Всього	$g_k = 0,20$

Перемінні навантаження (Таблиця 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6):

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття за межами робочої зони складає:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття в межах робочої зони 3 × 3 м складає:

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$$

Навантаження при зведенні на 1 м<sup>2</sup> перекриття від ваги незатверділої бетонної суміші складає ( $h_g = 87$  мм, для свіжого бетону  $\rho = 24 + 1$  кН/м<sup>3</sup>):

$$q_{k,3} = 0,087 \cdot 25 = 2,17 \text{ кН/м}^2$$

### Етап експлуатації

Постійні навантаження:

Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкцій плити на ділянку площею 1 м<sup>2</sup> наведені в таблиці нижче.

Складові конструкції	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>
Бетон плити ( $h_g = 87$ мм, для затверділого бетону $\rho = 24$ кН/м <sup>3</sup> )	2,09
Вага арматури (попередньо прийнято значення 1 кН на 1 м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профлист – ТП-85-1,0 ( $t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Покриття підлоги ( $t = 25$ мм)	0,50
Комунікації	0,50
Всього	$g_k = 3,29$

Перемінні навантаження:

Перемінне навантаження для паркінгу при боксовому зберіганні прийняте (3,5 автомашини і люди + 0,5 матеріали зберігання):

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2$$

Навантаження від можливих перегородок при боксовому зберіганні автомашин прийняте:

$$q_{k,2} = 0,80 \text{ кН/м}^2$$

### ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ (ПЕРША ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)

При розрахунку елементів конструкції за граничними станами несучої здатності по міцності і стійкості (STR), часткові коефіцієнти надійності по навантаженнях  $\gamma_F$  приймаються відповідно до національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990. Частковий коефіцієнт надійності для постійних дій дорівнює (Таблиця НБ2.4 національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990):

$$\gamma_G = 1,35$$

а частковий коефіцієнт надійності для перемінних дій:

$$\gamma_Q = 1,5.$$

Понижуючий коефіцієнт:

$$\xi = 0,85.$$

На етапі зведення для монтажних навантажень вводиться коефіцієнт сполучень  $\psi_0 = 1.0$ , а на етапі експлуатації коефіцієнти сполучень  $\psi$  приймаються згідно норм.

## РОЗРАХУНОК ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ, ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ І ОПОРНИХ РЕАКЦІЙ

## Етап зведення

На етапі зведення несучим елементом плити є тільки профнастил, який можна уявити як трьохпролітну балку шириною 1 м. Використовуючи принцип суперпозиції, будуємо чотири епюри моментів і поперечних сил: від постійної навантаження у всіх прольотах, від завантаженості робочої зони тільки в першому прольоті, від робочих з легким інструментом в третьому прольоті і від змінного навантаження в I і II прольоті.

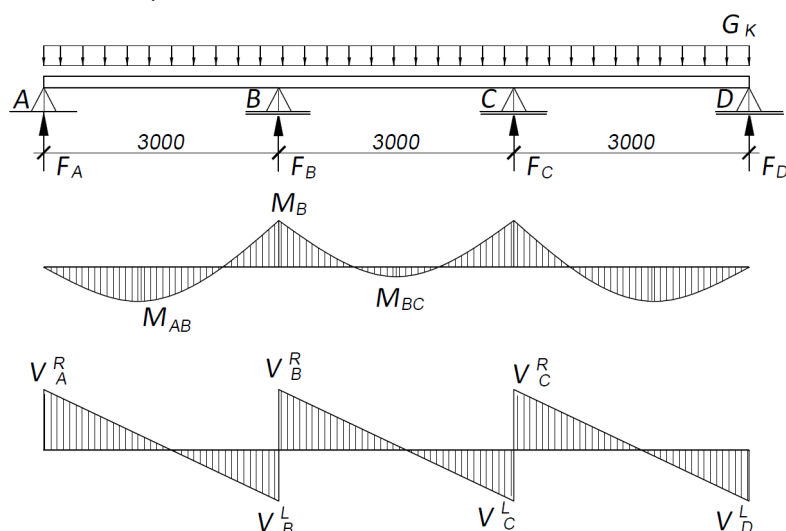


Рис. 5.19. Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі зведення при повному завантаженні

Постійне навантаження

$$M_{AB} = 0,144 \text{ кНм}$$

$$M_B = -0,18 \text{ кНм}$$

$$M_{BC} = 0,045 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -0,36 \text{ кН}$$

$$V_B^R = 0,30 \text{ кН}$$

$$F_B = 0,36 + 0,30 = 0,66 \text{ кН}$$

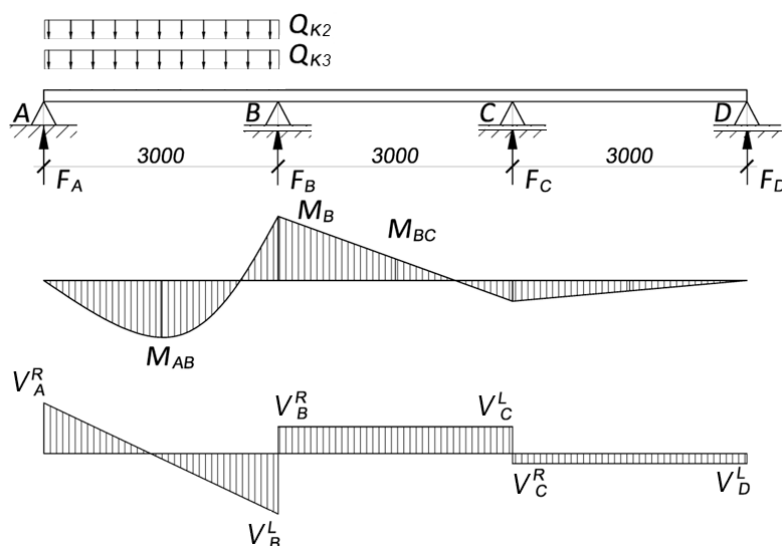


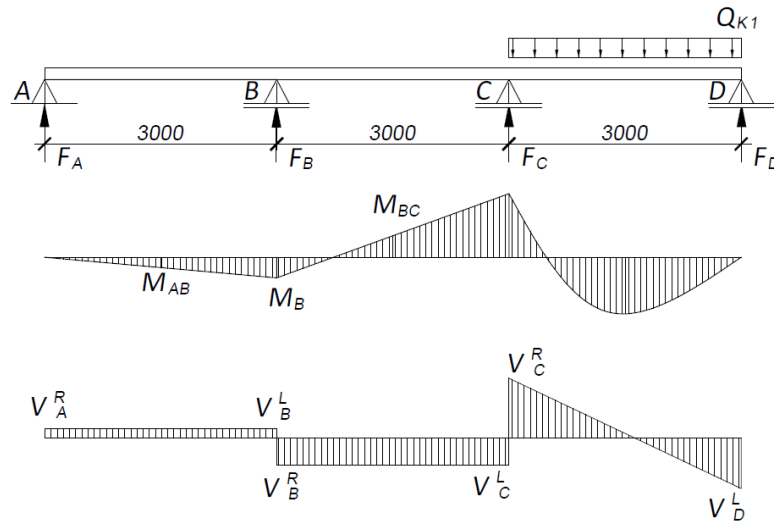
Рис. 5.20. Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі зведення при частковому завантаженні в першому прольоті



Перемінне навантаження (робоча зона) в прольоті I

$$M_{AB} = 3,10 \quad M_B = -2,20 \text{ кНм} \quad M_{BC} = -0,82$$

$$V_B^L = -6,24 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,92 \text{ кН} \quad F_B = 6,24 + 0,92 = 7,17 \text{ кН}$$

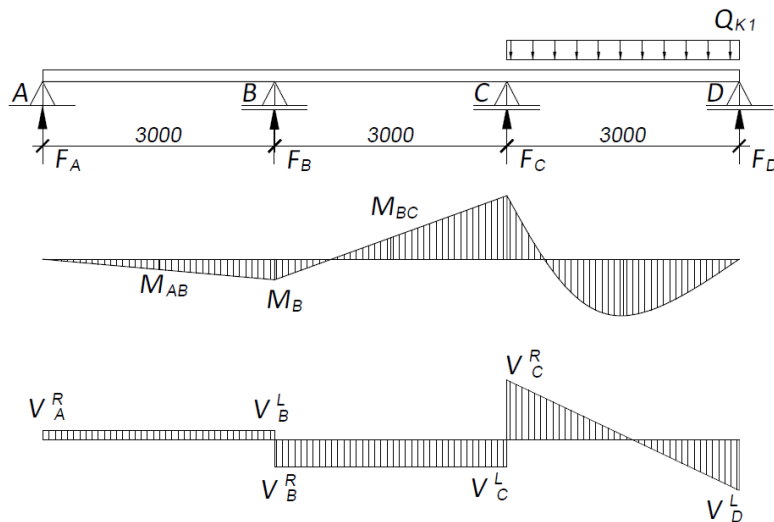


**Рис. 5.21.** Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі зведення при частковому завантаженні в крайньому прольоті

Перемінне навантаження (робочі з інструментом) в прольоті III

$$M_{AB} = 0,06 \text{ кНм} \quad M_B = 0,11 \text{ кНм} \quad M_{BC} = -0,17 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -0,04 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,19 \text{ кН} \quad F_B = -0,19 - 0,04 = -0,23 \text{ кН}$$



**Рис. 5.22.** Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі зведення при додатковому завантаженні

Перемінне навантаження (робоча зона і робочі з інструментом) в прольотах I і II

$$M_{AB} = 2,08 \text{ кНм} \quad M_B = -3,52 \text{ кНм} \quad M_{BC} = 1,53 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -6,4 \text{ кН} \quad V_B^R = 6,08 \text{ кН} \quad F_B = 6,4 + 6,08 = 12,48 \text{ кН}$$

При визначенні розрахункового поєднання зусиль використовуємо більш несприятливу комбінацію, згідно з формулою 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \times G_{k,sup} + 1,5 \times Q_{k,1} + 1,5 \times Q_{k,2} + 1,5 \times Q_{k,3}$$

Для моменту в прольоті, варіант завантаження 1 (постійне + робоча зона в прольоті I + робочі з інструментом в прольоті III):

$$M_{AB,Ed} = 1,35 \times 0,144 + 1,5 \times 0,06 + 1,5 \times 3,10 = 4,93 \text{ кНм}$$

Для моменту на опорі, варіант завантаження 2 (постійне + перемінне в прольотах I і II):

$$M_{B,Ed} = 1,35 \times (-0,18) + 1,5 \times (-3,52) = -5,52 \text{ кНм}$$

Для поперечної сили зліва від проміжної опори, варіант завантаження 2 (постійне + перемінне в прольотах I і II):

$$V_{B,Ed}^L = 1,35 \times (-0,36) + 1,5 \times (-6,4) = -10,09 \text{ кН}$$

Для поперечної сили справа от проміжної опори, варіант завантаження 2 (постійне + перемінне в прольотах I і II):

$$V_{B,Ed}^R = 1,35 \times 0,30 + 1,5 \times 6,08 = 9,53 \text{ кН}$$

Для опорної реакції, варіант завантаження 2 (постійне + тимчасова, I і II проліт):

$$F_{Ed} = 1,35 \times 0,66 + 1,5 \times 12,48 = 18,95 \text{ кН}$$

### Етап експлуатації

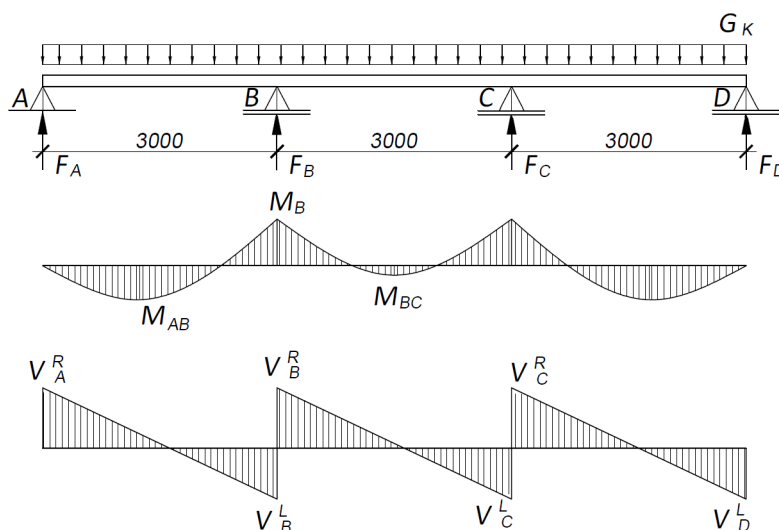
Нерозрізна сталезалізобетонна плита, згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, може бути розрахована як кілька шарнірно опертих плит. В рамках даного прикладу буде розглянута більш точна нерозрізна розрахункова схема.

**Визначення** розрахункового сполучення навантажень для проведення перевірок міцності і стійкості (STR) на етапі експлуатації повинно виконуватися по менш сприятливому вислову з виразів 6.10а і 6.10b стандарту ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} q_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i} \text{ (Формула 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i} \text{ (Формула 6.10b ДСТУ-Н Б EN 1990)}$$

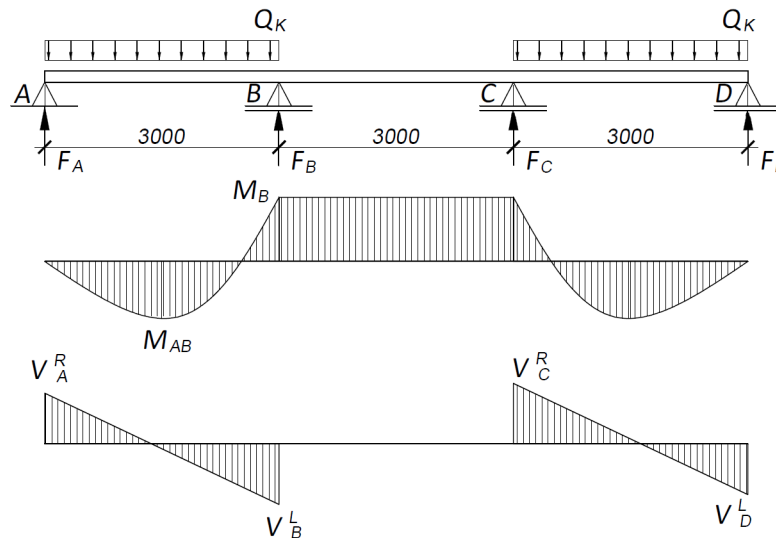
Для розрахунку максимальних моментів побудуємо три розрахункові схеми із поділом постійних навантажень і перемінних навантажень через проліт і в суміжних прольотах.



**Рис. 5.23.** Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі експлуатації при дії корисного навантаження

$$M_{AB} = 2,37 \text{ кНм} \quad M_B = -2,96 \text{ кНм} \quad M_{BC} = 0,74 \text{ кНм}$$

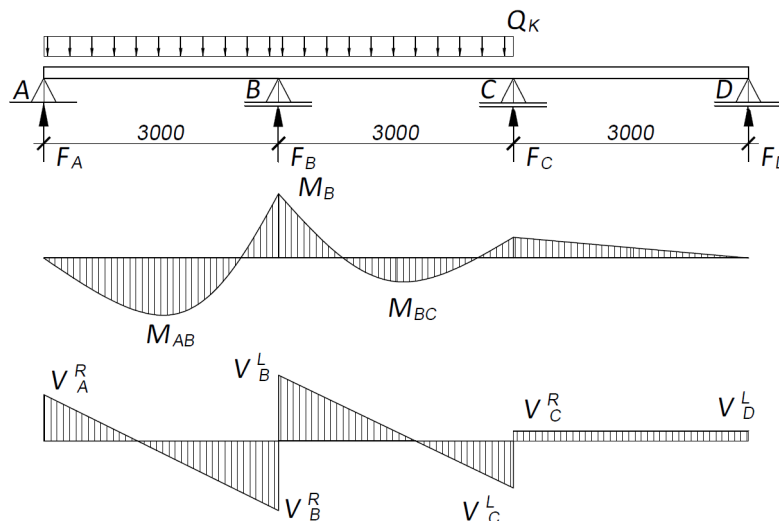
$$V_B^L = -5,92 \text{ кН} \quad V_B^R = 4,94 \text{ кН} \quad F_B = 5,92 + 4,94 = 10,86 \text{ кН}$$



**Рис. 5.24.** Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі експлуатації при частковому завантаженні корисним навантаженням

$$M_{AB} = 4,37 \text{ кНм} \quad M_B = -2,16 \text{ кНм} \quad M_{BC} = -2,16 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -7,92 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,00 \text{ кН} \quad F_B = 6,4 + 6,08 = 12,48 \text{ кН}$$



**Рис. 5.25.** Епюри згинальних моментів і поперечних сил у плиті на етапі експлуатації при завантаженні корисним навантаженням в двох перших прольотах

$$M_{AB} = 3,17 \text{ кНм} \quad M_B = -5,04 \text{ кНм} \quad M_{BC} = 2,31 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -8,88 \text{ кН} \quad V_B^R = 8,40 \text{ кН} \quad F_B = 8,88 + 8,40 = 17,28 \text{ кН}$$

Визначимо найбільш несприятливі внутрішні зусилля по формулам 6.10а і 6.10в стандарту ДСТУ-Н Б EN 1990.

Максимальний момент на опорі:

$$M_{B,Ed,1} = 1,35 \times (-2,96) + 1,5 \times 0,7 \times (-5,04) = -9,29 \text{ кНм};$$

$$M_{B,Ed,2} = 1,35 \times 0,85 \times (-2,96) + 1,5 \times (-5,04) = -10,96 \text{ кНм};$$

Максимальне значення згинального моменту на опорі складає  $M_{B,Ed,2} = -10,96$  кНм, що відповідає формулі 6.10b із завантаженням змінним навантаженням у суміжних прольотах.

Даний розрахунок не враховує перерозподіл зусиль в результаті утворення тріщин на опорах нерозрізної плити і відповідної зміни значень жорсткості.

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, якщо для сталезалізобетонних плит при розрахунку за граничними станами несучої здатності утворення тріщин не враховано, як спрощення допускається пониження згинальних моментів на внутрішніх опорах в межах 30% і, відповідно, збільшення моментів в прилеглих прольотах (9.4.2 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

З урахуванням перерозподілу, отримуємо наступні значення:

$$M_{B,Ed,I} = (1 - 0,30) \times (-9,29) = -6,50 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,II} = (1 - 0,30) \times (-10,96) = -7,67 \text{ кНм}$$

Щоб визначити максимальний момент в прольоті, розрахуємо згинальний момент на опорі для випадку завантаження через один проліт:

$$M_{B,Ed,3} = 1,35 \times (-2,96) + 1,5 \times 0,7 \times (-2,16) = -6,72 \text{ кНм};$$

$$M_{B,Ed,4} = 1,35 \times 0,85 \times (-2,96) + 1,5 \times (-2,16) = -6,64 \text{ кНм};$$

З урахуванням перерозподілу, отримуємо наступні значення:

$$M_{B,Ed,III} = (1 - 0,30) \times (-6,72) = -4,70 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,IV} = (1 - 0,30) \times (-6,64) = -4,65 \text{ кНм}$$

Значення поперечних зусиль на проміжній опорі з урахуванням перерозподілу:

$$V_{B,Ed,I} = (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} + \frac{6,50}{3,0} = 16,39 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,II} = (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} + \frac{7,67}{3,0} = 19,01 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,III} = (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} + \frac{4,70}{3,0} = 15,79 \text{ кН};$$

$$V_{B,Ed,IV} = (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} + \frac{4,65}{3,0} = 18,01 \text{ кН};$$

Реакції на крайній опорі з урахуванням перерозподілу:

$$R_{A,Ed,I} = (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} - \frac{6,50}{3,0} = 12,06 \text{ кН};$$

$$R_{A,Ed,II} = (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} - \frac{7,67}{3,0} = 13,90 \text{ кН};$$

$$R_{A,Ed,III} = (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} - \frac{4,70}{3,0} = 12,66 \text{ кН};$$

$$R_{A,Ed,IV} = (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times \frac{3,0}{2} - \frac{4,65}{3,0} = 14,91 \text{ кН};$$

Відстані від крайньої опори до точки екстремуму згинального моменту ( $Q = 0$ ), з урахуванням перерозподілу:

$$x_I = 12,06 / (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) = 1,27 \text{ м};$$

$$x_{II} = 13,9 / (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) = 1,27 \text{ м};$$

$$x_{III} = 12,66 / (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) = 1,34 \text{ м};$$

$$x_{IV} = 14,91 / (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) = 1,36 \text{ м};$$

Звідси, значення максимальних згинальних моментів в прольоті з урахуванням перерозподілу складають:

$$M_{AB,Ed,I} = 12,06 \times 1,27 - (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times 1,27 \times \frac{1,27}{2} = 7,67 \text{ кНм};$$

$$M_{AB,Ed,II} = 13,90 \times 1,27 - (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times 1,27 \times \frac{1,27}{2} = 8,80 \text{ кНм};$$

$$M_{AB,Ed,III} = 12,66 \times 1,34 - (1,35 \times 3,29 + 1,5 \times 0,7 \times 4,8) \times 1,34 \times \frac{1,34}{2} = 8,45 \text{ кНм};$$

$$M_{AB,Ed,IV} = 14,91 \times 1,36 - (1,35 \times 0,85 \times 3,29 + 1,5 \times 4,8) \times 1,36 \times \frac{1,36}{2} = 10,13 \text{ кНм};$$

Таким чином, приймаємо такі значення розрахункових зусиль:

- згинальний момент на опорі:  $M_{B,Ed} = -7,67 \text{ кНм};$
- згинальний момент в прольоті:  $M_{AB,Ed} = 10,13 \text{ кНм};$
- поперечне зусилля:  $V_{B,Ed} = 19,01 \text{ кНм};$

### ПЕРЕВІРКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НАСТИЛУ НА ЕТАПІ ЗВЕДЕННЯ

Перевірка несучої здатності настилу на згин

Перевірка несучої здатності на згин полягає у контролі виконання нерівності 6.1.4.1 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Несуча здатність перерізу на згин в прольоті:

$$M_{c,Rd} = \frac{25,891 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,29 \text{ кНм}$$

Несуча здатність перерізу на згин на опорі:

$$M_{c,Rd} = \frac{25,891 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,29 \text{ кНм}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{4,93}{8,29} = 0,59 < 1,0$$

$$\frac{5,52}{8,82} = 0,63 < 1,0$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу на згин забезпечена.



**Несуча здатність на зсув**

Несуча здатність поперечного перерізу однієї стінки профнастила на зсув  $V_{b,Rd}$  визначається за формулою (6.1.5 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

Хоча стінка має елементи жорсткості, в першому наближенні визначимо її гнучкість за спрощеним виразом (6.1.5 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3) :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \times \frac{92}{0,96} \sqrt{\frac{320}{210000}} = 1,29$$

Для стінки без елементів підсилення на опорі при  $0,83 < \bar{\lambda}_w = 1,29 < 1,40$  (Таблиця 6.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

$$f_{bv} = \frac{0,48 \times f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,48 \times 320}{1,29} = 119,07 \text{ МПа}$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{82}{\sin 65^\circ} \times 0,96 \times 119,07}{1,0} \times 10^{-3} = 10,34 \text{ кН}$$

На один метр ширини настилу що розглядається, приходиться не менше 7 стінок:

$$V_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_w} = \frac{10,09}{7} = 1,44 \text{ кН}$$

$$\frac{1,44}{10,34} = 0,14 < 1,0$$

Отже, несучих здатність поперечного перерізу настилу на зсув забезпечена. Більш докладно приклад розрахунок профнастилу на зсув з уточненням гнучкості стінки описаний в публікаціях УЦСБ «Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» Е.Вей, М.Хэйвуд, Н.Беляев, А.Билык, С.Билык – К.: УЦСБ, «НПП Інтерсервіс», 2015. – 95 с. та «Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

**ПЕРЕВІРКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТІНКИ НАСТИЛУ ДЛЯ ВИПАДКУ ДІЇ  
ЛОКАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕННЯ**

Перевірка несучої здатності при дії локальних поперечних навантажень на проміжній опорі (опорної реакції) полягає в контролі виконання наступної основної умови (6.1.7.3 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

$$\frac{F_{w,Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$$

$$R_{w,Rd} = \frac{at^2 \sqrt{f_{yb} E} (1 - 0,1\sqrt{r/t}) [0,5 + \sqrt{0,02l_a/t}] (2,4 + (\varphi/90)^2)}{\gamma_{M1}}$$

Формула застосовна при виконанні наступних умов (6.1.7.3 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

$c \geq 40$  мм – опора проміжна і умова виконується;

$$\frac{r}{t} = \frac{3}{0,96} = 3,13 \leq 10 \text{ – умова виконується;}$$

$$\frac{h_w}{t} = \frac{82}{0,96} = 85,42 \leq 200 \times \sin\phi = 200 \times \sin 65^\circ = 181,26 - \text{умова виконується};$$

$$45^\circ \leq \phi = 65^\circ \leq 90^\circ - \text{умова виконується.}$$

Параметри проміжної опори відповідають Категорії 2. (6.1.7.3 (4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:

$$\beta_v = \frac{|V_{B,Ed}^L| - |V_{B,Ed}^R|}{|V_{B,Ed}^L| + |V_{B,Ed}^R|} = \frac{10,09 - 9,53}{10,09 + 9,53} = 0,03$$

Для Категорії 2 при  $\beta_v = 0,03 \leq 0,2$  і при умови обпирання на жорсткий гарячекатаний профіль приймаємо  $l_a = s_s = 160$  мм і  $\alpha = 0,15$ .

$$R_{w,Rd} = \frac{0,15 \times 0,96^2 \sqrt{320 \times 210000} \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{3}{0,96}}\right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 \times \frac{160}{0,96}}\right] \left(2,4 + \left(\frac{65}{90}\right)^2\right)}{1,0} \times 10^{-3} =$$

$$= \frac{1133,23 \times 0,82 \times 2,33 \times 2,92}{1,0} \times 10^{-3} = 6,32 \text{ кН}$$

$$F_{w,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_w} = \frac{18,95}{7} = 2,71 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1,0$$

Спільна дія поперечного і осьового зусилля зі згинальним моментом (6.1.10 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

Так як  $V_{w,Ed} = 1,44 < 0,5 \times V_{w,Rd} = 0,5 \times V_{b,Rd} = 0,5 \times 10,34 = 5,17$ , необхідності в проведенні розрахунку немає.

### СПІЛЬНА ДІЯ ЗГИНАЛЬНОГО МОМЕНТУ І ЛОКАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Умови спільної дії згинального моменту і локального навантаження вимагають перевірки таких критеріїв (6.1.11 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{5,52}{8,82} = 0,63 \leq 1;$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = \frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1;$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = 0,63 + 0,43 = 1,06 \leq 1,25.$$

Таким чином, профнастил задовольняє вимогам за граничними станами несучої здатності на етапі зведення.

## ПЕРЕВІРКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ НА ЕТАПІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

### Поздовжній зсув в плитах без кінцевого анкерування

При використанні  $m-k$  методу необхідно забезпечити, щоб максимальна розрахункова поперечна сила  $V_{Ed}$  для ширини плити  $b$  не перевищувала розрахункову несучу здатність на зсув  $V_{l,Rd}$ , яка визначається за наступною формулою (9.7.3 (4) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{l,Rd}} \leq 1,0$$

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

Приймаємо значення розглянутої ширини перерізу  $b = 1000$  мм.

Відстань від верхньої бетонної межі плити до центральної осі сталевого профільованого настилу:

$$d_p = h_p - y_c + h_c = 82 - 49,59 + 58 = 90,41 \text{ мм}$$

Значення номінальної площі  $A_p = 1462$  мм<sup>2</sup> приймається відповідно до даних виробника.

Аналогічно, відповідно до даних виробника приймаються значення емпіричних коефіцієнтів  $m-k$  метода, отримані при випробуванні плит:

$$m = 192,2 \text{ Н/мм}^2; \quad k = 0,44 \text{ Н/мм}^2.$$

Для сталезалізобетонних плит при розрахунку по нерозрізній схемою допускається зменшення розрахункового прольоту для даної перевірки до  $0,8L$  у внутрішніх прольотах і до  $0,9L$  в крайніх прольотах. Приймаємо:

$$L_{eff} = 0,9L = 0,9 \times 3,0 = 2,7 \text{ м}$$

Довжина ділянки зсув  $a$  при рівномірному навантаженні по всій довжині прольоту приймається рівною:

$$L_s = L / 4 = L_{eff} / 4 = 2700 / 4 = 675 \text{ мм}$$

Значення часткового коефіцієнту надійності для граничних станів за несучою здатністю:  $\gamma_{VS} = 1,25$ .

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 90,41}{1,25} \left( \frac{192,2 \times 1462}{1000 \times 675} + 0,44 \right) \times 10^{-3} = 61,93 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{19,01}{61,93} = 0,31 \leq 1,0$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу на поздовжній зсув забезпечена і переріз плити працює з повним зсувним з'єднанням.

### Несуча здатність перерізу при дії згинального моменту

Виходячи з умови повного зсувного з'єднання, значення граничного згинального моменту плити в прольоті визначається в припущенні пластичного характеру роботи відповідно до наведеної ілюстрації (9.7.2 (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

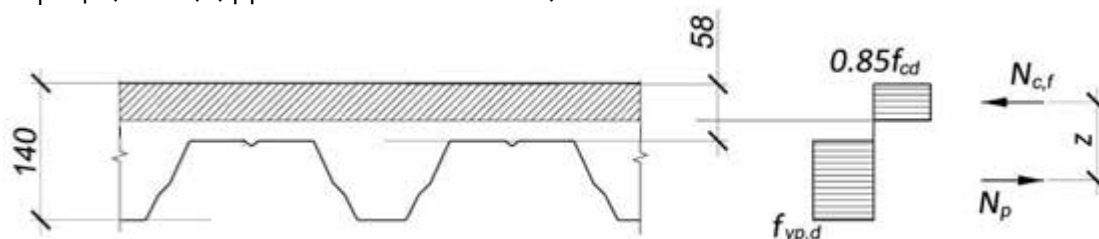


Рис. 5.26. Визначення стисливої зони бетону в плиті (Рисунок 9.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1)

Значення граничної стискаючої сили в бетоні над настилом:

$$N_{c,f} = 0,85 \times f_{cd} \times h_c \times b, \quad b = 1000 \text{ мм}$$

$$N_{c,f} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 58 \times 1000 \times 10^{-3} = 821,7 \text{ кН}$$

Граничне зусилля розтягу в профільованому настилі:

$$N_p = f_{y,pd} \times A_{pe}$$

$$N_p = 1462 \times 320 \times 10^{-3} = 467,8 \text{ кН}$$

Оскільки  $N_{c,f} > N_p$ , нейтральна вісь проходить над профілем.

Тоді висота стиснутої зони дорівнює:

$$x_{pl} = \frac{A_{pe} \times f_{yp,d}}{0,85 \times b \times f_{cd}}$$

$$x_{pl} = \frac{1462 \times 320}{0,85 \times 1000 \times 16,7} = 33,0 \text{ мм} < h_c = 58 \text{ мм}$$

$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}, N_p) \times z$$

$$M_{pl,Rd} = A_{pe} \times f_{yp,d} \times (d_p - 0,5 \times x_{pl})$$

Значення несучої здатності по згинальному моменту в прольоті:

$$M_{pl,Rd} = 1462 \times 320 \times \left( 90,41 - \frac{33,0}{2} \right) \times 10^{-6} = 34,58 \text{ кН/м}$$

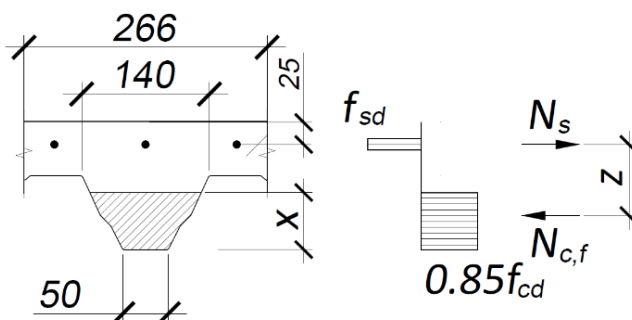
Перевіряємо основну умову:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{10,13}{34,58} = 0,29 < 1,0$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу плити при дії згинального моменту в прольоті є достатньою.

Для визначення несучої здатності на згин в перерізі над опорою, розглянемо наступний переріз без урахування профнастилу, який в даному випадку розташовується в стиснутій зоні.



**Рис. 5.27.** Урахування верхнього армування у плиті (Рисунок 9.7 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1)

Рішення системи рівнянь рівноваги для даного конкретного випадку буде мати такий вигляд:

$$-1,025 \times f_{cd} \times x^4 + 13,512 \times f_{cd} \times x^3 + 25831,04 \times f_{cd} \times x^2 + (1466250 \times f_{cd} - M_{Ed} \times 3,293) \times x - 300 \times M_{Ed} = 0$$

Знаючи значення розрахункового згинального моменту для одного метра ширини, визначимо відповідне значення для заданого габариту перерізу:

$$M_{Ed} = -7,67 \times \frac{266}{1000} = 2,04 \text{ кНм}$$

Підставивши  $f_{cd} = 16,67 \text{ Н/мм}^2$  и  $M_{Ed} = 2,04 \text{ кНм} = 2,04 \times 10^6 \text{ Нмм}$ , отримаємо:

$$-17,09 \times x^4 + 225,25 \times x^3 + 430603,44 \times x^2 + 17724667,50 \times x - 612000000 = 0$$

Єдиний корінь рівняння, який задовольняє граничним умовам:

$$x = 22,42 \text{ мм}$$

Знаючи розмір стиснутої зони, підставимо відповідне значення в одне з рівнянь рівноваги для даного перерізу:

$$A_s \times f_{sd} = 0,467 \times f_{cd} \times x^2 + 42,5 \times f_{cd} \times x$$

$$A_s \times f_{sd} = 19797,13$$

$$A_s = \frac{19797,13}{f_{sd}} = \frac{19797,13}{434,78} = 45,53 \text{ мм}^2$$

Тоді значення товщини необхідного армування над опорою на одиницю ширини плити складає:

$$A_s = 45,53 \times \frac{1000}{266} = 171,17 \text{ мм}^2$$

Приймаємо ребристу арматуру діаметром 8 мм з кроком 250 мм:

$$A_s = \frac{8^2 \times \pi}{4} \times \frac{1000}{250} = 201,0 \text{ мм}^2/\text{м} > 171,17 \text{ мм}^2/\text{м}$$

### Розрахунок на зсув у вертикальній площині

Розрахункове значення несучої здатності на зсув перерізів без розрахункового поперечного армування для звичайних бетонів  $V_{Rd,c}$  визначається по формулі (6.2.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \times k (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d,$$

але повинне становити не менше

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

Складові вираження визначаються формулами:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90,41}} = 2,49 > 2,0$$

Позаяк  $k > 2,0$ , при проведенні розрахунку приймається  $k = 2$ .



Оскільки достатність анкерування профільованого настилу підтверджена за умовою несучої здатності на поздовжній зсув, настил буде розглядатися в якості розтягнутої арматури для перерізу на крайній опорі. Для перевірки на вертикальний зсув прийнято розрахунковий переріз на ширині між центрами гофрів  $b_s = 266$  мм. На розглянутій ширині площа армуючого настилу складе

$$A_{sl} = A_{pe} \times b_s / 1000 = 1462 \times 266 / 1000 = 389 \text{ мм}^2.$$

Найменше значення ширини поперечного перерізу в розтягнутій зоні відповідає розміру нижньої полиці настилу:  $b_w = 50$  мм.

$$\text{Так як } \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d_p} = \frac{389}{50 \times 90,41} = 0,83 > 0,02, \text{ в розрахунку приймається } \rho_1 = 0,02$$

Характеристична міцність бетону по циліндричному зразку  $f_{ck} = 25$  кН/мм<sup>2</sup>

Значення коефіцієнта  $k_1$  приймається рівним  $k_1 = 0,15$ .

Стиснення від дії навантажень або попереднього напруження в перерізах плити відсутнє ( $N_{Ed} = 0$ ), а, отже:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \times f_{cd} = 0,2 \times 16,7 = 3,34 \text{ Н/мм}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,49$$

З огляду на все підстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 2 \left( 100 \times 0,02 \times 25 \right)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 50 \times 90,41 \times 10^{-3} = 4,00 \text{ кН},$$

але не менше

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \times 0) \times 50 \times 90,41 \times 10^{-3} = 2,22 \text{ кН}$$

Умова  $4,00 \text{ кН} > 2,22 \text{ кН}$  виконується, а, отже, для перевірки приймається значення  $4,00 \text{ кН} > 2,22 \text{ кН}$ .

Поперечне зусилля на крайній опорі рівне опорній реакції, розрахованої раніше:  $V_{A,Ed} = R_{A,Ed,IV} = 14,91 \text{ кН}$ , що, будучи приведеним до ширини між центрами гофрів, складає :

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times b_s}{1000} = \frac{14,91 \times 266}{1000} = 3,97 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,97}{4,00} = 0,99 < 1,0$$

Отже, несучих здатність на зсув поперечного перерізу у вертикальній площині на крайній опорі достатня без додаткового армування гофра.

Виконаємо аналогічну перевірку для перерізу на проміжній опорі.

Для перерізу на опорі як поздовжнього розтягнутого армування буде розглядатися розрахункова арматура  $A_s = 201,0 \text{ мм}^2/\text{м}$ . Якщо привести її переріз до ширини між центрами гофрів, розрахункове значення складе  $A_{sl} = A_s \times b_s / 1000 = 201 \times 266 / 1000 = 53,47 \text{ мм}^2$ .

В цьому випадку:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{115}} = 2,32 > 2,0$$

Оскільки  $k > 2,0$ , в розрахунок приймається  $k = 2$ .

Значення найменшої ширини поперечного перерізу в розтягнутій зоні визначаємо, виходячи з висоти стиснутої зони бетону і геометрії гофра:

$$b_w = 50 + \frac{140 - 50}{82} \times x = 50 + \frac{140 - 50}{82} \times 22,42 = 74,61 \text{ мм}$$

Тоді:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d_p} = \frac{53,47}{74,61 \times 115} = 0,0062 < 0,02$$

З огляду на всі підстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 2 \left( 100 \times 0,0062 \times 25 \right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \times 74,61 \times 115 \times 10^{-3} = 5,13 \text{ кН},$$

але не менше

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \times 0) \times 74,61 \times 115 \times 10^{-3} = 4,20 \text{ кН}$$

Умова  $5,13 \text{ кН} > 4,20 \text{ кН}$  виконується; отже, для перевірки приймається  $V_{Rd,c} = 5,13 \text{ кН}$ .

Значення поперечного зусилля на проміжній опорі, приведеного до ширини між центрами гофрів, складає:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times b_s}{1000} = \frac{19,01 \times 266}{1000} = 5,06 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{5,06}{5,13} = 0,99 < 1,0$$

Варто відзначити, що в даному випадку розрахунок на зсув у вертикальній площині дав, очевидно, занижені значення несучої здатності, що пов'язано з геометрією профнастилу і малою шириною його нижньої полиці. Тому в деяких джерелах для плит по профнастилу рекомендується приймати значення  $b_w$  рівним ширині перерізу на рівні середини гофра  $b'_0$ .

Також, дана методика розглядає залізобетонний переріз без безпосереднього урахування несучої здатності самого профнастилу на зсув, яка, згідно з розрахунок на етапі зведення, складає не менше  $7 \times V_{b,Rd} = 72,4 \text{ кН/м}$  при несучій здатності бетонного заповнення  $15,0\text{-}19,3 \text{ кН/м}$ , що визначено вище.

Даний розрахунок наводиться в навчальних цілях, і в разі практичного проектування слід враховувати перераховані вище аспекти, щоб не завищувати вимоги до перерізу необґрунтовано.

## ГРАНИЧНІ СТАНИ З ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ (ДРУГА ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)

### Визначення максимального вертикального прогину

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, прогини плити допускається не перевіряти при незначних напруженнях в бетоні і обмеженні відношення параметрів прольоту до висоти конструкції.

Найбільші прогини плити будуть виникати в її крайньому прольоті, для якого обмеження кроку опор до висоти визначається наступним чином (Таблиця 7.4N ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\frac{L}{d} < 26$$

$$\frac{L}{d} = \frac{3000}{140} = 21,43 < 26$$

Умова виконується; але із навчальною метою виконаємо розрахунок із визначенням величин прогинів.

### Початковий прогин сталевого профільованого листа на етапі зведення під дією власної ваги і ваги рухомої бетонної суміші

Навантаження приймається з характеристичним значенням, рівномірно розподіленим по довжині плити:

$$Q_{Ek} = 0,2 + 2,17 = 2,37 \text{ кН/м}$$

Максимальний прогин для трьохпролітного профнастилу під рівномірно розподіленим навантаженням складе:

$$\delta_0 = 0,00677 \times \frac{Q_{Ek} \times L^4}{E \times I_p}$$

$$\delta_0 = 0,00677 \times \frac{2,37 \times 3000^4}{210000 \times 134,53 \times 10^4} = 4,6 \text{ мм}$$

Для прольоту довжиною  $L = 3$  м прогин повинен обмежуватися значенням  $L/150$ . Стандарт ДСТУ-Н Б EN додатково обмежує прогин профільованих настилів, що слугують незнімною опалубкою монолітних перекриттів, значенням  $L / 200$ . Перевірку виконуємо за жорсткішою з вимог (9.6 (2) і національний додаток до ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < \delta_{s,\max} = \frac{L}{200} = \frac{3000}{200} = 15,0 \text{ мм.}$$

Слід також дотримати рекомендації і виключити ефект запрудження. Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, ефект запрудження допускається не враховувати, якщо величина прогину профільованого листа під дією власної ваги і ваги рухомої бетонної суміші складає менше  $1/10$  значення товщини плити (9.3.2 (2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < 0,1 \times h = 0,1 \times 140 = 14 \text{ мм}$$

Отже, ефект запрудження може не враховуватися.

### Прогин сталезалізобетонної плити

На етапі експлуатації плиту розглядаємо як нерозрізний шарнірно опертої конструкції. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 при визначенні прогинів допускає прийняття таких основних спрощень:

- момент інерції перерізу приймають рівним середньому із значень для перерізів із тріщинами і без них;
- для бетону допускається використовувати середнє значення коефіцієнта а приведення при довготривалих і короткочасних навантаженнях;
- розрахунок ведеться в припущенні пружної роботи без урахування ефектів усадки бетону.

Значення початкового коефіцієнта приведення, відповідного короткочасному навантаженню (5.4.2.2(2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

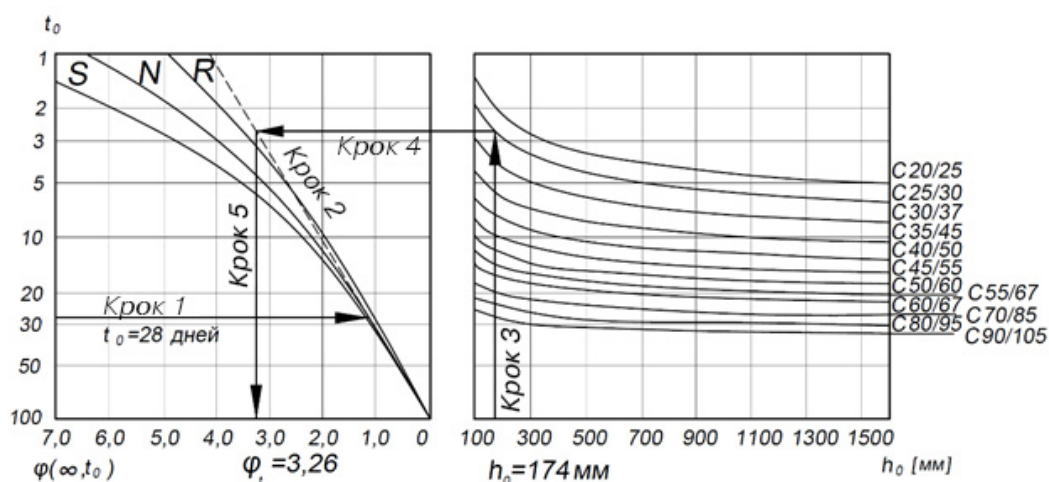
$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{31000} = 6,77$$

Для визначення коефіцієнта а приведення при впливі постійних і тривалих навантажень ( $t_0 = 28$  діб,  $t = \infty$ ), необхідно розрахувати кілька величин:

- умовний розмір для периметра висихання  $u = b = 1000$  мм і приведенної товщини плити  $h_g = 87$  мм (3.1.4 (5) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times h_g \times b}{b} = 2 \times 87 = 174 \text{ мм;}$$

- коефіцієнт повзучості для цементу з нормальним набором міцності (N-normal), див. рис нижче.



**Рис. 5.28.** Графіки для визначення коефіцієнтів повзучості цементу з нормальним набором міцності (Рисунок 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$$\varphi_i(\infty, t_0 = 28 \text{ днів}) = 3,26$$

- множник повзучості для постійних навантажень  $\Psi_L = 1,1$  (5.4.2.2(2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

З урахуванням отриманих значень, значення коефіцієнту приведення для постійних і тривалих навантажень складає:

$$n_L = n_0 \times (1 + L_t)$$

$$n_L = 6,77 \times (1 + 1,1 \times 3,26) = 31,05$$

Отже, значення модуля пружності бетону для постійних і тривалих завантажень складає:

$$E_p = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{31,05} = 6763 \text{ Н/мм}^2$$

Звідси середнє значення коефіцієнту приведення при довготривалих і короточасних навантаженнях складає (9.8.2. (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) :

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{E_a}{\frac{1}{2}(E_0 + E_p)} = \frac{210000}{\frac{1}{2}(31000 + 6763)} = 11,1$$

Момент інерції перерізу з тріщинами:

$$I_{cc} = \frac{b \times x_c^3}{3 \times n} + A_p \times (d_p - x_c)^2 + I_p$$

$$x_c = \frac{\sum A_i \times z_i}{\sum A_i} = \frac{n \times A_p}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d_p}{n \times A_p}} - 1 \right)$$

$$x_c = \frac{11,1 \times 1462}{1000} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 90,41}{11,1 \times 1462}} - 1 \right) = 40,3 \text{ мм}$$

$$I_{cc} = \frac{1000 \times 40,3^3}{3 \times 11,1} + 1462 \times (90,41 - 40,3)^2 + 134,53 \times 10^4 = 6,98 \times 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Момент інерції перерізу без тріщин:

$$I_{cu} = \frac{b \times h_c^3}{12 \times n} + \frac{b \times h_c}{n} \times \left(x_u - \frac{h_c}{2}\right)^2 + \frac{b_m \times h_p^3}{12 \times n} + \frac{b_m \times h_p}{n} \times \left(h - x_u - \frac{h_p}{2}\right)^2 + A_p \times (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$x_u = \frac{b \times \frac{h_c^2}{2} + b_m \times h_p \times \left(h - \frac{h_p}{2}\right) + n \times A_p \times d_p}{b \times h_c + b_m \times h_p + n \times A_p}$$

$$b_m = \frac{b}{b_s} \times b_0 = \frac{1000}{266} \times 102 = 383,5 \text{ мм}$$

$$x_u = \frac{1000 \times \frac{58^2}{2} + 383,5 \times 82 \times \left(140 - \frac{82}{2}\right) + 11,1 \times 1462 \times 90,41}{1000 \times 82 + 383,5 \times 82 + 11,1 \times 1462} = 48,3 \text{ мм}$$

$$I_{cu} = \frac{1000 \times 58,0^3}{12 \times 11,1} + \frac{1000 \times 58,0}{11,1} \times \left(48,3 - \frac{58}{2}\right)^2 + \frac{383,5 \times 82,0^3}{12 \times 11,1} + \frac{383,5 \times 82,0}{11,1} \times \left(140 - 48,3 - \frac{82,0}{2}\right)^2 + 1462 \times (90,41 - 48,3)^2 + 134,53 \times 10^4 = 16,22 \times 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Середнє значення моменту інерції (9.8.2. [5] ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2} = \frac{6,98 \times 10^6 + 16,22 \times 10^6}{2} = 11,60 \times 10^6 \text{ мм}^4/\text{м}$$

Процедура обчислення прогину плити:

- урахування прогину від постійних навантажень за винятком уже врахованих на етапі зведення:

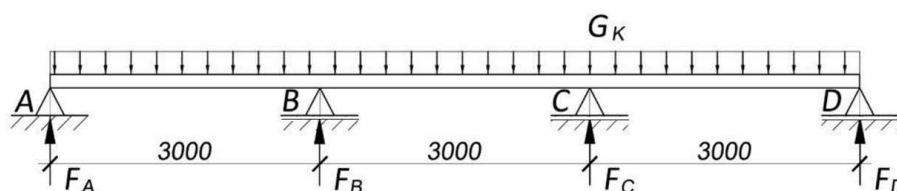


Рис. 5.29. Розрахункова схема плити для обчислення прогину при дії постійного навантаження

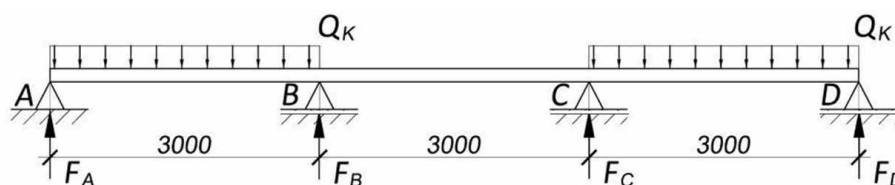
$$G_k = 3,29 - 2,09 - 0,087 - 0,11 = 1,00 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,00677 \times \frac{G_k \times L^4}{E \times I_c}$$

$$\delta_1 = 0,00677 \times \frac{1,00 \times 3000^4}{210000 \times 11,6 \times 10^6} = 0,2 \text{ мм}$$

- урахування прогину від тимчасових навантажень, де величина коефіцієнта сполучень для частого репрезентативного значення прийнята  $\Psi_1 = 0,7$





**Рис. 5.30.** Розрахункова схема плити для обчислення прогину при дії корисного навантаження в двох прольотах

$$Q_k = 0,7 \times (4,0 + 0,8) = 3,36 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,0099 \times \frac{Q_k \times L^4}{E \times I_c}$$

$$\delta_2 = 0,0099 \times \frac{3,36 \times 3000^4}{210000 \times 11,6 \times 10^6} = 1,1 \text{ мм}$$

- величина сумарного прогину на етапі експлуатації:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 0,2 + 1,1 = 1,3 \text{ мм}$$

З урахуванням величини вихідного прогину, який виник на етапі бетонування, сумарне переміщення етапів зведення і експлуатації складе:

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 4,6 + 1,3 = 5,9 \text{ мм} < \frac{L}{150} = \frac{3000}{150} = 20 \text{ мм}$$

Величина прогину не перевищує допустимих значень.

### Контроль вібрацій

Згідно ілюстрації, наведеної на початку прикладу, плити в складі перекриття є помірно - пролітним елементом. У той час як проліт плити складає 3 м і вона є нерозрізна, балки настилу мають проліт 9 м і характеризуються однопрогоною схемою з шарнірним опиранням. Для контролю вібрацій необхідно розглядати конструкцію перекриття в цілому, і визначальним для динамічного відгуку буде більш довгопролітний елемент. Тому оцінка вібрацій має бути здійснена окремо для всього перекриття з урахуванням результатів, отриманих для плит (див. наступний приклад 5.3).

### Контроль розкриття тріщин

Для плит товщиною до 200 мм в умовах вигину допускається не передбачати спеціальних заходів забезпечення тріщиностійкості (7.3.3 (1) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1).

Дану плиту за граничними станами несучої здатності альтернативно допускається розраховувати як серію однопрогонових шарнірно опертих плит. У такому випадку для контролю розкриття тріщин вводиться конструктивна арматура в кількості не менше 0,2% площі поперечного перерізу бетону над гофрами – для конструкцій, що зводяться без тимчасових опор, і не менше 0,4% – для конструкцій з тимчасовими опорами. Аналогічна вимога пред'являється до прийняття значення ефективного перерізу полиці однопрогонових шарнірно опертих балок настилу в класичному сталезалізобетонних перекритті. До складу такого перекриття і входить розглянута плита, згідно ілюстрації, наведеної на початку прикладу.

З огляду на вищевикладене та той факт, що плита облаштовується без тимчасових підпірок, забезпечимо їй конструктивне армування по всій поверхні в обсязі 0,2%:

$$A_{s,\min} = 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 58 = 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймається армування плити зварною сіткою зі стрижнів діаметром 6 мм і с осередками 200 × 200 мм.

$$A_s = \frac{6^2 \times \pi}{4} \times \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2/\text{м} > 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

У загальному випадку, прийнятого армування досить для забезпечення прийняттого зовнішнього вигляду конструкції, що відповідає обмеженню розкриття тріщин 0,4 мм для класів умов експлуатації Х0, ХС1, відповідно до Таблиці 6.4. Для більш агресивних умов експлуатації з допустимим розкриттям тріщин не більше 0,3 мм слід виконувати додаткові вимоги ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 і Розділу 6.1.2.2 даної публікації.

### Висновки

На етапі зведення для даної плити критичним стала умова спільної дії на профнастил згинального моменту і реакції (локального зусилля) в опорному перерізі. На етапі експлуатації критичним виявилася умова зсуву у вертикальній площині, хоча аналітично і очевидно, що відповідні показники несучої здатності значно занижуються. У всіх випадках підвищити несучу здатність можна за рахунок варіювання геометрії і товщини настилу.

Низька несучих здатність на зсув у вертикальній площині, з одного боку, вказує на певні обмеження спрощеної методики ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 та ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 для вузьких трапецієподібних ребер. Плюсом вузьких нижніх ребер, рознесених з досить великим кроком, стала економія бетону за рахунок наведеної товщини плити, значення якої склало всього 87 мм. З іншого боку, при комплексному застосуванні сталезалізобетонних перекриттів наявність вузьких нижніх ребер профнастилу негативно позначається на несучій здатності розташованих в них анкерних упорів, що більш детально описано на прикладі балки в прикладі 5.3. На опорах нерозрізної плити ребра потрапляють в стиснуту зону, і їх вузька форма зменшує несучу здатність і збільшує необхідну кількість арматури. А оскільки тип і конфігурація плити є основою комплексного сталезалізобетонного перекриття, при проведенні оцінки сумарного економічного ефекту в складі системи необхідно спочатку зважувати плюси і мінуси її застосування.

Результат: розрахунок сталезалізобетонних плит багато в чому залежить від даних, що надаються виробником спеціальних профільованих настилів. Важливо, щоб властивості матеріалу, характеристики поздовжнього зсуву ( $\tau_{u,Rd}, m, k$ ), геометрія і значення товщини профілю відповідали заявленим.

### 5.3. ОДНОПРОЛІТНА ШАРНІРНО ОПЕРТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННА БАЛКА З ПЛИТОЮ ПО ПРОФІЛЬОВАНОМУ НАСТИЛУ

#### Розрахункова схема.

У даному розрахунку прийнято другорядну балку, яка композитно працює із залізобетонною плитою перекриття.

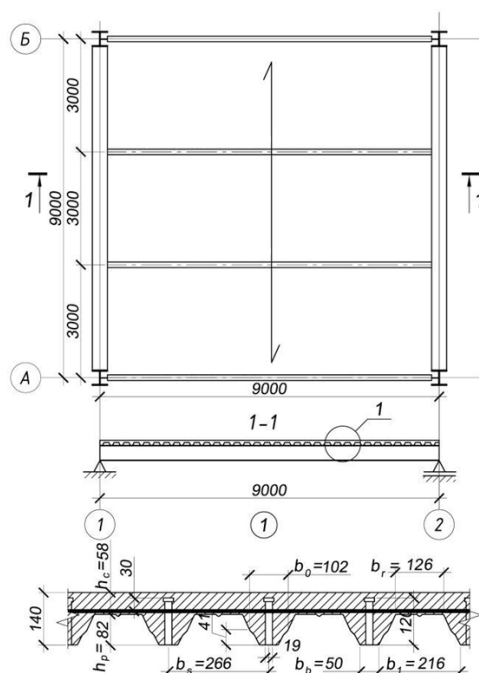


Рис. 5.31. Конструктивна схема перекриття і сталезалізобетонної балки з плитою по профільованому настилу

### Вихідні дані

#### Загальні дані:

Проліт балки  $L = 9,0$  м;  
Крок балок  $b = 3,0$  м.

#### Профільований настил:

Товщина плити  $h = 140$  мм;  
Профільований настил – ТП-85-1,0;  
Висота профілю настилу  $h_p = 82$  мм;  
Висота бетону над профілем  $h_c = 58$  мм;  
Крок хвилі  $b_s = 266$  мм;  
Ширина верхнього гофра  $b_r = 126$  мм;  
Ширина нижнього гофра  $b_b = 50$  мм;  
Просвіт між нижніми гофрама  $b_l = 216$  мм.

#### З'єднувальні елементи:

Діаметр анкерного упора  $d = 19$  мм;  
Загальна Висота анкерного упора  $h_{cs} = 120$  мм;  
Тимчасовий опір сталі анкерного упора  $f_u = 450$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Бетон:

Клас бетону – С25/30;  
Міцність циліндрична  $f_{ck} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>;  
Міцність кубічна  $f_{ck,cube} = 30$  Н/мм<sup>2</sup>;  
Модуль пружності  $E_{cm} = 31\,000$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Сталева арматура:

Межа текучості арматури  $f_{sk} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>.

#### Переріз сталевго профілю:

Сталь S235,  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>;  
Профіль – зварний двутавр;  
Загальна Висота  $h_a = 404$  мм;  
Висота стінки  $h_w = 380$  мм;  
Ширина полиці  $b_f = 160$  мм;  
Товщина стінки  $t_w = 8$  мм;  
Товщина полиці  $t_f = 12$  мм;  
Модуль пружності  $E = 210\,000$  Н/мм<sup>2</sup>.

### Часткові коефіцієнти для визначення міцності

Сталеві перерізи балки і настилу:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,10$$

З'єднувальні елементи (анкерні упори):

$$\gamma_v = 1,25$$

Бетон:

$$\gamma_c = 1,5$$

Арматура:

$$\gamma_s = 1,15$$

Приведена товщина бетонної плити

Визначимо значення приведеної товщини бетонної плити:

$$h_g = h - \left( \frac{b_1 + b_r}{2 \times b_s} \times h_p \right)$$

$$h_g = 140 - \left( \frac{216 + 126}{2 \times 266} \times 82 \right) = 87 \text{ мм}$$

Об'єм бетону плити на 1 м<sup>2</sup>:

$$h_g \times 1 \text{ м}^2 = 0,087 \times 1 = 0,087 \text{ м}^3$$

### Збирання навантажень на балку

#### Етап зведення

Постійні навантаження:

Значення сумарних постійних навантажень від власної ваги конструкцій плити на 1 м<sup>2</sup> площі наведені в таблиці нижче.

Складові конструкції	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>
Вага арматури (попередньо прийняте значення 1 кН на 1 м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профнастил – ТП-85-1,0 (t = 1мм), по сортаменту	0,11
Сталева балка (крок b = 3 м)	0,18
Всього	$g_k = 0,38$

Перемінні навантаження:

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття на етапі зведення від ваги робочих з інструментом і не використовуваних матеріалів складає 0,75 кН/м<sup>2</sup>. (Таблиця 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6). В межах робочої зони розміром 3 × 3 м приймається підвищене навантаження 1,5 кН/м<sup>2</sup>. Отже:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$$

В рамках прикладу навантаження  $q_{k,2}$  буде представлено значенням 0,75 кН/м<sup>2</sup> в доповнення до навантаження  $q_{k,1}$ .

Навантаження при зведенні на 1 м<sup>2</sup> перекриття від ваги незатверділої бетонної суміші складає ( $h_g = 87$  мм, для свіжого бетону  $\rho = 24 + 1$  кН/м<sup>3</sup>):

$$q_{k,3} = 0,087 \times (24 + 1) = 2,17 \text{ кН/м}^2$$

#### Етап експлуатації

Постійні навантаження:

Значення сумарних постійних навантажень від власної ваги конструкцій перекриття на 1 м<sup>2</sup> площі наведені в таблиці нижче.

Складові конструкції	Характеристичне значення навантаження $g_k$ , кН/м <sup>2</sup>
Бетон плити ( $h_g = 87$ мм, для затверділого бетону $\rho = 24$ кН/м <sup>3</sup> )	2,09
Вага арматури (попередньо прийнято значення 1 кН на 1 м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профлист – ТП-85-1,0 ( $t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Прийнята сталева балка (шаг $b = 3$ м), по сортаменту	0,18
Прийняте покриття підлоги ( $t = 25$ мм)	0,50
Прийняті комунікації	0,50
Всього	$g_k = 3,47$

Перемінні навантаження:

Перемінне навантаження для паркінгу при боксовому зберіганні прийняте (3,5 автомашини і люди + 0,5 матеріали зберігання):

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2$$

Навантаження від можливих перегородок при боксовому зберіганні автомашин прийняте:

$$q_{k,2} = 0,80 \text{ кН/м}^2$$

### ГРАНИЧНІ СТАНИ ПО НЕСУЧІЙ ЗДАТНОСТІ (ПЕРША ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)

При розрахунку елементів конструкцій за граничними станами несучої здатності по міцності і стійкості (STR), значення часткових коефіцієнтів надійності по навантаженням у F приймаються відповідно до національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990. Значення часткового коефіцієнту надійності для постійних дій складає (Таблиця НБ2.4 Нац. Дод. ДСТУ-Н Б EN 1990):

$$\gamma_G = 1,35$$

а часткового коефіцієнту надійності для перемінних дій:

$$\gamma_Q = 1,5.$$

Значення понижуючого коефіцієнта:

$$\xi = 0,85.$$

На етапі зведення для монтажних навантажень вводиться коефіцієнт сполучення  $\psi_0 = 1,0$ , а на етапі експлуатації значення коефіцієнтів сполучення  $\psi$  приймаються за ДСТУ-Н Б EN 1990.

В рамках прикладу з метою спрощення не враховується той факт, що при трохпролетній плиті перекриття рівномірно розподілені по всій поверхні навантаження будуть передаватися на середню балку з коефіцієнтом 1,1. Прийнято, що навантаження розподіляється рівномірно, як це мало місце би в найбільш поширених однопрогонових та багатопрогонових схемах плит.

### Етап зведення

При визначенні розрахункового сполучення зусиль на етапі зведення використовуємо більш несприятливу комбінацію, відповідно до формули 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \times g_{k,sup} + 1,5 \times q_{k,1} + 1,5 \times q_{k,2} + 1,5 \times q_{k,3}$$

**Етап експлуатації**

Для визначення найбільш несприятливого сполучення навантажень на етапі експлуатації розрахунок слід виконувати за двома виразами (Формула 6.10а , 6.10b ДСТУ-Н Б EN 1990 ):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P p + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (4,0 + 0,8) = 9,72 \text{ кН/м}^2$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P p + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot (4,0 + 0,8) = 11,18 \text{ кН/м}^2$$

Приймаємо для розрахунку найбільш несприятливий значення  $q_{Ed} = 11,18 \text{ кН/м}^2$ .

**ГРАНИЧНІ СТАНИ З ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ (ДРУГА ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)**

Для балок, як і інших прогонових конструкцій, основними визначальними критеріями придатності до нормальної експлуатації є параметри прогинів. Основні розрахункові комбінації для граничних станів експлуатаційної придатності представлені характеристичними і частими. На етапі експлуатації навантаження додатково слід поділяти по тривалості їх впливу, оскільки сталезалізобетонні елементи вимагають урахування тривалих ефектів.

**Етап зведення**

На етапі зведення прогин балки від власної ваги і навантаження від бетонної суміші є незворотнім станом, і тому при його розрахунку використовується характеристична комбінація постійних і змінних навантажень:

$$g_{k,sup} + q_{k,3}$$

$$0,38 + 2,17 = 2,55 \text{ кН/м}^2$$

**Етап експлуатації**

Постійні навантаження на сталезалізобетонну балку:

$$g_k = 3,47 \text{ кН/м}^2$$

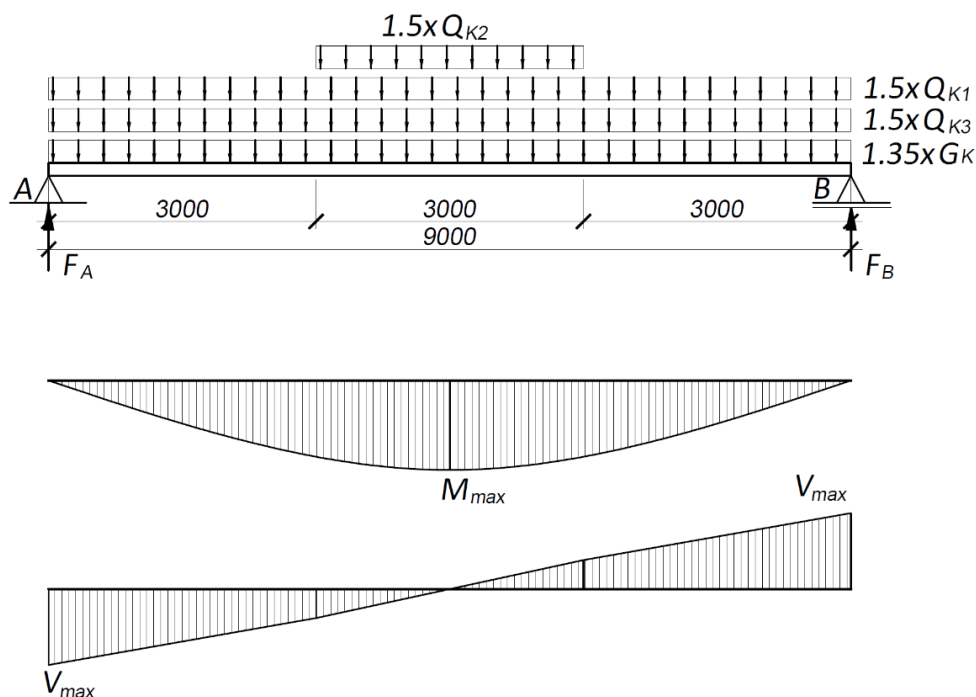
Тимчасові навантаження на сталезалізобетонну балку:

$$q_k = 4,0 + 0,8 = 4,8 \text{ кН/м}^2$$

**РОЗРАХУНОК ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ І ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ ПЕРЕВІРКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ (ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)****Етап зведення**

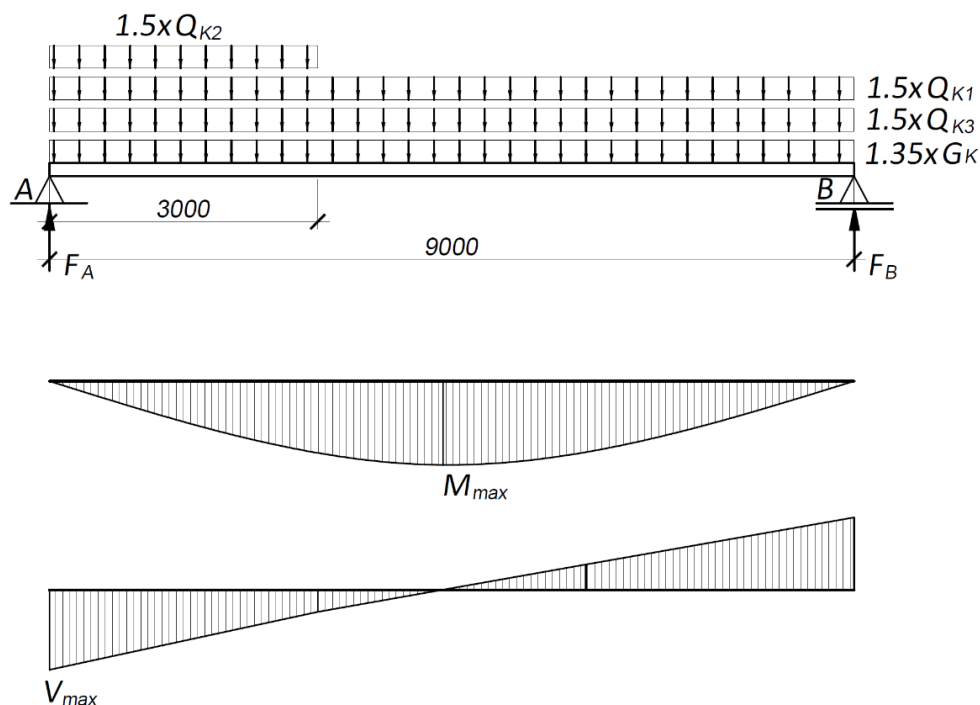
Для визначення максимально можливих зусиль у балці на етапі зведення розглянемо дві схеми з розташуванням робочої зони по середині прольоту (для отримання максимального згинального моменту) і на опорі (для отримання максимального поперечного зусилля).





**Рис. 5.32.** Розрахункова схема балки і еюра згинальних моментів і поперечних сил у балці на етапі зведення при завантаженні корисним навантаженням зі збільшенням у середині прольоту

$$M_{max} = 167,61 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 71,12 \text{ кН};$$



**Рис. 5.33.** Розрахункова схема балки і еюра згинальних моментів і поперечних сил у балці на етапі зведення при завантаженні корисним навантаженням зі збільшенням у першій частині прольоту

$$M_{max} = 156,32 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 74,49 \text{ кН};$$

Таким чином, для розрахунку балки на етапі зведення приймаємо наступні значення внутрішніх зусиль:

$$M_{Ed} = 167,61 \text{ кНм}; \quad V_{Ed} = 74,49 \text{ кН};$$

### Етап експлуатації

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times b \times L^2}{8} = \frac{11,18 \times 3 \times 9^2}{8} = 339,59 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times b \times L}{2} = \frac{11,18 \times 3 \times 9}{2} = 150,93 \text{ кН}$$

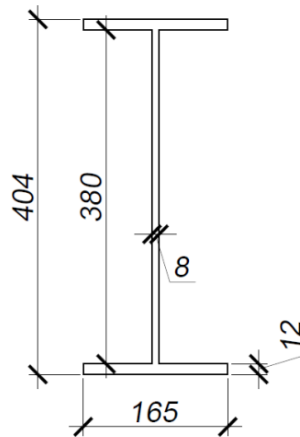


Рис. 5.34. Схема перерізу балки

### Характеристики сталевого перерізу

Загальна висота  $h_a = 404$  мм

Висота стінки  $h_w = 380$  мм

Ширина полиці  $b_f = 165$  мм

Товщина стінки  $t_w = 8$  мм

Товщина полиці  $t_f = 12$  мм

Площа поперечного перерізу  $A_a = 70,0$  см<sup>2</sup>

Момент інерції відносно вісі (y-y)  $I_y = 18\,875,6$  см<sup>4</sup>

Момент інерції відносно вісі (z-z)  $I_z = 900,1$  см<sup>4</sup>

Момент інерції при вільному крученні  $I_t = 25,49$  см<sup>4</sup>

Секторальний момент інерції  $I_w = 344\,720$  см<sup>6</sup>

Момент опору перерізу в пружній стадії відносно вісі (y-y)  $W_{el,y} = 934,4$  см<sup>3</sup>

Момент опору перерізу в пластичній стадії відносно вісі (y-y)  $W_{pl,y} = 1064,94$  см<sup>3</sup>

Радіус інерції відносно вісі (y-y)  $i_y = 16,42$  см

Модуль пружності  $E = 210\,000$  Н/мм<sup>2</sup>

Модуль зсуву  $G = 81\,000$  Н/мм<sup>2</sup>

### Класифікація поперечного перерізу

Для визначення класу перерізу знаходимо значення коефіцієнту  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Для стиснутої полиці (Таблиця 5.2 (лист 2 із 3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 )

$$c = \frac{b_f - t_w - 2 \times k_f}{2} = \frac{165 - 8 - 2 \times 6}{2} = 72,5 \text{ мм}$$

Величина катету поясного шва  $k_f$  прийнята рівною 6 мм.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75}{12} = 6,25$$

Граничне відношення звису до товщини повністю стиснутої полиці для 1-го класу перерізів складає :

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \times 1 = 9,0$$

Перевірка умови:

$$6,25 < 9,0.$$

Таким чином, в поперечному перерізі балки полиця відноситься до 1-го класу.

### Згинана стінка

На етапі зведення сталевий профіль працює на згин, а на етапі експлуатації, завдяки стисненню бетонної полиці, розміри стиснутої зони стінки зменшаться. Тому клас перерізу в даному випадку можна визначити для стану згину, в якому (Таблиця 5.2 (лист 2 із 3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$c = h - 2 \times t_f - 2 \times k_f = 404 - 2 \times 12 - 2 \times 6 = 368 \text{ мм}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{368}{8} = 46$$

Граничне співвідношення висоти до товщини зігнутої стінки для 1-го класу перерізів складає:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \times 1 = 72$$

Перевірка умови:

$$46 < 72$$

Отже, в умовах вигину стінка балки настилу відноситься до 1-го класу перерізів. Переріз класифікується за найгіршим класу його складових частин, а оскільки в даному випадку всі елементи перерізу відносяться до 1-го класу, то і переріз, в цілому, класифікується як переріз Класу 1.

### ПЕРЕВІРКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕВОГО ПРОФІЛЮ НА ЕТАПІ ЗВЕДЕННЯ

#### Перевірка несучої здатності балки на згин

Критерій несучої здатності на згин полягає в контролі дотримання нерівності (6.2.5 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Для поперечних перерізів 1-го класу (6.2.5 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Підстановка геометричних характеристик профілю і значення межі текучості сталі дає можливість визначити значення несучої здатності на згин:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1064,94 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 250,3 \text{ кНм}$$

Перевірка дотримання умови:

$$\frac{167,61}{250,3} = 0,67 < 1,0$$

Отже, міцність поперечного перерізу сталевго профілю на згин в умовах монтажу забезпечена.

### Перевірка несучої здатності перерізу балки на зсув

Перевірка несучої здатності сталевго перерізу на зсув полягає в контролі виконання наступної умови (6.2.6 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

При відсутності крутіння, розрахункове значення несучої здатності на зсув в пластичній стадії визначається виразом (6.2.6 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Площа зсуву  $A_v$  для зварного двотаврового перерізу при навантаженні, що діє паралельно стінці:

$$A_v = 1,2 \times \sum (h_w \times t_w) = 1,2 \times 380 \times 8 = 3648 \text{ мм}^2$$

З урахуванням підстановок, значення несучої здатності поперечного перерізу балки на зсув в пластичній стадії складає:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3648 \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} \times 10^{-3} = 495,0 \text{ кН}$$

Перевірка умови:

$$\frac{74,49}{495,0} = 0,15 \leq 1,0$$

Таким чином, несуча здатність поперечного перерізу сталевго профілю на зсув в умовах монтажу забезпечена.

Місцева стійкість стінок при зсуві вважається забезпеченою без установки ребер жорсткості в тому випадку, якщо виконується умова (6.2.6 (6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Для сталі S235 допускається прийняти або  $\eta = 1,2$ , або  $\eta = 1,0$ . Більш суворе обмеження має вигляд:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{8} = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60 \times 1 = 60$$

Оскільки умова виконується, враховувати втрату стійкості стінки від дії зусиль зсуву не вимагається.

### Перевірка несучої здатності перерізу балки при спільній дії згинального моменту і поперечної сили

Оскільки балка є шарнірно опертою, комбінації згинального моменту і поперечної сили в одному критичному перерізі не виникає. Також виконуються умови  $V_{Ed} = 74,49 < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 495,0 = 247,5$  кН і  $h_w / t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$ ; це означає, що впливом поперечного зусилля і втратою стійкості стінки можна знехтувати (6.2.8 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1).

### Перевірка стійкості плоскої форми згину

Розрахункову несучу здатність по стійкості плоскої форми згину не розкріпленої з площини сталеві балки із поперечними перерізами класу 1, 2 або 3 і з постійним по довжині сталевим перерізом слід визначати по Формулі (6.3.2.1 (3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

В даному випадку переріз балки відноситься до Класу 1, для якого  $W_y = W_{pl,y}$ .

Для визначення понижуючого коефіцієнта  $\chi_{LT}$ , в першу чергу слід розрахувати значення граничного моменту втрати стійкості в пружній стадії  $M_{cr}$ . Для перерізів з двома вісями симетрії:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + [C_2 \times z_g]^2} - C_2 \times z_g \right\}$$

Значення коефіцієнтів розрахункової довжини для шарнірного закріплення в запас приймаються рівними  $k = 1,0$  і  $k_w = 1,0$ .

Для шарнірно опертої балки з рівномірно розподіленим навантаженням при  $k = 1,0$  значення коефіцієнтів рівні  $C_1 = 1,132$  та  $C_2 = 0,459$ .

Навантаження виникає під дією ваги профнастилу і впливає на верхню полицю балки. Отже, значення координати точки прикладання навантаження відносно центра згину складає:

$$z_g = \frac{h_a}{2} = \frac{404}{2} = 202 \text{ мм}$$

Підстановка всіх значень дозволяє визначити критичний момент:

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \times 210000 \times 900,1 \times 10^4}{(1,0 \times 9000)^2} \times 10^{-6} \times$$

$$x \left\{ \sqrt{\left( \frac{1,0}{1,0} \right)^2 \times \frac{344720 \times 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \times 9000)^2 \times 81000 \times 25,49}{\pi^2 \times 210000 \times 900,1} + [0,459 \times 202]^2} - 0,459 \times 202 \right\} = 72,14 \text{ кНм}$$

Звідси значення умовної гнучкості балки рівне (6.3.2.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1064,94 \times 235}{72,14 \times 10^3}} = 1,86 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

Оскільки в якості профілю балки прийнятий зварний двутавр з двома осями симетрії, його прокатні та еквівалентні зварні перерізи можна розрахувати більш точно.

Для таких перерізів, відповідно до Таблиці 5.5, при співвідношенні розмірів (Таблиця 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)  $h/b = 404/160 = 2,53 > 2$  приймається крива стійкості  $d$ , що відповідає значенню коефіцієнта недосконалості  $\alpha_{LT} = 0,76$

Тоді, по формулі для прокатних і еквівалентних зварних перерізів (6.3.2.3 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1):

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \times \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,76 \times (1,86 - 0,4) + 0,75 \times 1,86^2] = 2,35$$

Значення понижуючого коефіцієнта в такому випадку дорівнює:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \times \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{но} \left\{ \begin{array}{l} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,86^2} = 0,29 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,35 + \sqrt{2,35^2 - 0,75 \times 1,86^2}} = 0,25$$

Умови  $\chi_{LT} = 0,25 < 1,0$  і  $\chi_{LT} = 0,25 < 0,29$  виконуються, а отже, в розрахунок приймається значення  $\chi_{LT} = 0,25$ .

Врахування характеру розподілу моменту в балці дозволяє підвищити її несучу здатність. Для рівномірно навантаженої шарнірно опертої балки значення поправочного коефіцієнта складає  $k_c = 0,94$  (6.3.2.3 (2) і Таблиця 6.6 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - k_c) \times [1 - 2,0 \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2], \text{але } f \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - 0,94) \times [1 - 2,0 \times (1,86 - 0,8)^2] = 1,04$$

Відповідно, в даному випадку підвищення не відбувається, і несучих здатність по втраті стійкості плоскої форми згину балки виявляється рівною:

$$M_{b,Rd} = 0,25 \times \frac{1064,94 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 62,57 \text{ кНм}$$

Перевірка умови:

$$\frac{167,61}{62,57} = 2,68 > 1,0$$

Умова стійкості не виконується. Необхідно додатково розкріпити балку від втрати стійкості під час бетонування, що рекомендується робити за допомогою використання тимчасових або функціональних в'язевих елементів. Приймаємо розкріплення балки з кроком 3 м, що відповідає  $k = 0,33 < 0,5$ . Коефіцієнти  $C_1$  і  $C_2$ , при використанні мінімального табличного значення  $k = 0,5$ , приймаємо рівними 0,972 і 0,304, відповідно.

Тоді:

$$M_{cr} = 0,972 \frac{\pi^2 \times 210000 \times 900,1 \times 10^4}{(1,0 \times 3000)^2} \times 10^{-6} x$$

$$x \left\{ \sqrt{\left( \frac{0,33}{1,0} \right)^2 \times \frac{344720 \times 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \times 3000)^2 \times 81000 \times 25,49}{\pi^2 \times 210000 \times 900,1}} + [0,304 \times 202]^2 - 0,304 \times 202 \right\} = 145,78 \text{ кНм}$$

Практика показує, що значення  $M_{cr}$  у високому ступені залежить від рівня розкріплення відносно стиснутого пояса балки. Для розглянутої балки з розкріпленням через 3 м, розрахунок по скінчено-елементної моделі показує наступні значення  $M_{cr}$  в залежності від відстані установки в'язей відносно стиснутого пояса:



Рівень проствалання в'язей відносно стиснутого пояса $z_b$	Критичний момент втрати стійкості плоскої форми вигину $M_{cr}$ , кНм
0 (в рівні верхнього пояса)	525,5
$h/4$	396,9
$h/2$ (в рівні вісі двутавра)	149,9

За результатами розрахунку видно, що значення, яке було визначено з використанням стандартного виразу, приблизно відповідає поперечному розкріпленню в рівні осі двутавра. Такий підхід може завищити вимоги до перерізу і негативно позначитися на ресурсоемності конструкції.

На додаток, можна врахувати роботу діафрагми настилу, яка кріпиться в рівні верхнього пояса і в залежності від жорсткості здатна забезпечити стан аж до повного розкріплення даної балки на етапі зведення. Таке розрахункове припущення, проте, обов'язково повинно зазначитись в проектній документації і контролюватися при виконанні робіт по кріпленню настилу до балок. Більш докладно розрахунок діафрагми настилу описаний в публікаціях УЦСБ «Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» Е.Вей, М.Хэйвуд, Н. Беляев, А.Билык, С.Билык – К.: УЦСБ, «НПП Интерсервіс», 2015. - 95с. та «Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В рамках даного прикладу далі приймається розкріплення балки зв'язками в рівні  $h/4$  без урахування діафрагми профнастилу.

Отже:

$$M_{cr} = 396,9 \text{ кНм}$$

Згідно 6.3.2.3 (1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 і 6.3.2.3 (2) та Таблиця 6.6 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1064,94 \times 235}{396,9 \times 10^3}} = 0,79 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,76 \times (0,79 - 0,4) + 0,75 \times 0,79^2] = 0,88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,75 \times 0,79^2}} = 0,70, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,79^2} = 1,60 \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - 0,94) \times [1 - 2,0 \times (0,79 - 0,8)^2] = 0,97 < 1$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,70}{0,97} = 0,72$$

Несуча здатність з урахуванням додаткового розкріплення:

$$M_{b,Rd} = 0,72 \times \frac{1064,94 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 180,19 \text{ кНм}$$

Перевірка умови:

$$\frac{167,61}{180,19} = 0,93 < 1,0$$

Отже, при постановці зв'язків з кроком 3 м в рівні  $h/4$  відносно верхнього стиснутого пояса і без урахування ефекту діафрагми профнастилу, балка буде досить розкріплена від втрати стійкості на етапі зведення.

### ПЕРЕВІРКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ НА ЕТАПІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

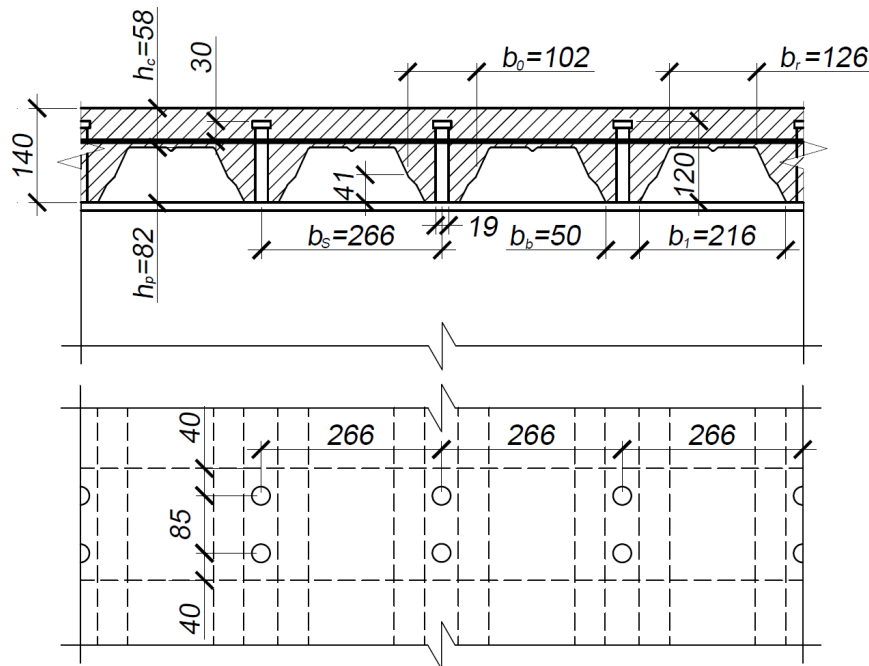


Рис. 5.35. Схема встановлення упорних гнучких анкерів болтового типу по балці

Зусилля, яке сприймається одним стад-болтом

З урахуванням співвідношення  $h_{sc} / d = 120 / 19 = 6,3 > 4$ , значення коефіцієнта  $\alpha$  при розрахунку стад-болтів приймається рівним  $\alpha = 1$ . З урахуванням даного параметра, несуча здатність стад-болта визначається меншим із значень по тілу анкерного упора і по бетону (6.6.3.1 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

Несуча здатність упора на зсув  $P_{Rd}^{(1)}$  рівна:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 450 \times \pi \times \frac{19^2}{4}}{1,25} = 81,7 \text{ кН}$$

Несуча здатність упора по зминанню бетону  $P_{Rd}^{(2)}$  рівна:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1,0 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,7 \text{ кН}$$

Таким чином, визначальне значення несучої здатності складає :

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(2)} = 73,7 \text{ кН}$$

При використанні профільованого настилу, який розташований поперек балки, показник несучої здатності на зсув з'єднувального елемента необхідно помножити на понижуючий коефіцієнт. Прийнято кількість стад-болтів у одному гофрі  $n_r = 2$ . Тоді за (6.6.4.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$k_t = \frac{0,7 \times b_0}{\sqrt{n_r} \times h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7 \times 102}{\sqrt{2} \times 82} \left( \frac{120}{82} - 1 \right) = 0,285$$

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 (6.6.4.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1; Табл. 6.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) обмежує значення коефіцієнта верхньою межею  $k_{t,max}$ , яка для  $n_r = 2$  і  $t \leq 1,0$  мм, при умові наскрізного приварювання, складає  $k_{t,max} = 0,70$ .

Умова  $k_t = 0,285 < k_{t,max} = 0,70$  виконується, а отже, в розрахунок приймається  $k_t = 0,285$ .

Розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента з урахуванням зниження дорівнює:

$$k_t P_{Rd} = 0,285 \times 73,7 = 21,0 \text{ кН}$$

Таке сильне зниження наочно демонструє одну з причин вироблення рекомендації по розташуванню профільованого настилу широкими полицями вниз, що в даному випадку не було зроблено в зв'язку з розташуванням виштамповок листа у напрямку всередину вузьких гофрів.

### Ступінь зсувного з'єднання

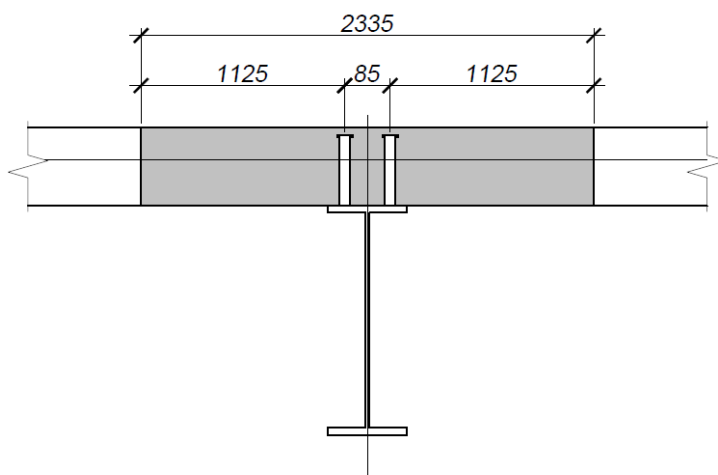
Для сталевого перерізу балки з рівними поясами при номінальній довжині стад-болтів не менше чотирьох діаметрів і при їх діаметрі в межах 16-25 мм, що відповідає даним випадком, допускається використовувати часткове зсувне з'єднання за умови обмеження його ступеню (6.6.1.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$L_e = 9 \text{ м} \leq 25 \text{ м}$$

$$\eta_{min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \times (0,75 - 0,03L_e) = 1 - \left( \frac{355}{235} \right) \times (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,27 < 0,4$$

Згідно нерівності, в розрахунок приймається  $\eta_{min} = 0,4$ .

### Визначення ефективної ширини бетонного поясу



**Рис. 5.36.** Розрахункова ширина бетонної полиці, що включається у роботу на стиск

В середині прольоту значення ефективної ширини бетонного поясу визначається по формулі (5.4.1.2 (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Для випадку, коли кількість стад-болтів в гофре складає  $n_r = 2$  з відстанню між ними  $\eta_{min} = 0,4$ :

$$b_{ei} = b_{e1} = b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ м}$$

При цьому значення  $b_{ei}$  не має перевищувати відстані  $b_i$  від з'єднувального елемента до середини кроку балок (прольоту плити):

$$b_i = \frac{b - b_0}{2} = \frac{3,0 - 0,085}{2} = 1,458 \text{ м}$$

Умова  $b_{ei} = 1,125 \text{ м} < 1,458 \text{ м}$  виконується і, відповідно, в розрахунок приймається наступне значення сумарної ширини бетонної полиці перерізу:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,085 + 1,125 + 1,125 = 2,335 \text{ м}$$

### Визначення граничного стискального зусилля при повному використанні бетонної полиці

Розрахункова міцність бетону:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ Н/мм}^2$$

Максимальне стискаюче зусилля в бетонній полиці:

$$N_{c,f} = 0,85 \times f_{cd} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,85 \times 16,7 \times 2335 \times 58 \times 10^{-3} = 1922,4 \text{ кН}$$

### Визначення зусилля розтягування в сталевому перерізі

$$N_{pl,a} = f_y A_a = 235 \times 70,0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1645,0 \text{ кН}$$

### Визначення несучої здатності з'єднувальних елементів

В даному випадку крок хвилі профільованого настилу складає  $b_s = 266 \text{ мм}$ . Відповідно, при установці в кожній хвилі двох рядів стад-болтів, їх кількість на половину прольоту становитиме:

$$n = 2 \times \frac{L_e}{2 \times b_s} = 2 \times \frac{9}{2 \times 0,266} = 33 \text{ шт.}$$

Загальна несуча здатність з'єднувальних елементів на половині прольоту складає :

$$N_c = n \times P_{Rd} = 33 \times 21,0 = 693,0 \text{ кН}$$

### Перевірка достатності зсувного з'єднання

В умовах повного зсувного з'єднання при  $N_{c,f} = 1922,4 \text{ кН} > N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$ , нейтральна вісь була би розташована в межах бетонної полиці. Для забезпечення повного об'єднання в такому випадку необхідна наявність зсувного з'єднання з несучої здатністю не менше  $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$ .

Тоді значення коефіцієнту  $\eta$ , що визначає ступінь зсувного з'єднання, становитиме:

$$\eta = \frac{N_{\bar{n}}}{N_{pl,a}} = \frac{693,0}{1645,0} = 0,42 > \eta_{\text{min}} = 0,4$$

Отже, повне зсувне з'єднання не забезпечується, і замість значення  $N_{c,f}$  має використовуватися значення  $N_c$ . При це часткове зсувне з'єднання задовольняє вимогу мінімально необхідного з'єднання.

### Перевірка несучої здатності перерізу сталезалізобетонної балки на зсув

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускає розраховувати несучу здатність сталезалізобетонної балки на зсув у вертикальній площині  $V_{pl,Rd}$  як несучу здатність тільки сталевого перерізу  $V_{pl,a,Rd}$  (6.2.2.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

Несуча здатність на зсув  $V_{pl,a,Rd}$  для сталевий балки визначена в процесі проведення розрахунку для етапу зведення і складає:

$$V_{pl,a,Rd} = V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = 495,0 \text{ кН}$$

Перевірка умови з урахуванням навантажень на етапі експлуатації:

$$\frac{150,93}{495,0} = 0,30 \leq 1,0$$

Отже, несучих здатність поперечного перерізу сталезалізобетонних балки на зсув в умовах експлуатації забезпечена.

Згідно розрахунку, зробленому на етапі зведення, враховувати місцеву втрату стійкості від зусиль зсуву, не вимагається.

### Перевірка несучої здатності перерізу сталезалізобетонної балки при спільній дії згинального моменту і поперечної сили

Оскільки балка є шарнірно опертою, комбінації згинального моменту і поперечної сили в одному критичному перерізі не виникає. Також виконуються умови  $V_{Ed} = 150,93 < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 495,0 = 247,5 \text{ кН}$  і  $h_w / t_w = 47,5 \leq 60 \varepsilon = 60$ , що означає, що впливом поперечного зусилля і втратою стійкості стінки можна знехтувати (6.2.2.4 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

### Перевірка несучої здатності композитного перерізу на згин

Оскільки  $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН} > N_c = 693,0 \text{ кН}$ , нейтральна вісь сталезалізобетонного перерізу проходить в межах сталевий перерізу. У припущенні, що нейтральна вісь знаходиться в верхній полиці сталевий перерізу, ширина стиснутої зони двотавру складе:

$$x_{pl,a} = \frac{(N_{pl,a} - N_c)}{2f_y b_f} = \frac{(1645,0 - 693,0)}{2 \times 235 \times 165} \times 10^3 = 12,3 \text{ мм} > t_f = 12 \text{ мм}$$

При зазначеному припущенні ширина стислій зони перевищує фактично існуючу товщину полиці, а отже, нейтральна вісь перерізу буде проходити через стінку сталевий профілю:

$$x_{pl,a} = t_f + \frac{(t_w h_w f_y - N_c)}{2t_w f_y} = 12 + \frac{(8 \times 380 \times 235 - 693,0 \times 10^3)}{2 \times 8 \times 235} = 17,69 \text{ мм}$$

Положення центрів тяжіння стиснутих і розтягнутих частин перерізу відносно нейтральної вісі:

- для стиснутої бетонної полиці:

$$z_{c,c} = h_p + 0,5h_c + x_{pl,a} = 82 + 0,5 \times 58 + 17,69 = 128,7 \text{ мм}$$

- для стиснутої полиці сталевий перерізу :

$$z_{c,f} = x_{pl,a} - 0,5t_f = 17,69 - 0,5 \times 12 = 11,7 \text{ мм}$$

- для стиснутої ділянки стінки сталевий перерізу :

$$z_{c,w} = 0,5 \times (x_{pl,a} - t_f) = 0,5 \times (17,69 - 12) = 2,8 \text{ мм}$$

- для розтягнутої ділянки стінки сталевий перерізу :

$$z_{t,w} = 0,5 \times (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \times (380 + 12 - 17,69) = 187,2 \text{ мм}$$

- для розтягнутої нижньої полиці сталевий перерізу :

$$z_{t,f} = 0,5t_f + (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \times 12 + (380 + 12 - 17,69) = 380,3 \text{ мм}$$

Зусилля у відповідних частинах перерізу при пластичному розподілі:

- для стиснутої бетонної полиці

$$F_{c,c} = N_c = 693,0 \text{ кН}$$

- для стиснутої полиці сталевого перерізу

$$F_{c,f} = t_f b_f f_y = 12 \times 165 \times 235 \times 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

- для стиснутої ділянки стінки сталевого перерізу

$$F_{c,w} = t_w f_y (x_{pl,a} - t_f) = 8 \times 235 \times (17,69 - 12) \times 10^{-3} = 10,7 \text{ кН}$$

- для розтягнутої ділянки стінки сталевого перерізу

$$F_{t,w} = t_w f_y (h_w - x_{pl,a} + t_f) = 8 \times 235 \times (380 - 17,69 + 12) \times 10^{-3} = 703,7 \text{ кН}$$

- для розтягнутої нижньої полиці сталевого перерізу

$$F_{t,f} = t_f b_f f_y = 12 \times 165 \times 235 \times 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

Несуча здатність на згин:

$$M_{Rd} = F_{c,c} \times z_{c,c} + F_{c,f} \times z_{c,f} + F_{c,w} \times z_{c,w} + F_{t,w} \times z_{t,w} + F_{t,f} \times z_{t,f}$$

$$M_{Rd} = (693,0 \times 128,7 + 465,3 \times 11,7 + 10,7 \times 2,8 +$$

$$+ 703,7 \times 187,2 + 465,3 \times 380,3) \times 10^{-3} = 403,35 \text{ кНм}$$

Перевіряємо основну умову:

$$\frac{339,59}{403,35} = 0,84 < 1,0$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонної балки на згин в умовах експлуатації забезпечена.

### Перевірка несучої здатності сталезалізобетонної балки за критерієм стійкості плоскої форми згину

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994, полицю сталевого профілю, яка анкерується сполучними елементами в тілі залізобетонної або сталезалізобетонної плити, може вважатися поперечно розкріпленою за умови, що сама плита також стійка до такого зміщення. А балки з достатнім розкріпленням стиснутої полиці не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину (6.4.1 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 і 6.3.2.1 (2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1).

В даному випадку еюра згинальних моментів не є знакозмінною, і по всій довжині балки стиск виникає у верхній полиці перерізу, яка відповідає викладеним вимогам. Таким чином, стійкість плоскої форми вигину балки на етапі експлуатації вважається забезпеченою за конструктивними ознаками.

### Перевірка несучої здатності залізобетонної плити на поздовжній зсув. Перевірка міцності умовних стиснутих бетонних підкосів

Для запобігання руйнуванню бетонного поясу від стиснення між поперечними тріщинами повинна бути виконана така умова (6.2.4 (4) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

Коефіцієнт зниження міцності для бетону з тріщинами в умовах зсуву (6.2.2 (6) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Значення кута нахилу  $\theta$  між віссю балки і поперечними тріщинами (умовними стиснутими підкосами) допускається приймати в діапазоні від  $26,5^\circ$  до  $45^\circ$ . У загальному випадку, з міркувань зниження рівня поперечного армування, найбільш сприятливим вважається мінімальне значення кута нахилу, що, однак, підвищує вимоги до несучої здатності умовних стиснутих підкосів. Рационального результату можна досягти рішенням оберненої задачі:



$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \times v_{Ed}}{v \times f_{cd}}\right)}{2}$$

Напруження по площині поздовжнього зсуву складає (6.2.4 (3) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x}$$

в більш розгорнутій формі (див. Розділ 5.2.2.7 основного Посібника УЦСБ):

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \times \Delta x} \times \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$$

Оскільки бетонна полиця симетрична ( $A_{c1,eff} / A_{c,eff} = 1/2$ ), зусилля по площині зсуву  $\Delta F_d$  буде рівне половині зусилля поздовжнього зсуву на половині прольоту  $V_{L,Ed} / 2$ :

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \times h_f \times \Delta x}$$

Висота розрахункового перерізу буде рівна висоті бетону над настилом, а довжина  $\Delta x$  – половині прольоту.

Зусилля поздовжнього зсуву  $V_{L,Ed}$  визначається як менше з наступних значень:

$$V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_{c,f}; N_c)$$

$$V_{L,Ed} = \min(1645, 0; 1922, 4; 693, 0) = 693, 0 \text{ кН}$$

Тоді:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \times h_c \times \Delta x} = \frac{693 \times 10^3}{2 \times 58 \times 4500} = 1,33 \text{ Н/мм}^2$$

З урахуванням всіх підстановок:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \times 1,33}{0,54 \times 16,7}\right)}{2} = 8^\circ 34' < 26^\circ 30'$$

Оскільки фактичне значення необхідного кута  $\theta$  нижче мінімального нормативного значення  $26,5^\circ$ , в подальшому розрахунку приймаємо  $\theta = 26,5^\circ$ . З метою самоконтролю повторно виконаємо перевірку вже в прямій постановці завдання:

$$v_{Ed} = 1,33 \text{ Н/мм}^2 < v \times f_{cd} \times \sin\theta \cos\theta = 0,54 \times 16,7 \times \sin 26,5^\circ \cos 26,5^\circ = 3,60 \text{ Н/мм}^2$$

Отже, достатня несуча здатність полиці по стиснутому бетону забезпечена при  $\theta = 26,5^\circ$ .

### Поперечне армування для передачі зусиль поздовжнього зсуву.

В даному прикладі сталевий профнастил механічно з'єднаний з бетоном за допомогою рифів, розташованих гофрами поперек балок і укладається по трьохпролітній схемі, тобто, не має розривів над середньої балкою. При цьому прийнято, що стад-болти приварюються до сталевому профілю безпосередньо через профнастил. В такому випадку допускається підвищувати несучу здатність поперечного армування і використовувати для перевірки наступну нерівність (6.6.6.4 (5) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$\frac{A_{sf} \times f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \times f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot\theta_f}$$

Проте, на практиці зазвичай вплив профнастилу і анкерування не враховують (6.2.4 [4] ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_c}{\cot \theta}$$

Можна замінити значення  $A_{sf} / s_f$  параметром площі поперечного армування на одиницю ширини:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = A_t$$

Тоді умова необхідного рівня армування набуває вигляду:

$$A_t > \frac{v_{Ed} h_c}{f_{sd} \times \cot \theta}$$

Розрахункова межа текучості арматури:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Н/мм}^2$$

Згідно з попереднім розрахунком, по стиснутому бетону приймаємо  $\theta = 26,5^\circ$ . При підставці всіх значень мінімальна площа армування складає :

$$A_t > \frac{1,33 \times 58}{434,8 \times \cot 26,5^\circ} = 0,089 \text{ мм}^2/\text{мм} = 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймається сітка діаметром 5 мм з кроком 200 мм, для якої:

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi \times 5^2}{4 \times 200} \times 1000 = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Мінімальна площа поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{25}}{500} = 8 \times 10^{-4}$$

$$A_c = h_c \times b = 58 \times 1000 = 58000 \text{ мм}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \times A_c = 8 \times 10^{-4} \times 58000 = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Оскільки  $A_t = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$ , умови необхідного і мінімального поперечного армування виконані.

### ПЕРЕВІРКА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ З ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ ПРИДАТНОСТІ (ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)

#### Повзучість і усадка

На початковому етапі слід визначити параметри, що описують ефекти усадки і повзучості. Для визначення коефіцієнтів повзучості на різних часових проміжках  $\varphi(t, t_0)$  і значення деформації повної усадки, необхідні наступні дані:

- початковий коефіцієнт приведення  $n_0 = E_a / E_{cm} = 210000 / 31000 = 6,77$
- периметр контуру бетонного перерізу пояса, схильний до прямого атмосферного впливу:

$$u = b_{\text{eff}} = 2,335 \text{ м}$$

- умовний розмір (3.1.4 (5) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times b_{\text{eff}} \times h_c}{b_{\text{eff}}} = 2 \times h_c = 2 \times 58 = 116 \text{ мм}$$

- тимчасові проміжки для визначення ефектів повзучості (5.4.2.2 (2), (3) и (4) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$t_0 = 1$  сутки,  $t = \infty$  – для урахування ефектів усадки

$t_0 = 28$  суток,  $t = \infty$  – для постійних і тривалих завантажень

- множник повзучості в залежності від типу навантаження (5.4.2.2 (2) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$\Psi_L = 0,55$  – для ефектів усадки

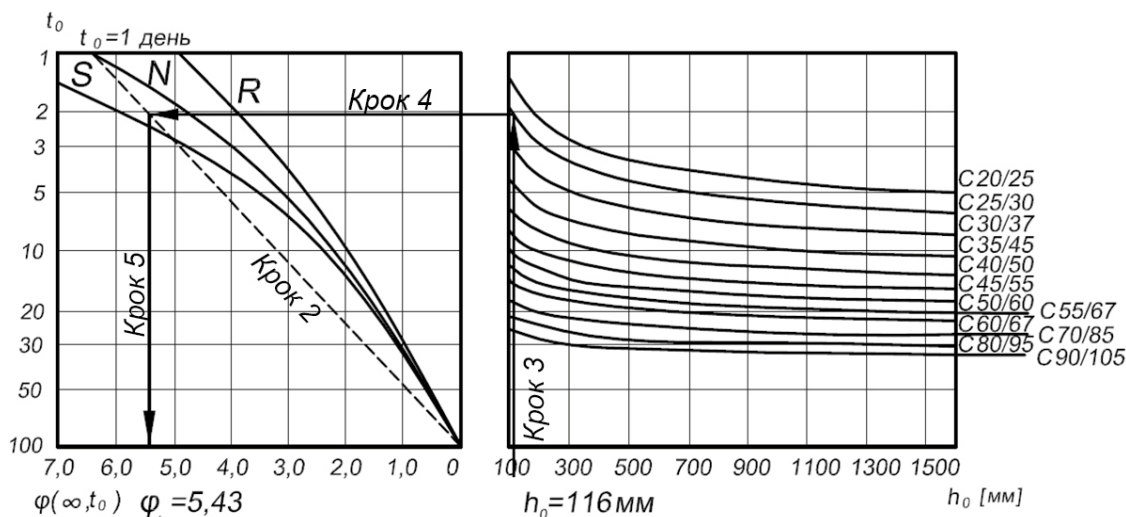
$\Psi_L = 1,1$  – для постійних навантажень

- прийнято значення відносної вологості навколишнього повітря RH 50%

- Клас бетону – C25/30

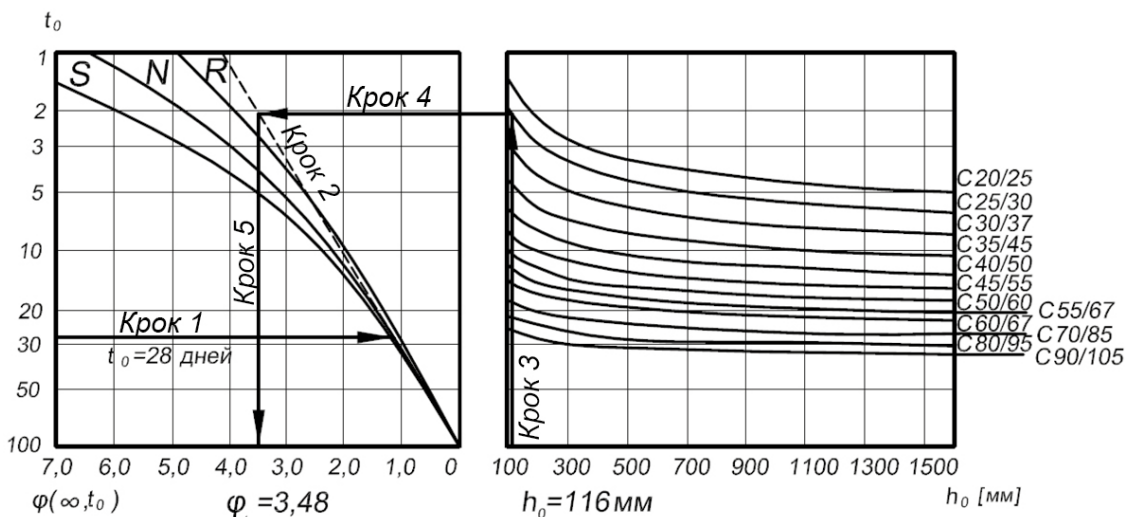
- Клас цементу по набору міцності – N (normal, нормальний)

- значення коефіцієнту повзучості для урахування ефектів усадки  $t_0 = 1$  доба,  $t = \infty$  (див. рис. нижче)



**Рис. 5.37.** Графіки визначення значень коефіцієнту повзучості для урахування ефектів усадки (Рисунок 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$\varphi_t(\infty, t_0 = 1 \text{ доба}) = 5,43$  – значення коефіцієнту повзучості для постійних і тривалих завантажень  $t_0 = 28$  діб,  $t = \infty$



**Рис. 5.38.** Графіки визначення значень коефіцієнту повзучості для урахування ефектів усадки (Рисунок 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$$\varphi_i(\infty, t_0 = 28 \text{ днів}) = 3,48.$$

Величини деформацій усадки для сталезалізобетонних конструкцій будівель можна прийняти згідно з Додатком С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 (3.1 (4) і Додаток С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1). Для звичайного бетону в умовах сухого середовища це відповідає значенню  $\varepsilon_{cs}(\infty) = 325 \times 10^{-6}$

У навчальних цілях в даному прикладі виконано порівняння зазначеного значення з повною відносною деформацією усадки, обчисленою відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Повна деформація усадки має дві складові: деформація усадки при висиханні (усушка) і аутогенна усадка (при твердінні). Таким чином, згідно з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 значення повної деформації усадки  $\varepsilon_{cs}$  визначається виразом (3.1.4 (6) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Номинальне значення вільної деформації усадки при висиханні визначається відповідно до Таблиці 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 або з використанням відповідної формули Додатку В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (Додаток В.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[ (220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH}$$

Виходячи зі значення відносної вологості навколишнього середовища RH 50% і значення RH0, рівного 100% (згідно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1), приймаємо:

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \times \left[ 1 - \left( \frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356$$

Значення середньої міцності бетону на стиск  $f_{cm}$  приймається згідно Таблиці 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (Таблиця 2.11 даної публікації) і для бетону C25/30 складає  $f_{cm} = 33$  МПа (Таблиця 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

Згідно з Додатком В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, з урахуванням типу цементу N, приймаємо:

$$f_{cm0} = 10 \text{ МПа}; \alpha_{ds1} = 4; \alpha_{ds2} = 0,12;$$

З урахуванням всіх підстановок:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \times \left[ (220 + 110 \times 4) \times \exp(-0,12 \times \frac{33}{10}) \right] \times 10^{-6} \times 1,356 = 5,12 \times 10^{-4} = \\ &= 0,51\% = 512 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

Розвиток деформації усадки при висиханні в часі описується виразом (Формула 3.9 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

Значення коефіцієнту  $\beta_{ds}$  для  $t = \infty$  рівне 1, і вираз набуває вигляду:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

Значення коефіцієнту  $k_h$ , в залежно від умовного розміру  $h_0$ , приймається по таблиці 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (Табл. 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

- для  $h_0 = 100 \text{ мм} \rightarrow k_h = 1,0$
- для  $h_0 = 200 \text{ мм} \rightarrow k_h = 0,85$

По методу лінійної інтерполяції:

$$k_h = 0,85 + \frac{200 - 116}{200 - 100} \times (1,0 - 0,85) = 0,976$$

Тоді:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,976 \times 512 \times 10^{-6} = 500 \times 10^{-6}$$

Деформації власної усадки визначаються виразом (Формула 3.11 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Значення коефіцієнту  $\beta_{as}$  для  $t = \infty$  рівне 1.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck, cube} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (30 - 10) \times 10^{-6} = 50 \times 10^{-6}$$

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускає нехтувати величиною власної усадки при розрахунку сталезалізобетонних конструкцій будівель на комбіновану дію.

Загальна відносна деформація усадки:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 500 \times 10^{-6} + 50 \times 10^{-6} = 550 \times 10^{-6}$$

Розрахунок підтверджує, що значення деформації усадки, розраховані згідно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 ( $550 \times 10^{-6}$ ), значно перевищують норми рекомендацій ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для сталезалізобетонних конструкцій ( $325 \times 10^{-6}$ ).

Надалі в розрахунок прийнято рекомендоване ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 значення  $\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$  (Додаток С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

### Ефективна жорсткість сталезалізобетонного перерізу

Величина ефективною згинальної жорсткості сталезалізобетонного перерізу  $EI_L$  при повному зсувному з'єднанні залежить від природи і тривалості дії навантаження, і визначається по формулі:

$$EI_L = E_a \times I_a + E_L \times I_c + \frac{E_a \times A_a \times E_L \times A_c}{E_a \times A_a + E_L \times A_c} \times a^2$$

Для короткочасних навантажень :

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2; I_a = 18875,6 \text{ см}^4; A_a = 70,0 \text{ см}^2;$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{233,5 \times 5,8^3}{12} = 3797 \text{ см}^4;$$

$$A_c = b_{eff} \times h = 233,5 \times 5,8 = 1354,3 \text{ см}^2.$$

Відстань між центрами тяжіння бетонної полиці і сталевого перерізу :

$$a = 0,5 \times (h_c + h_a) + h_p = 0,5 \times (5,8 + 40,4) + 8,2 = 31,3 \text{ см}$$

$$n_L = n_0 = 6,77$$

$$E_0 = \frac{E_a}{n_0} = \frac{210000}{6,77} = 31000 \text{ Н/мм}^2 = 3100 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_0$$

$$EI_0 = 21000 \times 18875,6 + 3100 \times 3797 + \frac{21000 \times 70,0 \times 3100 \times 1354,3}{21000 \times 70,0 + 3100 \times 1354,3} \times 31,3^2$$

$$EI_0 = 1474821853 \text{ кНсм}^2 = 147482 \text{ кНм}^2$$

Для постійних і тривалих навантажень :

$$n_L = n_p = n_0 \times (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \times (1 + 1,10 \times 3,48) = 32,69$$

$$E_p = \frac{E_a}{n_p} = \frac{210000}{32,69} = 6424 \text{ Н/мм}^2 = 642 \text{ кН/см}^2$$

$$E_L = E_p$$

$$EI_p = 21000 \times 18875,6 + 642 \times 3797 + \frac{21000 \times 70,0 \times 642 \times 1354,3}{21000 \times 70,0 + 642 \times 1354,3} \times 31,3^2$$

$$EI_p = 934054945 \text{ кНсм}^2 = 93405 \text{ кНм}^2$$

Вплив усадки:

$$n_L = n_s = n_0 \times (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \times (1 + 0,55 \times 5,43) = 25,15$$

$$E_s = \frac{E_a}{n_s} = \frac{210000}{25,15} = 8350 \text{ Н/мм}^2 = 835 \text{ кН/см}^2$$

$$E_L = E_s$$

$$EI_s = 21000 \times 18875,6 + 835 \times 3797 + \frac{21000 \times 70,0 \times 835 \times 1354,3}{21000 \times 70,0 + 835 \times 1354,3} \times 31,3^2$$

$$EI_s = 1025730096 \text{ кНсм}^2 = 102573 \text{ кНм}^2$$

### Прогин сталевий перерізу на етапі зведення

Величина прогину від дії характеристичної комбінації на етапі зведення :

$$e_d = b \times (g_k + q_{k,3}) = 3,0 \times (0,38 + 2,17) = 7,65 \text{ кН/м}$$

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \times \frac{e_d \times L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \times \frac{7,65 \times 9^4}{21000 \times 18875,6} \times 10^7 = 16,5 \text{ мм}$$

### Прогин сталезалізобетонної балки

Мається на увазі прогин при дії постійних навантажень без урахування ефектів повзучості за вирахуванням навантажень, врахованих на етапі зведення зведення (від впливу бетону плити, армування, профнастилу, сталевий балки). Начало завантаження у віці  $t_0 = 28$  діб.

$$G_k = b \times g_k = 3,0 \times (3,47 - 2,09 - 0,087 - 0,11 - 0,18) = 3,0 \text{ кН/м}$$

$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$ , як для короткочасного завантаження.

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \frac{G_k \times L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \times \frac{3,0 \times 9^4}{147482} \times 10^3 = 1,7 \text{ мм}$$

Прогин при дії тимчасових навантажень. Начало завантаження в віці  $t_0 = 28$  діб.

Коефіцієнт сполучень дій прийнято  $\Psi_1 = 0,7$ . (Таблиця НБ2.2 нац. Додатку ДСТУ-Н Б EN 1990)

$$Q_k = b \times \Psi_1 \times q_k = 3,0 \times 0,7 \times 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$ , оскільки завантаження є короткочасним.

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \frac{G_k \times L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \times \frac{3,0 \times 9^4}{147482} \times 10^3 = 1,7 \text{ мм}$$



Додатковий прогин в результаті повзучості при дії квазіпостійної комбінації навантажень за період часу  $t = \infty$  : начало завантаження в віці  $t_0 = 28$  діб.

Значення коефіцієнту сполучень дій прийнято  $\Psi_2 = 0,6$ . (Табл. НБ2.2 національного додатку до ДСТУ-Н Б EN 1990) .

$$e_d = b \times (g_k + \Psi_2 \times q_k) = 3,0 \times (3,47 + 0,6 \times 4,8) = 19,05 \text{ кН/м}$$

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$$

$$EI_p = 93405 \text{ кНм}^2$$

В даному випадку необхідно визначити тільки величину додаткового прогину, що виникає в результаті явища повзучості. Для цього слід розрахувати величину повного переміщення від квазістатичної комбінації навантажень і відняти від неї складову, що вноситься короткочасним ефектом:

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \times \frac{e_d \times L^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \times \frac{e_d \times L^4}{EI_0}$$

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \times \left( \frac{19,05 \times 9^4}{93405} - \frac{19,05 \times 9^4}{147482} \right) \times 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, впливом усадки на прогин сталезалізобетонних балок із застосуванням звичайних бетонів можна знехтувати в разі, якщо відношення довжини прольоту до загальної висоти не перевищує 20. У даному випадку (7.3.1 (8) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):

$$\frac{L}{h_a + h_p + h_c} = \frac{9000}{404 + 82 + 58} = 16,5 < 20$$

Умова виконується, а отже, прогин від усадки можна не враховувати і прийняти значення  $\delta_{2,3} = 0$ . Подальший розрахунок величини прогину від усадки виконаний в навчальних цілях.

Прогин від усадки бетону

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \times E_s \times A_c = 325 \times 10^{-6} \times 835 \times 1354,3 = 367,5 \text{ кН}$$

Плече моменту  $a_c$  :

$$a_c = \frac{E_a \times A_a}{E_a \times A_a + E_s \times A_c} \times a = \frac{21000 \times 70,0}{21000 \times 70,0 + 835 \times 1354,3} \times 31,3 = 17,7 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \times a_c = 367,5 \times 17,7 \times 10^{-2} = 65,0 \text{ кНм}$$

$$EI_L = EI_s = 102573 \text{ кНм}^2$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \times \frac{M_{cs} \times L^2}{EI_s} = \frac{1}{8} \times \frac{65,0 \times 9^2}{102573} \times 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Дана балка характеризується частковим з'єднанням. Стандарт ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 допускає розраховувати величини прогинів у припущенні повного з'єднання при ступені зсувного з'єднання  $\eta \geq 0,5$  і профнастилом висотою  $h_p \leq 80$  мм. (7.3.1 (4), ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

Якщо друга вимога умовно можна вважати виконаним, то ступінь зсувного з'єднання в даному випадку відноситься до досить рідкого випадку  $\eta_{min} = 0.4 < \eta = 0.42 < 0,5$ . В такому випадку слід врахувати ефект часткового взаємодії на прогин. Стандарт ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не дає докладних вказівок на цей випадок, але можна скористатися формулою, що приводиться в його попереднику ENV 1994-1-1 (у вигляді рекомендації):

$$\delta = \delta_c + \alpha(\delta_a - \delta_c) \times (1 - \eta)$$

Величина прогину  $\delta_a$  сталевого перерізу від навантажень на етапі експлуатації без урахування бетонної полиці:

$$e_d = b \times (g_k + \Psi_1 \times q_k) = 3,0 \times (3,47 + 0,7 \times 4,8) = 20,49 \text{ кН/м}$$

$$\delta_a = \frac{5}{384} \times \frac{e_d \times L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \times \frac{20,49 \times 9^4}{21000 \times 18875,6} \times 10^7 = 44,2 \text{ мм}$$

Величина прогину  $\delta_c$  сталезалізобетонної балки, отриманого на етапі експлуатації, в припущенні повного зсувного з'єднання:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3} = 1,7 + 5,8 + 6,4 + 6,4 = 20,3 \text{ мм}$$

Значення коефіцієнту  $\alpha = 0,5$  прийнято для конструкцій з тимчасовими опорами, а  $\alpha = 0,3$  – без них. В даному випадку приймається значення  $\alpha = 0,3$ .

Тоді:

$$\delta = 20,3 + 0,3 \times (44,2 - 20,3) \times (1 - 0,42) = 24,5 \text{ мм}$$

### Сумарний прогин на етапах зведення і експлуатації

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 16,5 + 24,5 = 41,0 \text{ мм.}$$

Значення гранично допустимих прогинів визначимо за методом лінійної інтерполяції, згідно з національним додатком ДСТУ-Н Б EN 1990 (Таблиця НБ.2.6 національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990).

Межове значення складає  $L / 200$  при довжині прольоту  $L = 6$  м і  $L / 250$  – при довжині прольоту  $L = 24$  м і висоті поверху понад 6 м або при довжині прольоту  $L = 12$  м і висоті поверху до 6 м включно.

Отже, при висоті поверху понад 6 м граничне значення складе  $L / 208$ , а при висоті поверху до 6 м включно –  $L / 225$ .

Отримане повне значення прогину з урахуванням ефектів усадки і повзучості складає :

$$\frac{L}{9000 / 41} = \frac{L}{220}$$

Таким чином, балка відповідає вимогам при висоті поверху понад 6 м; однак значення допустимих прогинів балки перевищуються при висоті поверху до 6 м включно.

Вишукати резерви можна, не враховуючи додатковий прогин від усадки; урахування його, згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, в даному випадку не є обов'язковою умовою і залишене на розсуд інженера.

### Перевірка прогинів за спрощеним методом

**У навчальних цілях додатково наведена процедура спрощеного розрахунок прогинів, в процесі проведення якого діють такі обмеження (5.4.2.2 (11) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):**

- конструкція не вимагає урахування геометричної нелінійності ( $\alpha_{cr} > 10$ );
- перекриття не використовується для тривалого складування;
- елементи конструкції не знаходяться під впливом попереднього напруження, зумовленого дією контрольованих деформацій.

У такому випадку і для короткочасних, і для тривалих завантажень допускається приймати єдине значення коефіцієнт а приведення:

$$n_L = \frac{2 \times E_a}{E_{cm}} = 2 \times n_0 = 2 \times 6,774 = 13,55$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{13,55} = 15500 \text{ Н/мм}^2 = 1550 \text{ кН/см}^2$$

Тоді:

$$EI = EI_0 = EI_p = 21000 \times 18875,6 + 1550 \times 3797 + \frac{21000 \times 70,0 \times 1550 \times 1354,3}{21000 \times 70,0 + 1550 \times 1354,3} \times 31,3^2$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{13,55} = 15500 \text{ Н/мм}^2 = 1550 \text{ кН/см}^2$$

Визначимо величину прогину при дії постійних навантажень з урахуванням ефекту повзучості:

$$G_k = b \times g_k = 3,0 \times 3,47 = 10,41 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \frac{G_k \times L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \times \frac{10,41 \times 9^4}{124927} \times 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Для забезпечення найбільш точного розрахунок все ж слід виключити з даного значення короточасну складову прогину від завантаженості, які вже враховані на етапі зведення. Для цієї складової приймається значення початкової згинальної жорсткості сталезалізобетонного перерізу  $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$ , визначене по коефіцієнту приведення  $n_L = n_0 = 6,77$ . Поправка вводится для навантаження  $e_d = 3,0 \times (2,09 + 0,087 + 0,11 + 0,18) = 7,40 \text{ кН/м}$ , врахованої на етапі зведення, і в запас може не враховуватися. З урахуванням цієї поправки:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \left( \frac{10,41 \times 9^4}{124927} - \frac{7,40 \times 9^4}{147482} \right) \times 10^3 = 2,8 \text{ мм}$$

**Визначимо величину прогину при дії тимчасових** навантажень з урахуванням ефекту повзучості. Приймається більше з значень коефіцієнтів сполучень для частоті і квазіпостійної комбінації навантажень  $\Psi_1 = 0,7$  (Таблиця НБ2.2

національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990):

$$Q_k = b \times \Psi_1 \times q_k = 3,0 \times 0,7 \times 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_k \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{10,08 \times 9^4}{124927} \times 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Величина прогину від усадки бетону:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \times E_{c,eff} \times A_c = 325 \times 10^{-6} \times 1550 \times 1354,3 = 682,2 \text{ кН}$$

Плече моменту  $a_c$ :

$$a_c = \frac{E_a \times A_a}{E_a \times A_a + E_s \times A_c} \times a = \frac{21000 \times 70,0}{21000 \times 70,0 + 1550 \times 1354,3} \times 31,3 = 12,9 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \times a_c = 682,2 \times 12,9 \times 10^{-2} = 88,0 \text{ кНм}$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \times \frac{M_{cs} \times L^2}{EI} = \frac{1}{8} \times \frac{88,0 \times 9^2}{124927} \times 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Отже, величина прогину  $\delta_c$  сталезалізобетонної балки, що отримується на етапі експлуатації, в припущенні повного зсувного з'єднання складає:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,3} = 2,8 + 6,9 + 7,1 = 16,8 \text{ мм}$$

Решта модифікації для отримання сумарного значення прогину виконуються аналогічно.

**Контроль напружень**

В даному випадку проведення перевірки витривалості не потрібно, і попереднє напруга відсутня. Для сталезалізобетонних балок, які задовольняють цим вимогам, Єврокод 4 допускає не виконувати перевірку напружень в рамках розрахунків за другою групою граничних станів (7.2.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

**Перевірка власної частоти коливань балки**

Для оцінки власної частоти коливань шарнірно опертої сталезалізобетонних балки можна скористатися спрощеним виразом, склад якого визначається характеристиками прогину. Прийнята величина прогину відповідає постійним навантаженням 10% і змінних навантажень на етапі експлуатації сталезалізобетонних балки.

$$e_d = b \times (g_k + 0,1 \times q_k) = 3,0 \times (3,47 + 0,1 \times 4,8) = 11,85 \text{ кН/м}$$

Для випадку проведення розрахунків на динамічні дії діє рекомендація, яка обумовить необхідність підвищення значення модуля пружності бетону до величини  $E_{c,dyn} = 1,1 \times E_{cm}$ . В даному випадку з метою спрощення ця обставина не враховується, і приймається значення згинальної жорсткості  $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$ , відповідне нагоди короткочасного завантаження. Величина прогину від зазначеної короткочасного завантаження складає:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{e_d \times L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \times \frac{11,85 \times 9^4}{147482} \times 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Згідно ISO 10137, приймаємо значення обмеження власної частоти коливань на рівні не нижче 3,5 Гц (як у випадку для офісів, адміністративних будівель).

Значення власної частоти коливань сталезалізобетонних балки як окремого елемента складає:

$$f = \frac{17,8}{\sqrt{\delta}} = \frac{17,8}{\sqrt{6,9}} = 6,5 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Для уточнення розрахунку необхідно розглянути перекриття в цілому і врахувати наявність плити, характеристики якої приймаються відповідно до попереднього прикладом. Для нерозрізної плити значення основної власної частоти коливань може оцінюватися за наступним спрощеним виразом:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{l_s^2} \times \sqrt{\frac{EI_s}{m}}$$

З попереднього прикладу приймаємо:

$$l_s = 3 \text{ м}$$

$$EI_s = 210000 \times 11,6 \times 10^6 = 2436000 \times 10^6 \text{ (Н} \times \text{мм}^2) / \text{м} = 2436 \text{ кНм}^2 / \text{м}$$

$$m = \frac{3,0 \times (3,29 + 0,1 \times 4,8)}{9,81} = 1,153 \frac{\text{кН} \times \text{с}^2}{\text{м}^2}$$

З урахуванням всіх підстановок, значення власної частоти коливань плити складає:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{3^2} \times \sqrt{\frac{2436}{1,153}} = 18,2 \text{ Гц}$$

Значення сумарної частоти коливань перекриття з урахуванням уточнення розраховується, виходячи з наступного виразу:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2} = \frac{1}{18,2^2} + \frac{1}{6,5^2} = \frac{1}{37,5}$$

Звідси:

$$f_1 = \sqrt{37,5} = 6,12 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Умова виконується, що відповідає задовільному динамічному відгуку конструкції. Як бачимо, у випадку з довгопролітними балками і короткопролітними плитами, складова плити в сумарною власній частоті коливань перекриття незначна, тому в таких випадках з метою спрощення її часто не враховують.

### Контроль розкриття тріщин

**Для шарнірно опертих однопрогонових сталезалізобетонних балок навіть при нерозрізній схемою плит теоретично відсутня необхідність контролю ширини розкриття тріщин. Однак для забезпечення тріщиностійкості конструктивно площа арматури в межах ефективної ширини бетонної полиці повинна становити не менше (7.4.1 (4) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1):**

- 0,4% площі перерізу бетону конструкцій, що зводяться із застосуванням тимчасових опор;
- 0,2% площі перерізу бетону конструкцій без тимчасових опор.

В даному випадку тимчасові опори не застосовуються, і достатнім вважається конструктивне армування в 0,2%.

З метою спрощення, при проведенні розрахунків легше виходити з параметра ширини полиці (вимірюваної в метрах), що дасть відповідне значення питомої площі арматури.

Тоді:

$$A_{s,\min} = 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 58 = 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймається армування сіткою з діаметром стрижнів 6 мм і розмірами осередку 200x200 мм. Тоді площа армування

$$A_s = \frac{6^2 \times \pi}{4} \times \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2/\text{м} > 116 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Застосування аналогічної конструктивної сітки була потрібна для сталезалізобетонної плити в попередньому прикладі; для перекриттів з шарнірним обпиранням балок настилу характерне укладання подібної конструктивної сітки по всій площині.

### Висновки

Елементи балочної клітки є основним об'єктом оптимізації в сталезалізобетонних каркасах. Тому слід аналізувати результати розрахунку балок і виробляти оптимізацію конструкції за рахунок виключення критичних розрахункових параметрів. В даному випадку, критичними параметрами є:

- на етапі зведення: стійкість плоскої форми вигину сталевої балки при бетонуванні.  
Виключати даний критерій допускається постановкою додаткових тимчасових або функціональних в'язей на етапі зведення або врахуванням чинника континуального розкріплення стиснутого пояса балки профнастилом перекриття. Рекомендується дотримуватися другого підходу, за умови забезпечення належного контролю при виконанні робіт по кріпленню профнастилу. У разі відсутності впевненості, відповідно до технології виконання робіт рекомендується дотримуватися першого підходу.
- на етапі експлуатації: мінімальна ступінь зсувного з'єднання, міцність сталезалізобетонного перерізу на згін і обмеження граничного прогину

Існує можливість виключити всі три зазначених критерію і значно оптимізувати конструкцію. Для підвищення ефективності зсувного з'єднання в даному випадку найбільш раціональним вибором буде профнастил з більш широким гофром, або ж плита іншого типу, що дозволить поліпшити характер роботи стад-болтів. При поточній схемі використовується всього 28,5% несучої здатності стад-болтів, через що також неефективно працює бетонна полиця. Побічно підвищується несуча здатність балки на вигин, яка додатково може бути поліпшена за рахунок використання сталей підвищеної міцності. Найбільш поширеною сталлю на європейському ринку є сталь S355, яка також виготовляється в Україні. Необхідно враховувати, що оптимізація перерізу Сталевого профілю буде надавати зворотний вплив на параметр стійкості на етапі зведення (незалежно від того, чи присутній континуальній розкріплення стиснутого пояса) і величину прогинів. Що стосується прогинів, даний приклад відноситься до рідкісного випадку, коли ступінь зсувного з'єднання визначається в межах  $0,4 < \eta = 0,42 < 0,5$ , що, згідно розрахунку, негативно впливає на величину прогинів. Тому збільшення ступеня зсувного з'єднання до рівня вище  $\eta = 0,5$  дозволяє виключити складову від податливості анкерних упорів. Однак основним загальноприйнятим у світовій практиці методом виключення критерію прогинів є надання балках будівельного підйому. У загальному випадку, для однопрогонових балок, для яких критичним фактором є обмеження прогинів, слід задавати будівельний підйом на величину, відповідну величиною прогинів від постійних навантажень на етапі зведення і експлуатації. Ще один спосіб зменшення прогинів полягає у використанні нерозрізних схем, що у випадку зі сталезалізобетонними перекриттями, однак, пов'язано зі складнощами розрахунок і конструювання, а також додатковими ризиками виникнення негативних ефектів, наприклад, утворенням тріщин.

За результатами аналізу можна зробити висновок, що в даному випадку оптимального рівня ресурсоемності можна домогтися, використавши такі прийоми: урахування розкріплення сталевого профілю профнастилом на етапі зведення, використання профнастилу з більш широким нижнім гофром або плити іншого типу, підвищення класу сталі перерізу до S355 і надання балці будівельного підйому.



1. «Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 и национальными приложениями Украины» (Н. Беляев, А. Билык, О. Постернак, К. Калафат),/ К.: УЦСБ 2020 – 500 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-215:2016 «Розрахунок і конструювання сталеалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам».
3. ДСТУ Б В.2.6-216:2016 «Розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталеалізобетонних конструкцій».
4. ДБН В.2.6-160:2010. «Сталеалізобетонні конструкції основні положення».
5. А.С. Білик, В.В. Куцевич, С.С. Кисіль К.В. Калафат «Принципи архітектурно-планувальної організації багатоповерхових автостоянок»: посібник, К.: КНУТД, КНУБА УЦСБ, 2019.– 184 с.
6. «Ефективні сталеві рішення для будівництва паркінгу в мегаполісі» (А. Білик, Е. Ковалевська, С. Бондарчук)/К.: УЦСБ – 2016.
7. Hoesch Additive Floor® Technical information The easily mounted floor system for large spans 1-16.
8. «Паркінги на основі сталюого каркаса» Е.Ясин, Н.Беляев, К.Калафат.
9. ДСТУ-Н Б EN 1990 «Основы проектирования конструкций».
10. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 «Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки».
11. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 «Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара».
12. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 «Общие воздействия. Воздействия на этапе возведения».
13. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 «Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий».
14. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий».
15. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость (EN 1993-1-2:2005, IDT)».
16. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов».
17. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Проектирование соединений (EN 1993-1-8:2005, IDT)».
18. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий».
19. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила. Расчет конструкций на огнестойкость».
20. ДСТУ Б В.1.1-17:2007 «Защита от пожара. Огнезащитные покрытия для строительных несущих металлических конструкций. Метод определения огнезащитной способности (ENV 13381-4:2002)».
21. D. Dujmovic, B. Androic, I. Lukacevic «Composite structures according to Eurocode 4. Worked Examples».
22. R. P. Johnson «Composite structures of steel and concrete. Volume 1. Beams, slabs, columns and frames for buildings».
23. Р. П. Джонсон «Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций», научная редакция перевода В.О. Алмазов, А.Н. Топилин, МГСУ.
24. СТО 57398459-035-2014 «Плиты перекрытий зданий и сооружений сталежелезобетонные с применением стальных профилированных листов. Нормы проектирования».
25. СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу».

26. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения» (Проект).
27. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Монолитные железобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом» (Проект).
28. ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом».
29. И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Е. Бимбад, М.Г. Томильцев «Монолитные перекрытия зданий и сооружений».
30. SCI Publication P300, J.W. Rackham, G.H. Couchman, S.J. Hicks «Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction».
31. SCI Publication P359, W.I. Simms, A.F. Hughes «Composite design of steel framed buildings».
32. G. Hanswille «Eurocode 4. Composite columns».
33. BCSA Publication №37/04 «Code of practice for metal decking and stud welding».
34. BCSA Publication №44/07 «BCSA Guide to the installation of deep decking».
35. SCI Publication P355, R.M. Lawson, S.J. Hicks «Design of composite beams with large web openings».
36. S. Hicks «EN1994 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Composite slabs».
37. ASC Steel Deck catalogue «Composite deck and non-composite deck».
38. A. Rodega Garcia «Design of composite beams using light steel sections».
39. К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».
40. Л.Н. Вахитова, К.В. Калафат «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017».
41. Н.А. Беляев «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».
42. «Розрахунок несучих та огорожуючих конструкцій зі сталевих холодноформованих профілів у відповідності з Єврокодом 3» / К.: УЦСБ.
43. «Розрахунок елементів із сталевих холодноформованих профілів у відповідності з Єврокодом 3» / К.: УЦСБ.

Навчально-методичне видання

## **ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ АВТОСТОЯНОК**

Методичні рекомендації  
до практичних занять з дисципліни цільової підготовки  
для студентів спеціальності 7.092101  
«Промислове і цивільне будівництво»

автори:

**Артем Білик**, к.т.н., доц. кафедри Металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури, керівник підкомітету технічного комітету ТК 301 при Мінрегіоні України, серт.інж.

**Алекс Сандлерс**, серт. інж., Schreiber Stahlbau GmbH, Hilden, Germany.

**Микита Беляєв**, серт. інж., BM Prefab Engineering, Україна.

**Олексій Постернак**, серт. інж., ас. кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва та архітектури.



УКРАЇНСЬКИЙ ЦЕНТР  
**СТАЛЕВОГО  
БУДІВНИЦТВА**