



УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

Расчет и проектирование сталежелезобетонных балок в соответствии с EN 1994-1-1

Постернак О.М., аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций

Семинар
«Расчет стальных конструкций в соответствии с Еврокодами»
17.06.2015

Введение.

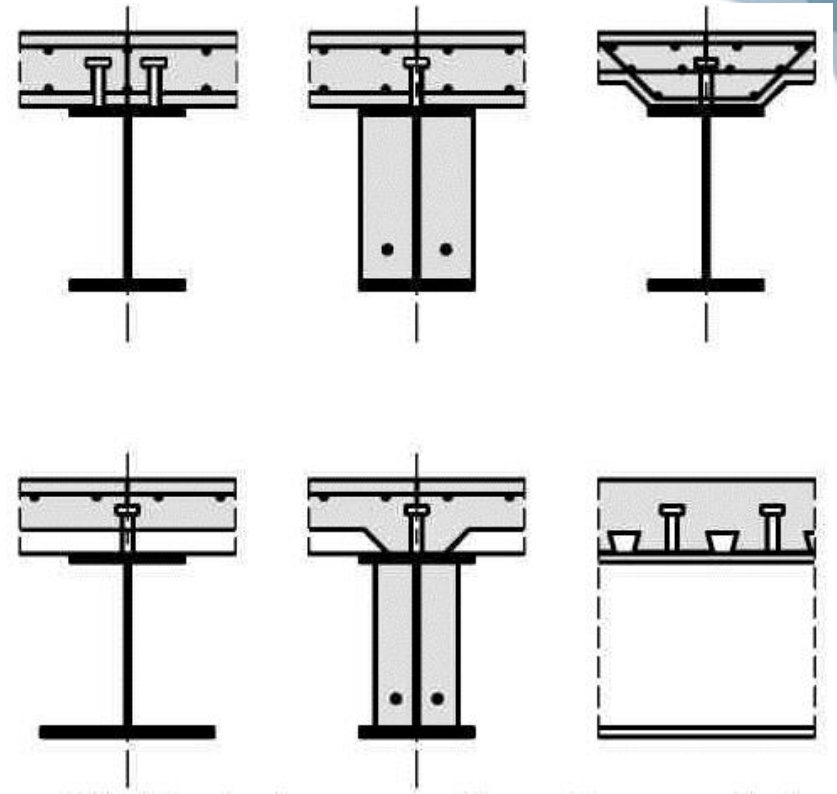
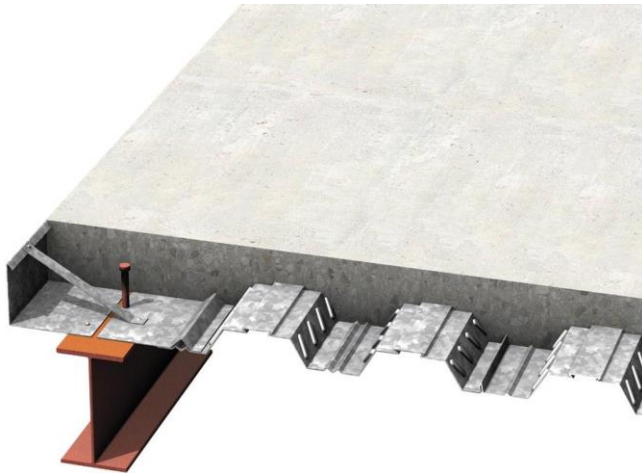


Рисунок 1 — Примеры поперечных сечения сталежелезобетонных балок

Область применения.



Рисунок 2 — Примеры использования сталежелезобетонных балок в строительстве

1 - паркинги

2 - многоэтажные коммерческие объекты

3 - пролетные строения мостов

Область применения. Преимущества

Сталежелезобетонные конструкции являются мощным инструментом повышения конкурентоспособности стальных каркасов в различных сегментах строительства, и особенно в многоэтажных коммерческих объектах. Подобная тенденция четко отслеживается на развитых рынках недвижимости Германии, США, Канады, Великобритании и т. д. Главными преимуществами сталежелезобетонных конструкций, позволяющими добиться такого эффекта, стали:

- **Высокая скорость строительства**
- **Снижение металлоемкости каркаса**
- **Большие пролеты при небольших габаритах**
- **Устойчивость каркаса**
- **Повышенная огнестойкость**
- **Снижение транспортных расходов**
- **Простота разводки инженерных сетей**

Материалы

Бетон

Характеристики свойств следует принимать для обычного бетона по EN 1992-1-1, 3.1, а для легкого бетона — по EN 1992-1-1, 11.3, если в Еврокоде 4 не оговорены другие.

Настоящая часть EN 1994 предназначена для проектирования сталежелезобетонных конструкций с применением бетона классов прочности не ниже C^{20}_{25} и LC^{20}_{22} и не выше C^{60}_{75} и LC^{60}_{66} .

Арматурная сталь

Характеристики свойств арматурной стали следует принимать по EN 1992-1-1, 3.2.

Конструкционная сталь

Характеристики свойств конструкционной стали следует определять по EN 1993-1-1, 3.1 и 3.2.

Правила настоящей части EN 1994 применимы для конструкций из стали с номинальным значением предела текучести не более 460 Н/мм².

Соединительные элементы

Требования к крепежным изделиям и сварочным материалам принимают по EN 1993-1-8.

Следует ссылаться на EN 13918.

Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий

Характеристики свойств следует принимать по EN 1993-1-3, 3.1 и 3.2.

Примечание — Рекомендуемое минимальное значение номинальной толщины t стальных листов составляет 0,70 мм.

Методы расчета

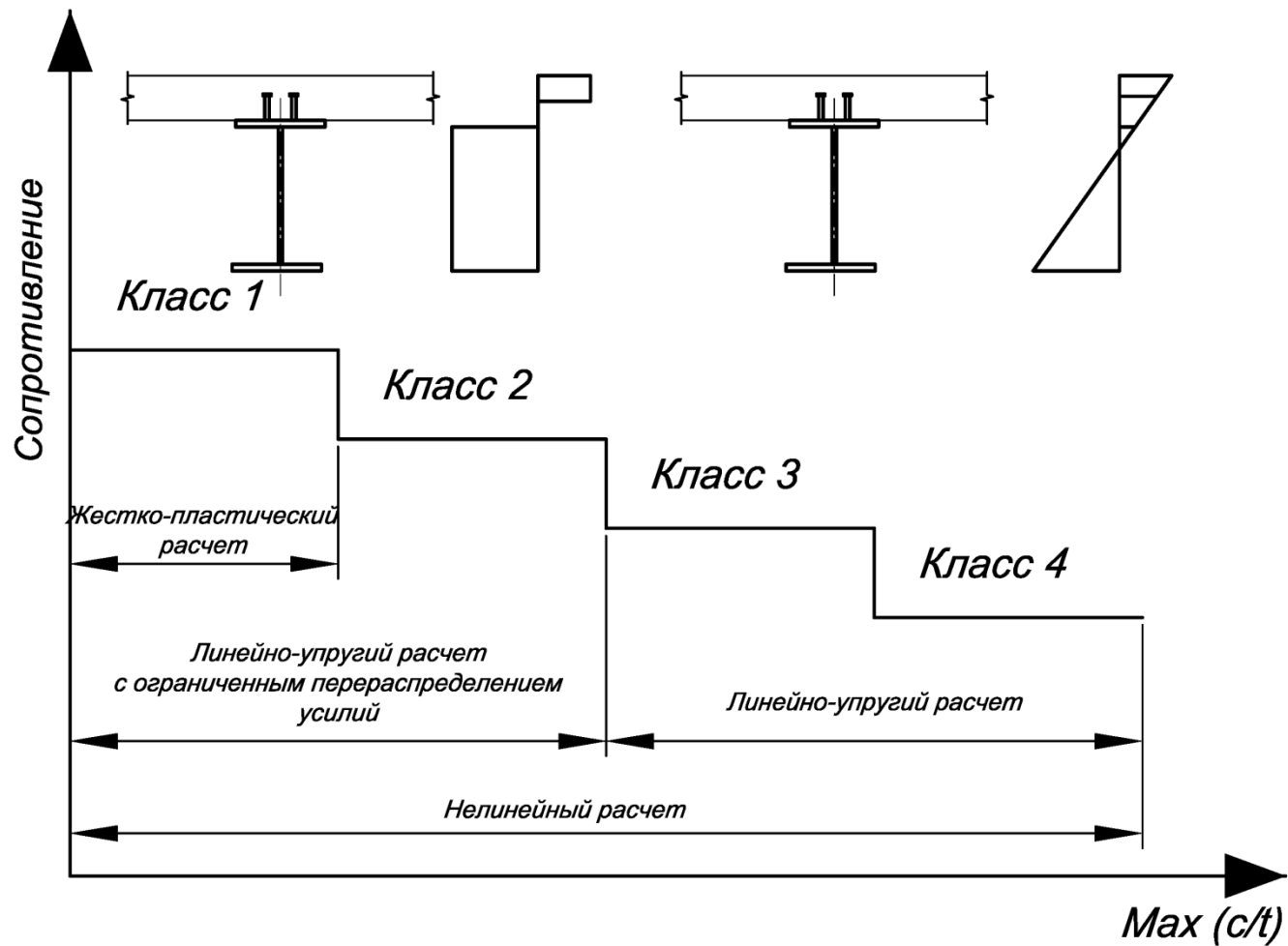


Рисунок 3 — Методы расчета

Обеспечение несущей способности

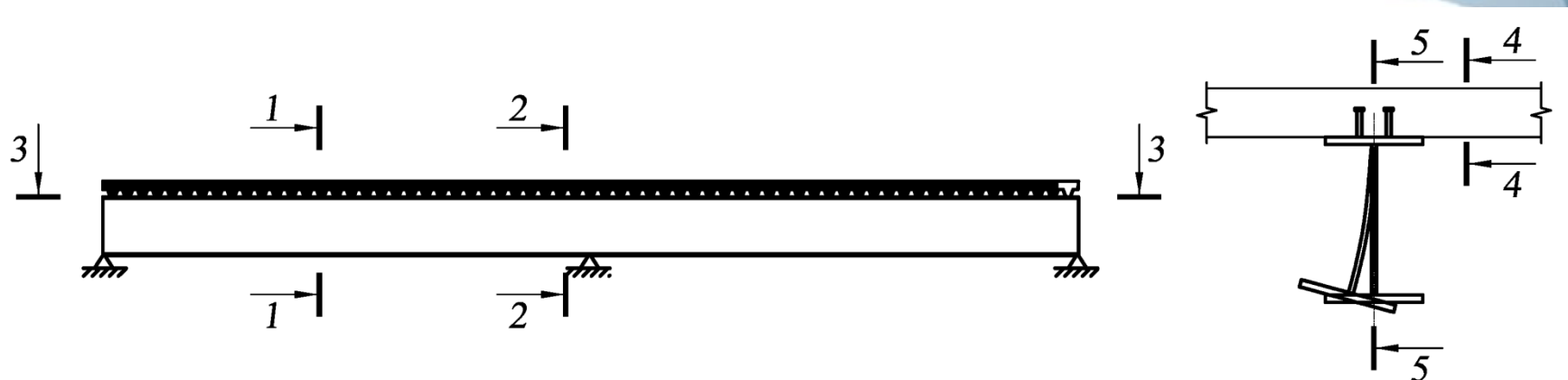


Рисунок 4 — Виды расчетных сечений

Основные проверки несущей способности композитной балки по предельным состояниям первой группы:

1. по нормальным сечениям (разрез 1-1)
2. на вертикальный срез (разрез 2-2)
3. на горизонтальный срез соединительные элементов (разрез 3-3)
4. на горизонтальный срез бетонного пояса (разрез 4-4)
5. на устойчивость плоской формы изгиба с закручиванием (разрез 5-5)

Несущая способность с полным объединением

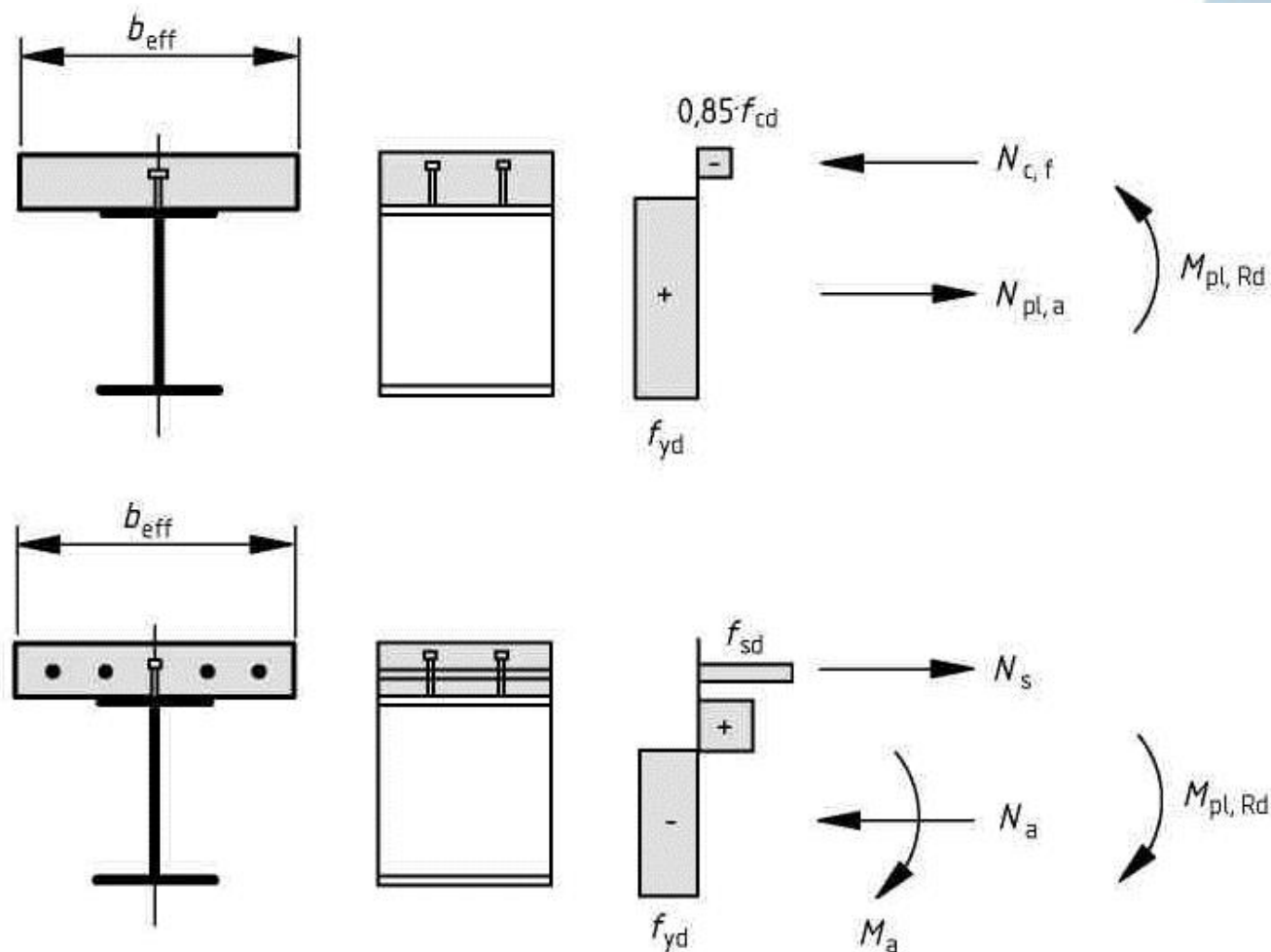


Рисунок 5 — Примеры распределения напряжений в сталежелезобетонном сечении балки с полным объединением

Расчетная несущая способность стад-болтов

Расчетную несущую способность стад-болтов на сдвиг, привариваемых автоматической сваркой в соответствии с EN 14555, следует принимать по меньшему из двух значений

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

или

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V}$$

принимая

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

$$\alpha = 1 \quad \text{— при } h_{sc}/d > 4,$$

где γ_V — частный коэффициент безопасности. Рекомендуемое значение 1,25 ;

d — диаметр стержня стад-болта, $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$;

f_u — временное сопротивление стали анкера на растяжение, но не более 500 МПа;

f_{ck} — характеристическое значение цилиндрической прочности бетона на сжатие в рассматриваемом возрасте, плотностью не менее 1750 кг/м³;

h_{sc} — общая номинальная высота стад-болта.

Расчетная несущая способность стад-болтов

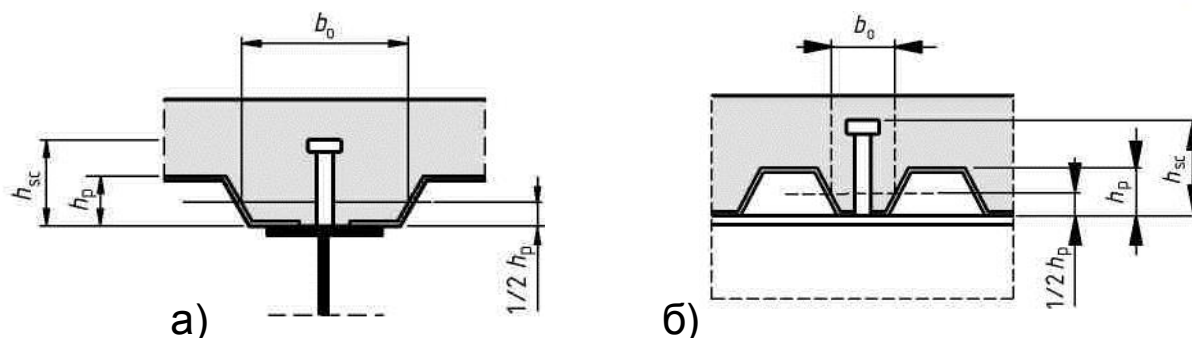


Рисунок 6 — Закрепление стад болтов в балке со стальным профлистом.

Расчетную несущую способность на сдвиг следует принимать равной несущей способности стад-болтов плиты сплошного сечения, умноженной на понижающий коэффициент , определяемый по следующей формуле:

$$k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{— для профлиста расположенного параллельно балке}$$

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), \quad \text{— для профлиста расположенного поперек балке}$$

где h_{sc} — общая высота стад-болта, но не более $h_p + 75$ мм;

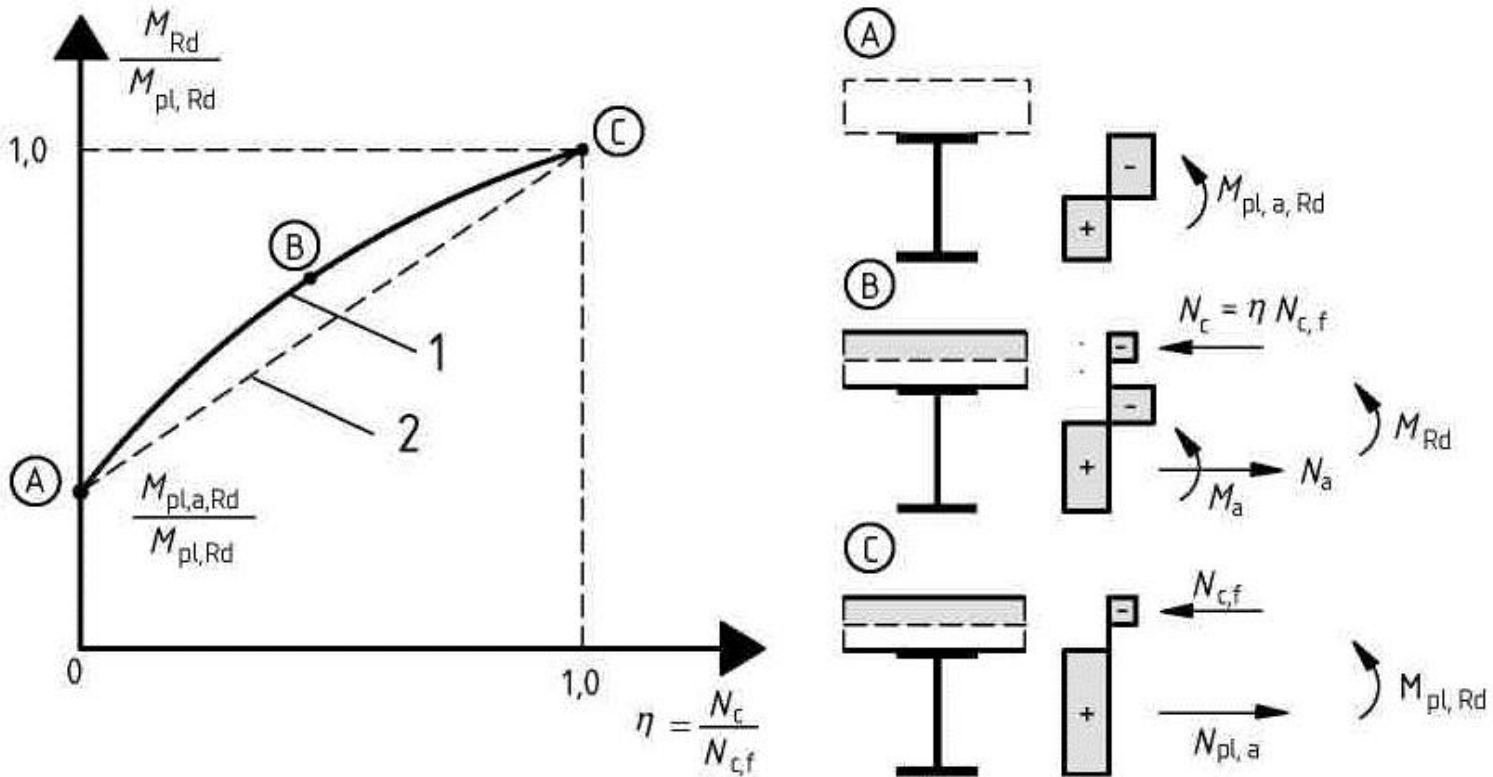
n_r — количество стад-болтов в одном гофре на пересечении с балкой, но принимаемое при расчете не более двух.

Расчетная несущая способность стад-болтов

**Таблица 1 — Верхние пределы $k_{t,max}$ для
коэффициента приведения k_t**

Количество анкеров в одном гофре	Толщина t профилированного листа, мм	Анкеры диаметром не более 20 мм, приваренные к балке через стальной профилированный лист	Профилированный лист с отверстиями и стад-болтами диаметром 19 или 22 мм
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Несущая способность с частичным объединением



1 — в пластической стадии; 2 — по упрощенному методу

Рисунок 7 — Отношение M_{Rd} к N_c (для податливых объединительных деталей)

Несущая способность с частичным объединением

При использовании податливых объединительных деталей несущую способность критического поперечного сечения балки M_{Rd} можно определить при расчете в жестко-пластической стадии

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \cdot \frac{N_c}{N_{c,f}}.$$

$$\eta = n / n_f = N_c / N_{c,f}$$

Стад-болты с головкой, общая длина которых после приварки составляет не менее четырех диаметров и со стержнем номинальным диаметром не менее 16 мм и не более 25 мм, рассматривают как гибкие анкеры при следующих ограничениях степени использования сдвигового соединения

— для стальных сечений с равными поясами

$$L_e \leq 25 \quad \eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 0,4;$$

$$L_e > 25 \quad \eta_{\min} = 1;$$

— для стальных сечений с площадью нижнего пояса в 3 раза большей площади верхнего пояса

$$L_e \leq 25 \quad \eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0,30 - 0,015L_e), \quad \eta \geq 0,4;$$

$$L_e > 25 \quad \eta_{\min} = 1;$$

Расчетная ширина железобетонной полки

Эффективную ширину бетонных полок следует определять в соответствии с нижеследующими положениями.

В сечении посередине пролета или на опоре полное значение эффективной ширины b_{eff} , см. рисунок 5.1, можно определить следующим образом:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (1)$$

где b_0 — расстояние между центрами выступающих объединительных деталей;
 $b_{ei} = L_e/8$ — значение эффективной ширины бетонного пояса с каждой стороны стенки, но не более геометрической ширины b_i .

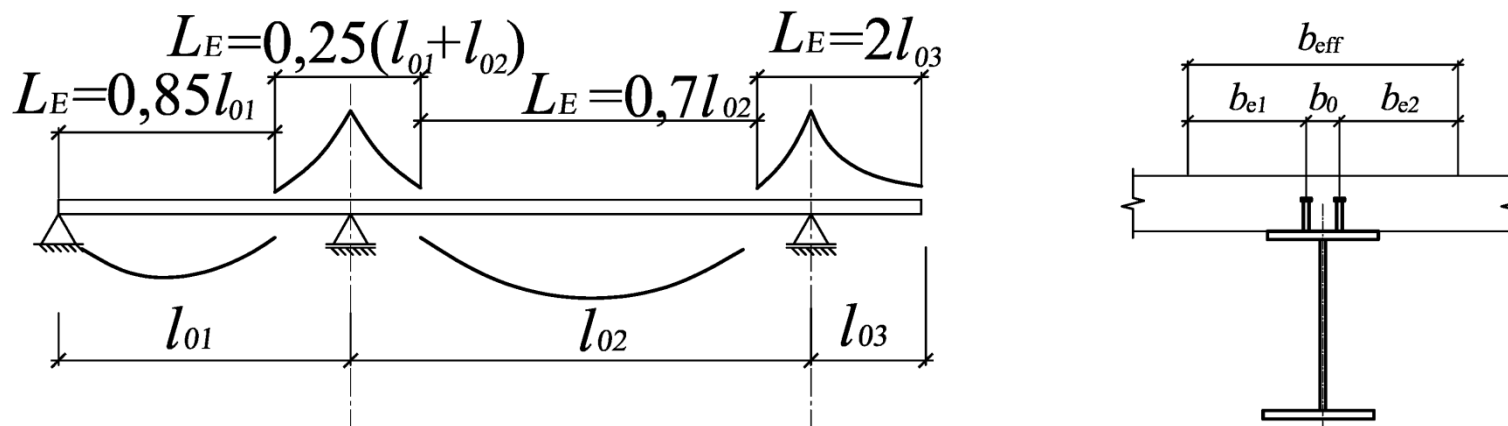


Рисунок 1. — Определение эффективной ширины пояса

Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости

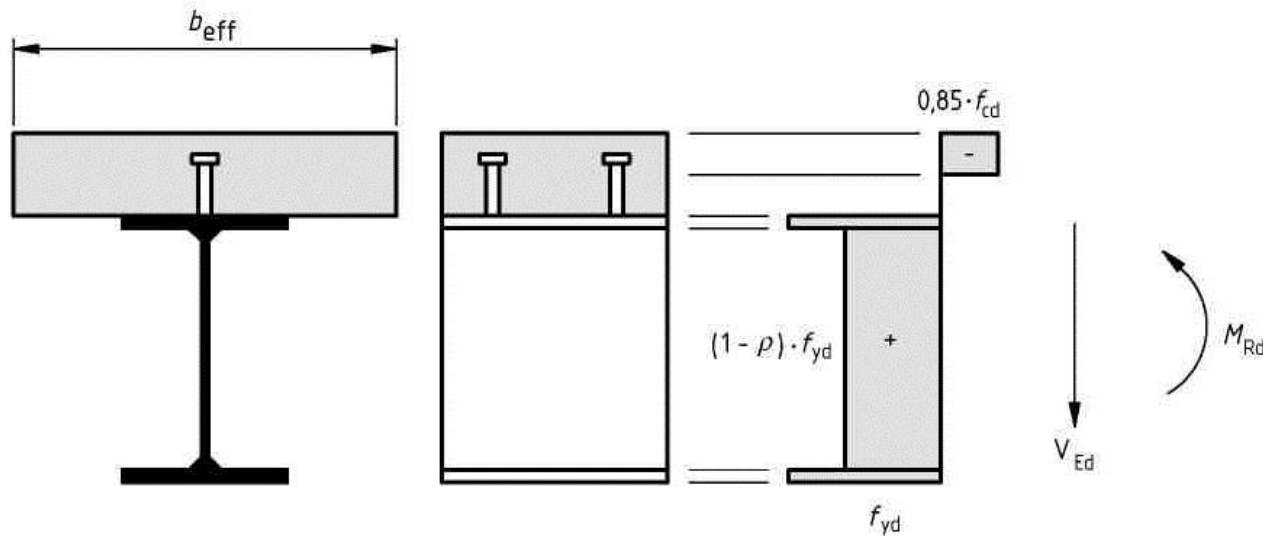


Рисунок 8 — Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости

Для поперечных сечений классов 1 и 2 влияние сдвига в вертикальной плоскости на несущую способность по изгибающему моменту можно учесть уменьшением расчетного сопротивления стали $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ в плоскости сдвига где

$$\rho = (2 V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2,$$

здесь V_{Rd} — соответствующая несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости, определяемая в соответствии с EN 1993-1-1

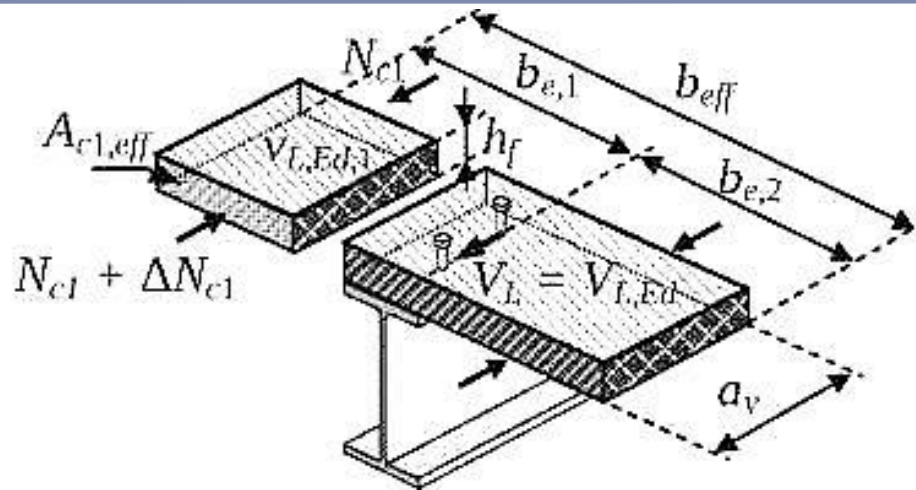


Рисунок 9 — Расчет на горизонтальный срез бетонного пояса

Сдвигающие напряжение

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_f \cdot a_v} \quad V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_c; \sum P_{Rd})$$

Несущая способность на сдвиг арматуры

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \geq v_{L,Ed} \frac{h_f}{\cot \theta} \quad 26.5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Несущая способность на сдвиг бетона

$$v_{Rd} = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \geq v_{L,Ed}$$

Устойчивость плоской формы изгиба с закручиванием

Расчетную несущую способность по устойчивости следует определять по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd}$$

где χ_{LT} — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба, зависящий от условной гибкости ;

M_{Rd} — расчетная несущая способность при отрицательном изгибающем моменте, действующим на соответствующей промежуточной опоре

Значения понижающего коэффициента χ_{LT} можно определить по EN 1993-1-1, 6.3.2.2 или 6.3.2.3.

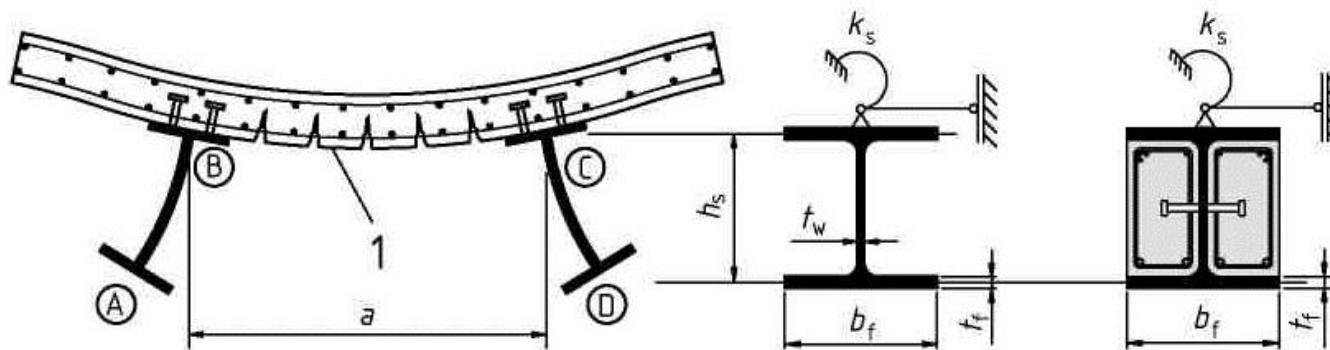
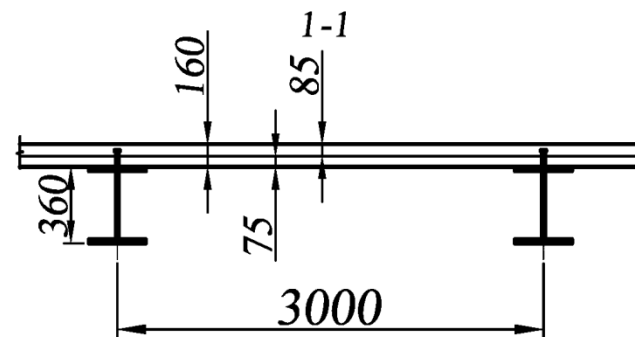
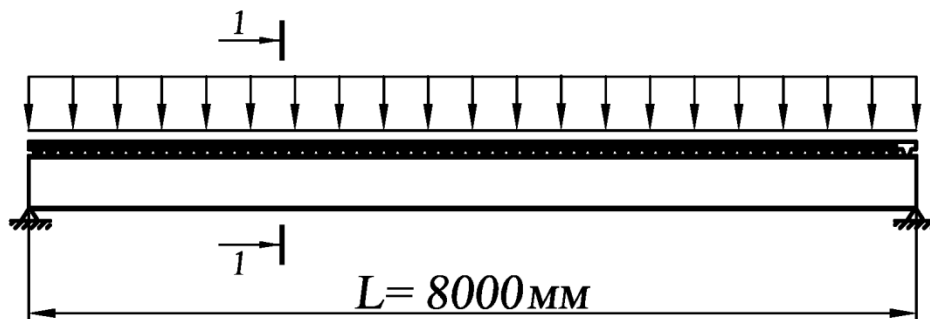


Рисунок 10 — Перевернутая U-образная рама ABCD, препятствующая потере плоской формы изгиба с закручиванием

Пример расчета

Пример. Расчет свободно опертой композитной балки с профилированным листом.



Исходные данные:

Бетон C20/25

Арматура A500C

Конструкционная сталь S235

Соединительные элементы

Расчетные усилия:

$$f_{cd} = 17 \text{ МПа}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}$$

$$f_y = 235 \text{ МПа}$$

$$f_u = 450 \text{ МПа} \quad d = 22 \text{ мм} \quad h_{sc} = 125 \text{ мм}$$

$$M_{Ed} = 360 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = 192 \text{ кН}$$

Пример расчета

Классификация стального сечение

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

Полка

$$c = \frac{b_a - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{145 - 7,5 - 2 \cdot 14}{2} = 54,75 \quad \frac{c}{t_f} = \frac{54,75}{12,3} = 4,45 < 9\varepsilon = 9$$

1 класс

Стенка

$$c = d = h_a - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 360 - 2 \cdot 12,3 - 2 \cdot 14 = 307,4$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{307,4}{7,5} = 40,99 < 72\varepsilon = 72$$

1 класс

Сечения принадлежит к 1 классу

Пример расчета

Расчетный изгибающий момент в пластической стадии , приложенный к стальному сечению, до начала совместной работы с бетоном

$$M_{pl,a,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_M} = \frac{891.6 \cdot 235}{1} = 209.5 \text{ кНм}$$

Эффективная ширина бетонного пояса

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0 + (2 \cdot \frac{8}{8}) = 2\text{м}$$

Расчетная несущую способность стад-болтов на сдвиг

$$P_{Rd} = \frac{(0,8 f_u \pi d^2) / 4}{\gamma_V} = \frac{(0,8 \cdot 450 \cdot 3,14 \cdot 22^2) / 4}{1,25} \cdot 10^{-3} = 109,4 \text{ кН}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31 \cdot 10^3}}{1,25} \cdot 10^{-3} = 98,95 \text{ кН}$$

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{73}{75} \cdot \left(\frac{145}{75} - 1 \right) = 0,63 \leq 1$$

Принимаем $P_{Rd} = 98,95 \cdot 0,63 = 62,3 \text{ кН}$

Пример расчета

Расчетный изгибающий момент в пластической стадии , приложенный к композитному сечению

$$N_{c,f} = h_c \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 85 \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot 17 = 2456.5 \quad \kappa H$$

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd} = 61.9 \cdot 23.5 \cdot 10^{-3} = 1454.6 \quad \kappa H$$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{1454.6}{2 \cdot 0.85 \cdot 17} \cdot 10^{-3} = 50 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= N_{pl,a} \cdot (0.5h_a + h_c + h_p - 0.5 \cdot x_{pl}) = \\ &= 1454.6 \cdot (0.5 \cdot 0.36 + 0.085 + 0.075 - 0.5 \cdot 0.05) = 458.2 \kappa H \text{ м} \end{aligned}$$

Минимальное количество анкеров для пол пролёта.

$$\eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0.75 - 0.03L_e) = 1 - (355 / 235) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot 8) = 0.26 < 0.4$$

$$n_{\min} = \frac{N_{pl,a}}{P_{Rd}} \cdot \eta_{\min} = \frac{1454.6}{62.3} \cdot 0.4 = 9.3 \approx 10$$

Пример расчета

Принимаем 17 анкеров.

$$\eta = \frac{n \cdot P_{Rd}}{N_{pl,a}} = \frac{17 \cdot 62.3}{1454.6} = 0.728$$

Расчетный изгибающий момент

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta = \\ &= 209.5 + (458.2 - 209.5) \cdot 0.728 = 390.5 \text{ кНм} < M_{Ed} = 360 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости

$$\begin{aligned} A_v &= A_a - 2 \cdot b_a \cdot t_f + t_f (t_w + 2 \cdot r) = \\ &= 61.9 - 2 \cdot 14.5 \cdot 1.23 + 1.23 \cdot (0.75 + 2 \cdot 1.4) = 21.9 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m} = \frac{21.9 \cdot 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 297.2$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{192}{297.2} = 0.65$$

$$1 - \rho = 1 - (2 \cdot 0.65 - 1)^2 = 0.91 \quad V_{pl,Rd} = 0.91 \cdot 297.2 = 270.4 \text{ кН} < V_{Ed} = 192 \text{ кН}$$

Конструктивные требования

Толщина плиты и армирование

Если плита работает совместно с балкой или используется в качестве диафрагмы жесткости, то ее общая толщина должна составлять не менее 90 мм, а h_c — не менее 50 мм.

Расстояние между арматурными стержнями не должно превышать меньшее из двух значений: $2h$ и 350 мм.

Требования к опорным частям

Размеры опорной площадки l_{bc} и l_{bs} , показанные, должны быть не менее следующих предельных значений:

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на стальные или бетонные конструкции:

$$l_{bc} = 75 \text{ мм и } l_{bs} = 50 \text{ мм;}$$

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на конструкции из других материалов:

$$l_{bc} = 100 \text{ мм и } l_{bs} = 70 \text{ мм.}$$

Стад-болты

Общая высота стад-болта должна быть не менее $3d$, где d — диаметр стержня болта.

Шаг стад-болтов вдоль сдвигающей силы должен составлять не менее $5d$ или $4h_c$ или 800 мм; шаг поперек сдвигающей силы должен составлять не менее $2,5d$ в плитах сплошного сечения и $4d$ — в остальных случаях.

СПАСИБО!