



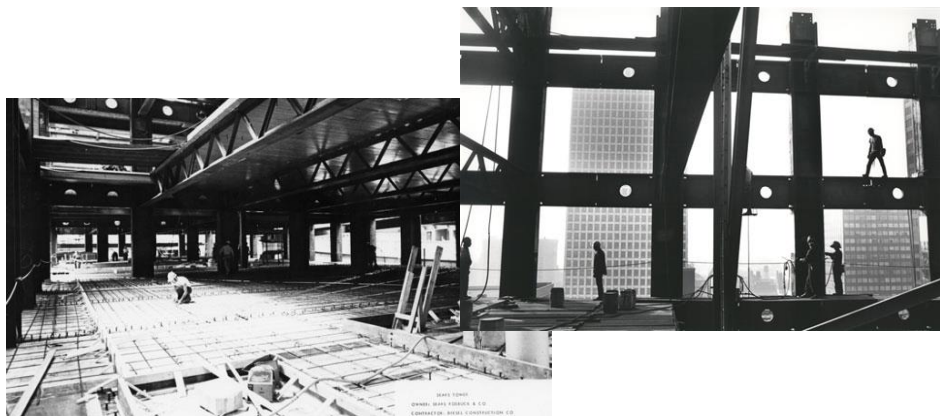
УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

Основы расчета сталежелезобетонных конструкций

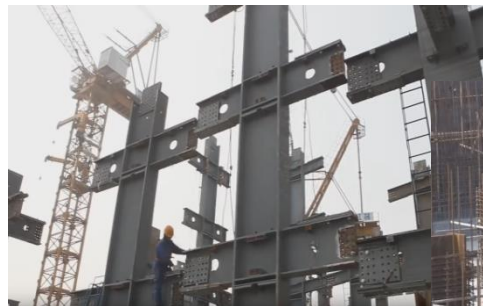
Никита Беляев, инженер по статическому расчету, UPB AS

31 октября, 2017

Новая технология или проверенное решение?



Сиерс (Виллис) Тауер, Чикаго, 1973г.



57 этажей за 19 дней, современный Китай



Башня Евразия, Москва

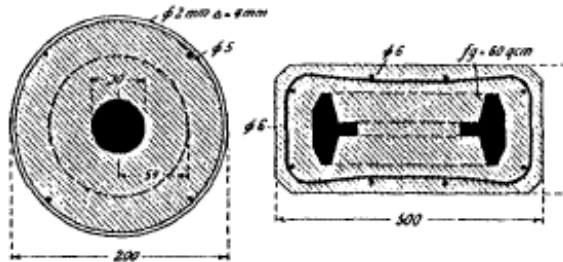


Паркинги в Германии



История

Уже в конце 19-го века существовало мнение, что железные балки, облицованные бетоном по конструктивным соображениям или с целью увеличения огнестойкости, обладают увеличенной прочностью и жесткостью.

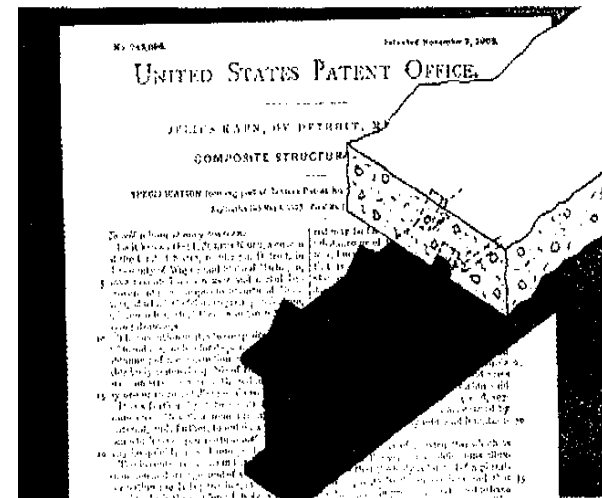


В то же время в США Юлиусом Каном были получены первые патенты на конструктивные решения сталежелезобетонных балок и плит во многом похожие на свои современные аналоги.

Ранние описания сталежелезобетонных балок встречаются в публикациях Вакабаяши (Япония, 1910 год), Талбота и Лорда (США, 1912 год), Свэйна и Холмса (США, 1915 год), МакКея, Гиллеспи и Лелуана (Канада, 1923 год), Камборнака (Франция, 1927 год), а также Каугея и Скотта (Англия, 1929 год).

Однако основные разработки конструктивных решений и их расчетных методик были реализованы во второй половине 20-го века.

В 1900 году Фритц фон Эмпергер начал испытания первых комбинированных колонн из бетона с литым железным сердечником и получил патент на колонну, получившую его имя «Emperger Column».



История

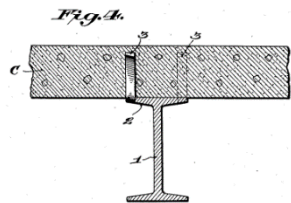
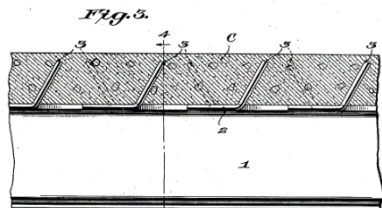
Aug. 24, 1926.

J. KAHN

1,597,278

COMPOSITE BEAM CONSTRUCTION

Filed April 29, 1921 3 Sheets-Sheet 2



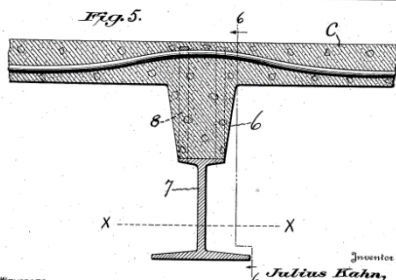
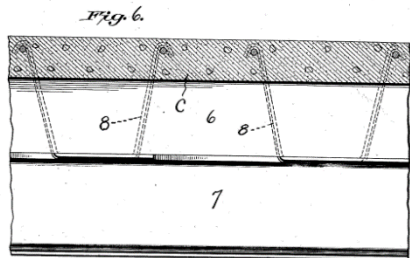
Aug. 24, 1926.

J. KAHN

1,597,278

COMPOSITE BEAM CONSTRUCTION

Filed April 29, 1921 3 Sheets-Sheet 3



74,953.

Fig. 1.

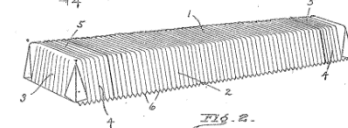
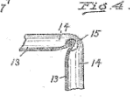
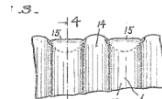
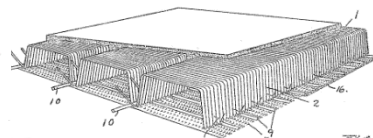


Fig. 2.

J. KAHN.
CONCRETE FLOOR CONSTRUCTION.
APPLICATION FILED JAN. 6, 1912.

Patented Oct. 7, 1913.

WITNESSES:
Edward N. Bagelieu,
Attorney

INVENTOR
Julius Kahn,
Edward N. Bagelieu,
ATTORNEY

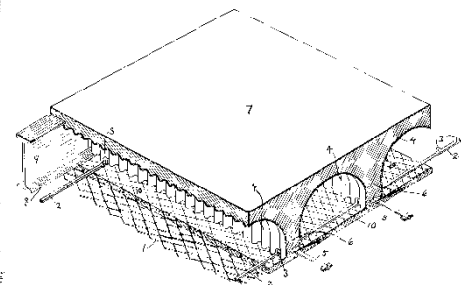
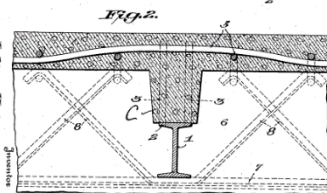
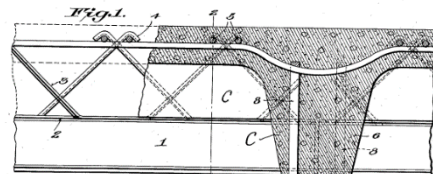
Aug. 24, 1926.

J. KAHN

1,597,278

COMPOSITE BEAM CONSTRUCTION

Filed April 29, 1921 3 Sheets-Sheet 1



N. 92,350.

J. KAHN,
FLOOR CONSTRUCTION.

APPLICATION FILED APR. 20, 1911.

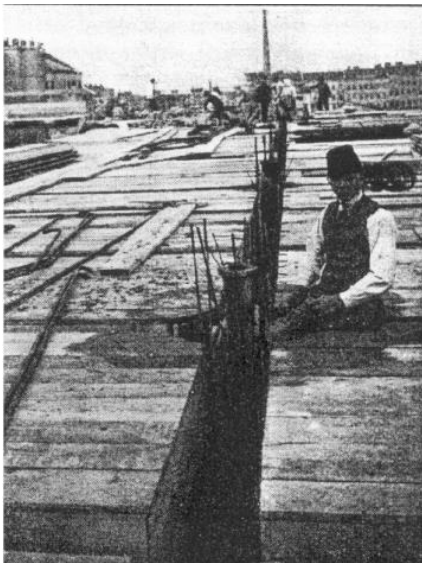
Patented Apr. 30, 1914.

История

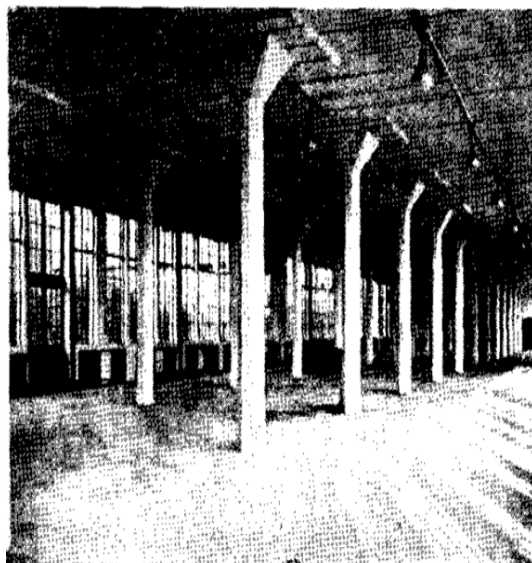
Эти конструкции сразу нашли применение на практике:



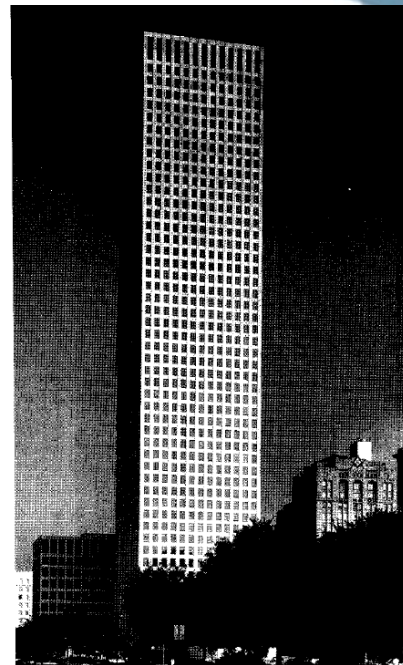
Здание МакГроу,
г. Нью Йорк, 1908 год



Здание Эрикссон, г.
Вена, 1913 год

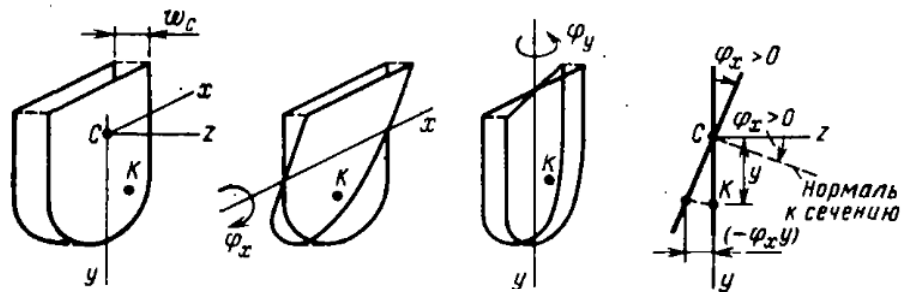


Телефонная фабрика, г.
Будапешт, 1931 год



One Shell Square, г.
Новый Орлеан, 1970 год

Однородное сечение



$$w = w_C - \varphi_x y - \varphi_y x.$$

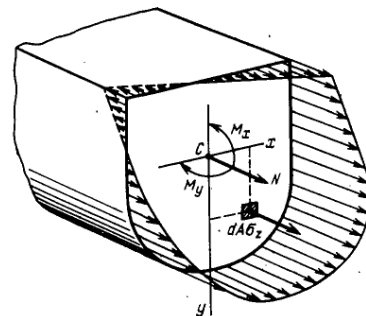
$$\sigma_x = E \varepsilon_x = E \frac{dw}{dz} = E \left(\frac{dw_C}{dz} - \frac{d\varphi_x}{dz} y - \frac{d\varphi_y}{dz} x \right).$$

$$E \frac{dw_C}{dz} = C_1; \quad -E \frac{d\varphi_x}{dz} = C_2; \quad -E \frac{d\varphi_y}{dz} = C_3$$

$$\sigma_x = C_1 + C_2 y + C_3 x.$$

$$\int_A \sigma_x dA = N; \quad \int_A (\sigma_x dA) y = M_x; \quad \int_A (\sigma_x dA) x = M_y.$$

$$\left. \begin{aligned} AC_1 + S_x C_2 + S_y C_3 &= N; \\ S_x C_1 + J_x C_2 + J_{xy} C_3 &= M_x; \\ S_y C_1 + J_{xy} C_2 + J_y C_3 &= M_y, \end{aligned} \right\}$$



$$S_x = 0; \quad S_y = 0; \quad J_{xy} = 0.$$

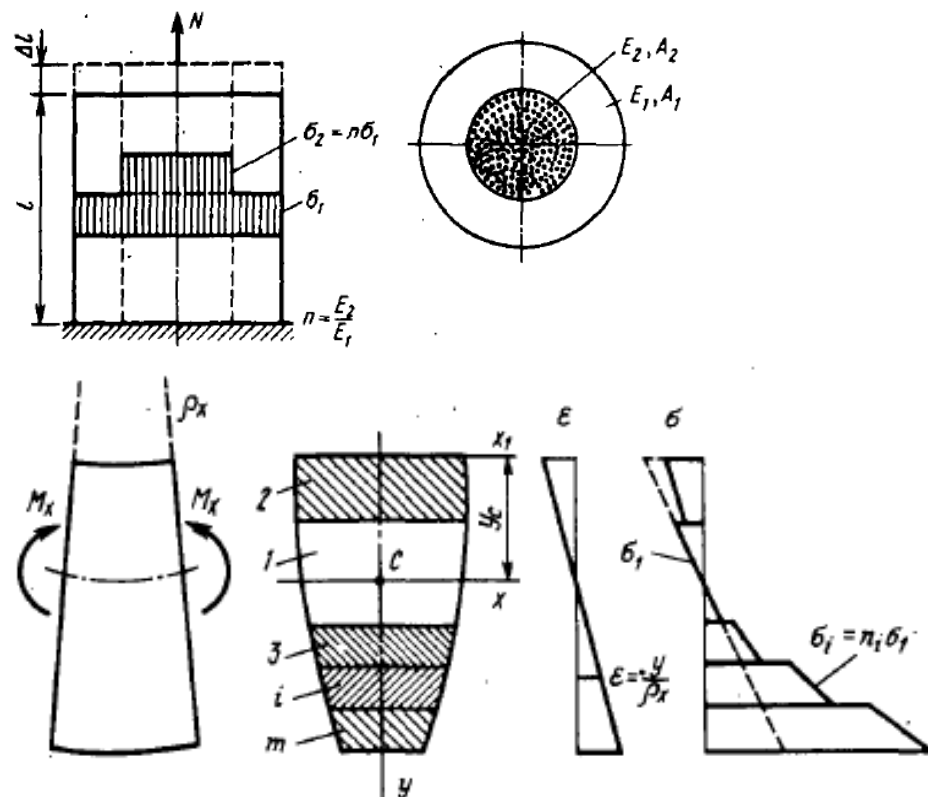
$$A = \int_A dA; \quad S_x = \int_A y dA; \quad S_y = \int_A x dA;$$

$$J_x = \int_A y^2 dA; \quad J_y = \int_A x^2 dA; \quad J_{xy} = \int_A xy dA.$$

$$C_1 = \frac{N}{A}; \quad C_2 = \frac{M_x}{J_x}; \quad C_3 = \frac{M_y}{J_y}.$$

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x.$$

Композитное сечение



$$\sigma_1 = E_1 \varepsilon; \quad \sigma_2 = E_2 \varepsilon = n E_1 \varepsilon = n \sigma_1,$$

$$A_{\text{ср}} = \int_{A_1} dA_1 + \int_{A_2} n dA_2 = A_1 + n A_2.$$

$$\left. \begin{aligned} J_{x \text{ ср}} &= \int_A y^2 dA_{\text{ср}} = \sum_i \int_{A_i} y^2 n_i dA_i = \sum_i J_{xi} n_i \\ J_{y \text{ ср}} &= \sum_i J_{yi} n_i \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} S_{x \text{ ср}} &= \int_A y dA_{\text{ср}} = \sum_i n_i S_{xi} = 0; \quad S_{y \text{ ср}} = \sum_i n_i S_{yi} = 0; \\ J_{xy \text{ ср}} &= \int_A xy dA_{\text{ср}} = \sum_i n_i J_{xyi} = 0. \end{aligned} \right\}$$

$$x_c = \frac{S_{y \text{ ср}}}{A_{\text{ср}}}; \quad y_c = \frac{S_{x \text{ ср}}}{A_{\text{ср}}}.$$

$$\sigma_i = n_i \left(\frac{N}{A_{\text{ср}}} + \frac{M_x}{J_{x \text{ ср}}} y + \frac{M_y}{J_{y \text{ ср}}} x \right),$$

Основные аспекты расчета сталежелезобетонных элементов

Расчет должен учитывать:

- сдвиговое запаздывание (эффективное сечение);
- ползучесть и усадку бетона;
- трещинообразование в бетоне, включая влияние растянутого бетона;
- последовательность возведения;
- частичный характер сдвигового соединения;
- геометрические несовершенства;
- геометрическую нелинейность;
- потерю местной устойчивости;
- неупругую работу (физическую нелинейность) конструкционной и арматурной стали, если это имеет место;
- стесненное или свободное кручение, если это имеет место;
- влияние температур, если это имеет место.

Характеристики материалов:

- **тяжелые бетоны (ограничены C20/25...C50/60 по EC4 и EC2*)**

$E_{cm} = 30000...37000$ МПа (Таблица 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$f_{ck} = 20...50$ МПа (Таблица 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$f_{ctm} = 2,2...4,1$ МПа (Таблица 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$\nu = 0,2$ (бетон без трещин)

$\nu = 0$ (бетон с трещинами)

Критические поперечные сечения, которые рассматриваются при расчете, включают в себя:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опорные сечения;
- сечения с сосредоточенными нагрузками или реакциями;
- места резкого изменения поперечных сечений, кроме изменений, связанных с возможным образованием трещин в бетоне. Места резкого изменения поперечного сечения считаются критическими, если соотношение более высокой несущей способности к более низкой превышает 1,2.

- **конструкционная сталь (ограничена S235...S355 по EC4 и EC3*)**

$E_a = 210000$ МПа (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)

$f_y = 235...460$ МПа при $t \leq 40$ мм (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)

$G = 81000$ МПа (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)

$\nu = 0,3$

- **арматурная сталь (ограничена ребристой с $f_{sk} = 400...600$ МПа)**

$E_s = 200000$ МПа (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

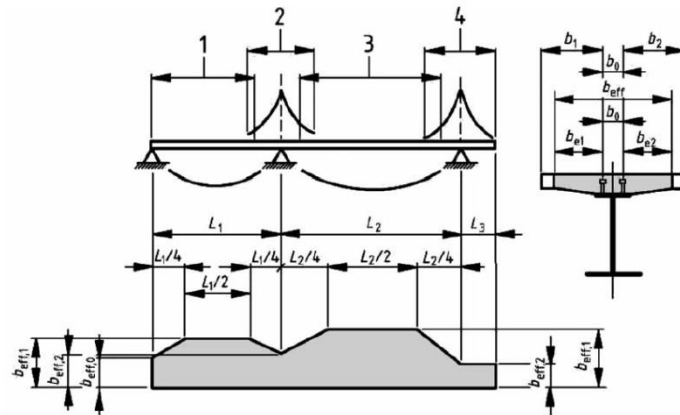
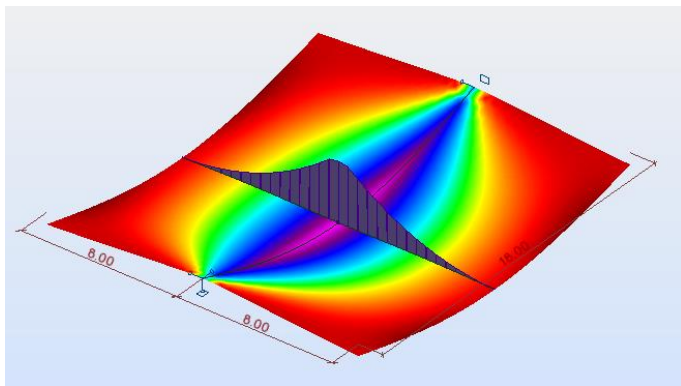
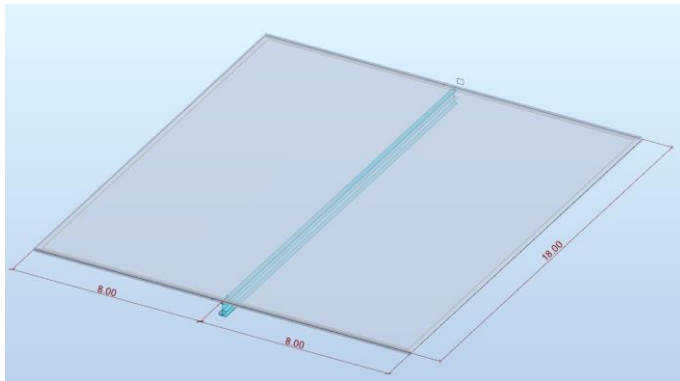
$E_s = 210000$ МПа (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1)

$f_{sk} = 400...600$ МПа (стандарт - 500 МПа, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1)

$G = 81000$ МПа (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1)

$\nu = 0,3$

Сдвиговое запаздывание и эффективная ширина полки



$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$ - в пролете и на промежуточных опорах

$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$ - на крайней опоре

$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0$

$b_{ei} = L_e / 8 \leq b_i$ или расстояние до края

1 – $L_e = 0,85 L_1$ для $b_{eff,1}$;

2 – $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$;

3 – $L_e = 0,70 L_2$ для $b_{eff,1}$;

4 – $L_e = 2 L_3$ для $b_{eff,2}$.

Эффект сдвигового запаздывания – неравномерное распределение напряжений в широких полках, обусловленное деформацией сдвига, что учитывается в расчетах путем использования приведенной «эффективной» ширины полки при оценке несущей способности.

Ползучесть и усадка бетона

Ползучесть бетона - его свойство, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии нагрузки.

Усадка бетона - его свойство уменьшаться в объеме и линейных размерах в следствии твердения и потери влаги. Усадка в бетоне возникает при твердении (собственная или аутогенная усадка) и в процессе его высыхания (усушка).

Ползучесть и усадка оказывают эффекты, которые развиваются со временем, и главным образом учитываются проверками эксплуатационной пригодности (2-й группы предельных состояний).

Влияние ползучести учитывается через коэффициенты приведения, в значения которых вводятся параметры коэффициента ползучести и множителя ползучести:

где:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t)$$

$n_0 = E_a/E_{cm}$ начальный коэффициент приведения, соответствующий кратковременной нагрузке

Ψ_L множитель ползучести, который равен:
= 1,1 для постоянных нагрузок
= 0,55 для первичных и вторичных эффектов усадки
= 1,5 для предварительного напряжения

φ_t коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ в зависимости от текущего момента t и времени приложения нагрузки t_0 :

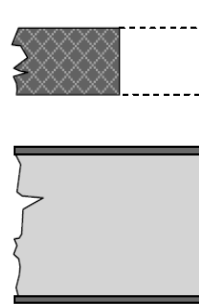
$t = 0$ для кратковременных значений нагрузок

$t_0 = 28$ суток; $t = \infty$ для долговременных эффектов

$t_0 = 1$ сутки; $t = \infty$ для эффектов усадки

φ_t – Рисунок 3.1 или Приложение В ДСТУ-Н Б EN1992-1-1

Усадка проявляется в виде деформаций (первичные эффекты) и усилий от их сдерживания (вторичные эффекты):



$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,sh} \cdot A_c$$

$$E_{c,sh} = \frac{E_a}{n_L}$$

ε_{cs} полная деформация усадки

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

ε_{cd} деформация усадки при высыхании;

ε_{ca} деформация аутогенной усадки;

Расчетная методика – Раздел 3.1.4 и Приложение В

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает упрощение:

- в условиях сухой среды: 325×10^{-6} - обычные бетоны;
 500×10^{-6} - легкие бетоны.

- в других условиях и трубобетона: 200×10^{-6} - обычные бетоны;
 300×10^{-6} - легкие бетоны.

Образование трещин

Образование трещин объединяет в себе следующие эффекты:

- перераспределение усилий (статический расчет);
- редуцирование сечений (несущая способность);
- снижение жесткости (увеличение прогибов и перемещений);

Ширина раскрытия трещин является самостоятельным критерием эксплуатационной пригодности (2-й группы предельных состояний), влияет на долговечность и внешний вид.

Перераспределение усилий:

Для балок:

Класс поперечного сечения в области отрицательных изгибающих моментов	1	2	3	4
При расчете без образования трещин	40	30	20	10
При расчете с образованием трещин	25	15	10	0

Выше S355 – только класс 1 и 2 до 30% и 15% соответственно

Класс 1 и 2 – можно увеличить M в пролете на 20% и 10% соответственно

Для плит: до 30%

Для колонн: учитывается через эффективную жесткость $EI_{eff,II}$

Редуцирование сечений и снижение жесткости: растянутый бетон не учитывается или его растянутая зона ограничивается прочностью на растяжение f_{ctd} в упругой и пластической стадиях

Альтернатива для снижения жесткости (определение прогибов):

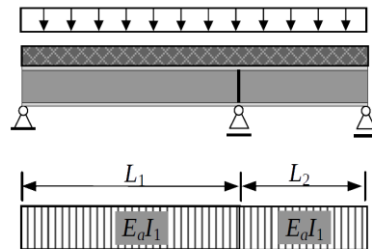
опоры классических балок – вариант 2; плиты и балки с

обетонированием – по средней жесткости с трещинами и без $I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$

Упрощение для классических сталежелезобетонных балок:

Вариант 1:

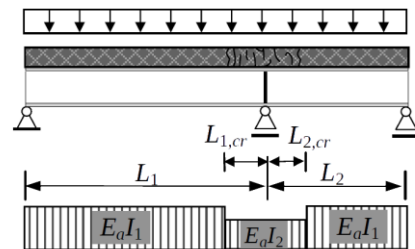
учитывает перераспределение



Усилия для расчетов по несущей способности могут быть получены из начальных эпюр увеличенным перераспределением моментов, если выполняются соответствующие условия

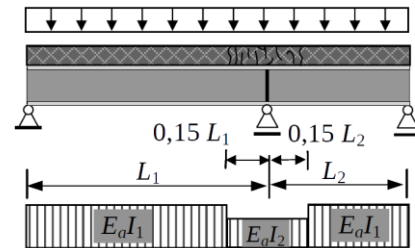
Вариант 2:

учитывает перераспределение и снижение жесткости



Последовательное определение размеров участков с трещинами и снижение жесткости

Упрощенный метод



Если для предельных состояний по несущей способности можно перераспределить моменты, принимаются снижение для расчетов с трещинами

Последовательность возведения и частичное сдвиговое соединение

Основные этапы для сталежелезобетонных конструкций:

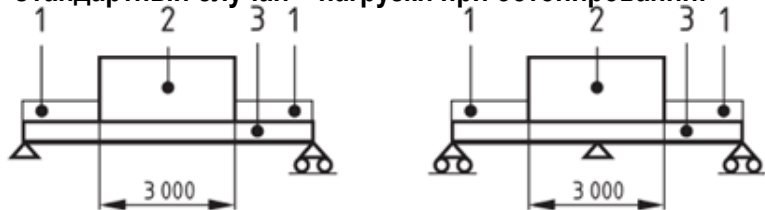
- этап строительства;
- этап эксплуатации;

Каждому этапу соответствует свое расчетное сечения и своя нагрузка.

Этап строительства:

- балки: стальное сечение, монтажные нагрузки;
- плиты: профнастил, монтажные нагрузки.

Стандартный случай – нагрузки при бетонировании:



1 – от рабочих и инструмента; 2- от рабочих, инструмента и скопления материалов (3х3м); 3 – от съемной опалубки, оснастки и бетонной смеси

Этап эксплуатации:

- балки: сталежелезобетонное сечение, нагрузки в обычных условиях;
- плиты: сталежелезобетонное сечение, нагрузки в обычных условиях;

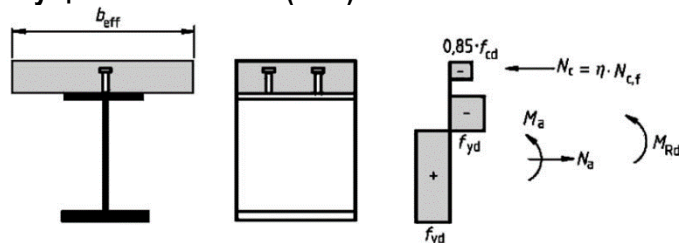
Отдельно рассматривается категория аварийных расчетных ситуаций:

- от определенных причин: удар, взрыв и другие определенные заказчиком;
- от неопределенных причин: исключение прогрессирующего обрушения.

Частичное сдвиговое соединение учитывается обеими основными группами предельных состояний.

В балках:

- по несущей способности (ULS)



η - степень сдвигового соединения

$$\eta = N_c / N_{cf}$$

Степень сдвигового соединения ограничивается согласно EC4, но всегда должно составлять более 0,4.

- по эксплуатационной пригодности (SLS)

Не учитывается для настилов до 80мм при $\eta \geq 0,5$. При $0,4 \leq \eta < 0,5$:

$$\delta = \delta_c \left[1 + 0.5 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right] \quad \text{- при временных подпорках}$$

$$\delta = \delta_c \left[1 + 0.3 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right] \quad \text{- без временных подпорок}$$

В плитах – метод частичного соединения.

В колоннах – обеспечивается полное соединение.

Геометрические несовершенства

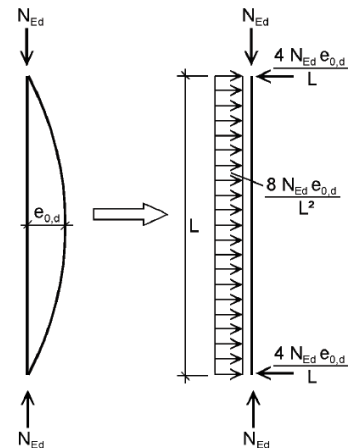
Два основных типа геометрических несовершенств:

- глобальные несовершенства
- локальные несовершенства.

Способ задания геометрических несовершенств:

- геометрические отклонения;
- эквивалентные усилия.

Локальные несовершенства:



Поперечное сечение	Отн. оси	Отклонение
Полностью обетонированное сечение	$y - y$	$L/200$
	$z - z$	$L/150$
Частично обетонированное сечение	$y - y$	$L/200$
	$z - z$	$L/150$
Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение $\rho_s \leq 3\%$	Любая	$L/300$
Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение $3\% < \rho_s \leq 6\%$	Любая	$L/200$
Круглое трубобетонное сечение с дополнительным двутавром	Любая	$L/200$
Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров	Любая	$L/200$

ρ_s – отношение A_s/A_c площади продольного армирования к площади бетонного заполнения

Глобальные геометрические отклонения перекося:

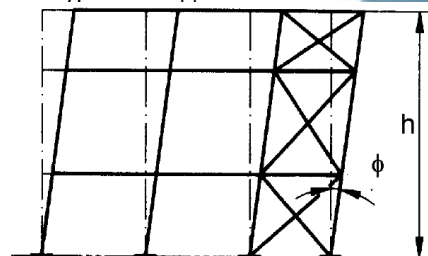
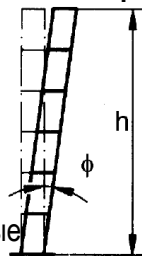
$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200; \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

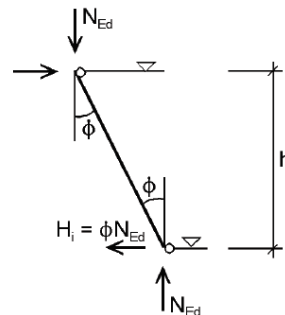
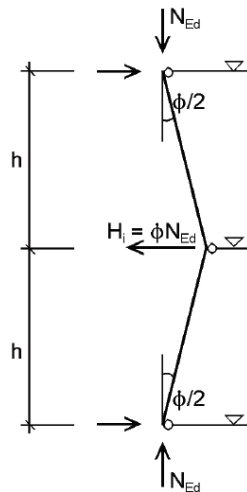
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10$$

m – количество колонн в ряду, которые несут не менее 50% от среднего

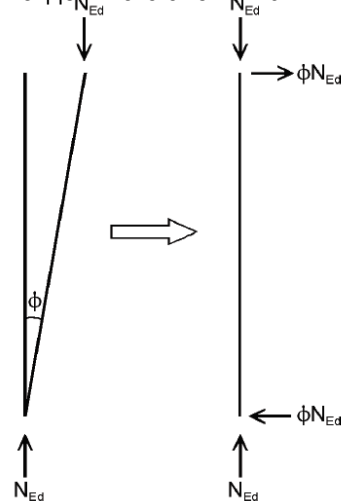
Вариант 1 – уровень здания



Вариант 2 – уровень части здания



Вариант 3 – уровень отдельного элемента

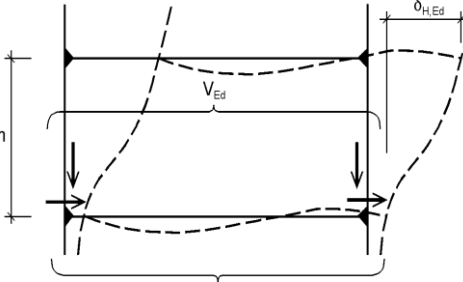


Геометрическая нелинейность и местная устойчивость

Геометрическую нелинейность не нужно учитывать, когда коэффициент запаса устойчивости конструкции α_{cr} :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Для балочно-стоечных каркасов, если для каждого этажа:


$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \geq 10$$

При $\alpha_{cr} \geq 3$ для одноэтажных рам и однородных балочно-стоечных каркасов через повышение горизонтальных нагрузок:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Для отдельно взятых сталежелезобетонных колонн через повышение момента по недеформированной схеме на:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0$$

β коэффициент приведения эпюры моментов по Таблице 6.4 EC4-1-1

Местная устойчивость в балках:

- классификация сечений (Классы 1, 2, 3, 4) учитывает нормальные напряжения, класс 4 – EC3-1-5
- проверка устойчивости при срезе учитывает касательные усилия и требуется, если $h_w/t_w \leq 60\epsilon$ (EC3-1-5) или $h_w/t_w \leq 72\epsilon$ (EC3-1-1)

Местная устойчивость в профнастилах:

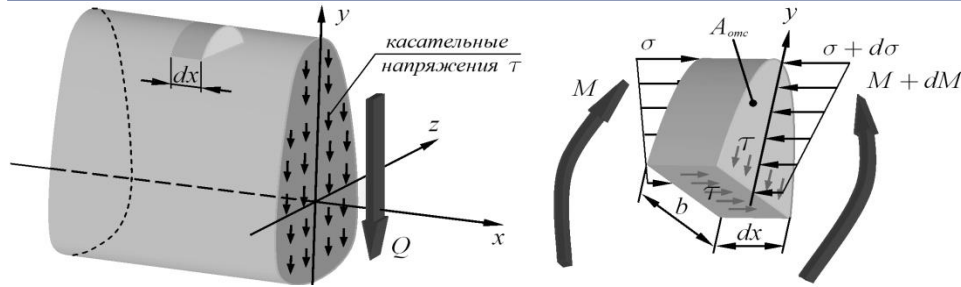
учитывается через использование расчетных характеристик эффективного сечения. Рифы и тиснения исключаются из расчетного сечения. В составе сталежелезобетонной плиты учитывается эффективная ширина сжатых частей, не превышающая 2-х предельных значений для стальных стенок класса 1 по EC3-1-1.

Местная устойчивость в колоннах:

Поперечное сечение	Условие
Круглая труба	$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
Прямоугольная труба	$\frac{h}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Двутавр с частичным обетонированием	$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Двутавр с полным обетонированием	$c_x \geq 40 \text{ мм}$ и $c_x \geq b/6$



Механизм образования продольного сдвига



$$\sum X = \int_{A_{отс}} \sigma \cdot dA - \int_{A_{отс}} (\sigma + d\sigma) \cdot dA + \tau \cdot b \cdot dx = 0$$

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int_{A_{отс}} d\sigma \cdot dA$$

$$d\sigma = \frac{dM_z}{I_z} \cdot y$$

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int_{A_{отс}} \frac{dM_z}{I_z} \cdot y \cdot dA = \frac{dM_z}{I_z} \cdot \int_{A_{отс}} y \cdot dA$$

$$S_{отс} = \int_{A_{отс}} y \cdot dA$$

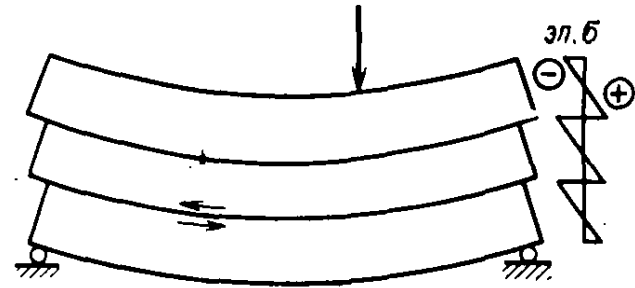
$$\tau \cdot b \cdot dx = \frac{dM_z}{I_z} \cdot S_{отс}$$

$$Q = \frac{dM_z}{dx}$$

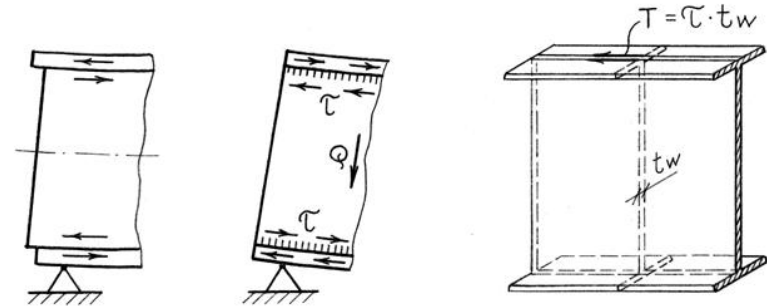
$$\tau = \frac{dM_z}{dx} \cdot \frac{S_{отс}}{b \cdot I_z}$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{отс}}{b \cdot I_z}$$

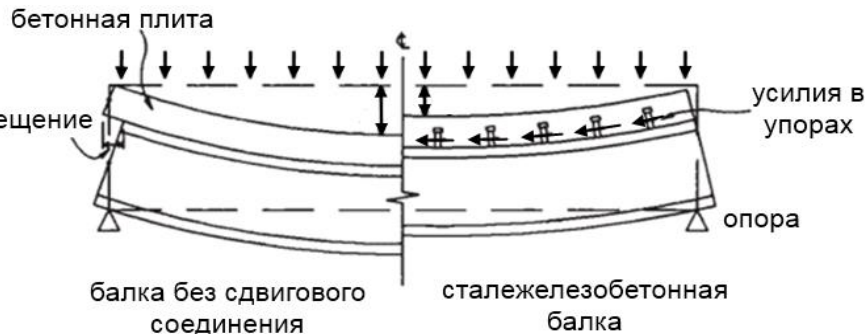
Если продольный сдвиг не передается



Понятная аналогия соединения, работающего на продольный сдвиг, – поясные швы сварных балок



Определение усилий в сдвиговом соединении



Удельные усилия продольного сдвига и деление их эпюры на три участка с равными площадями

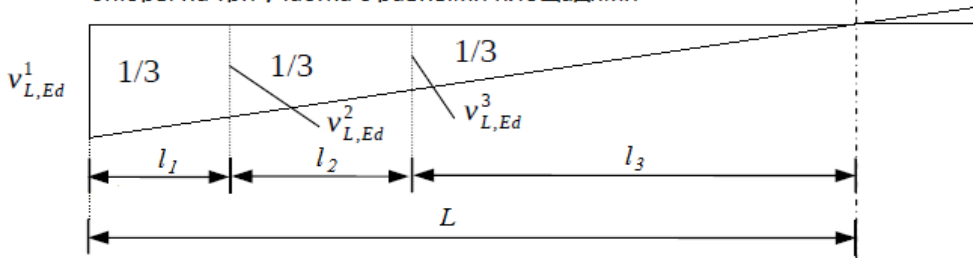
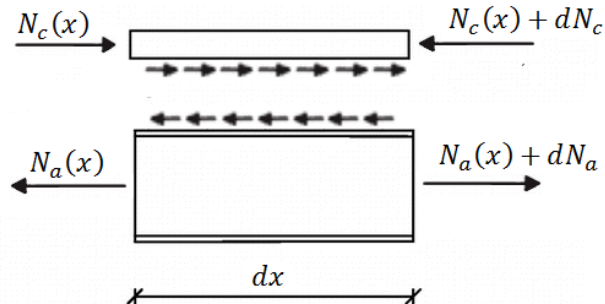
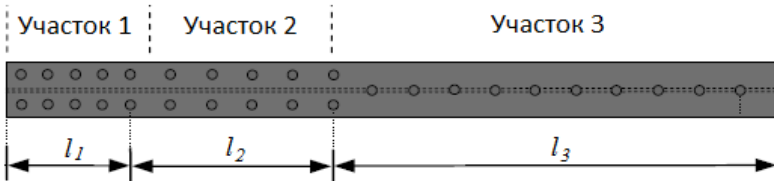


Схема расположения стад-болтов



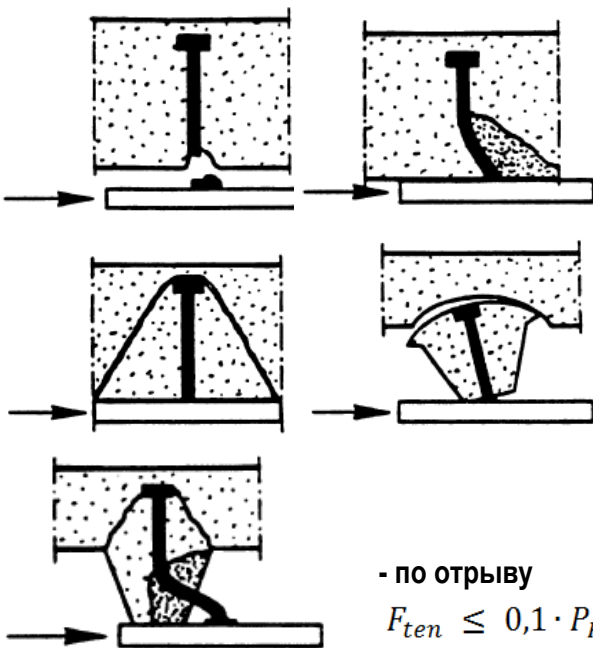
Требуемое количество упоров может распределяться участке между точкой максимального изгибающего момента и смежной опорой либо точкой максимального отрицательного изгибающего момента в соответствии с усилием продольного сдвига, определенного в упругой стадии.

Гибкие анкерные упоры могут устанавливаться с равным шагом между смежными критическими поперечными сечениями при условии, что:

- все критические сечения в рассматриваемом промежутке относятся к Классам 1 и 2;
- обеспечена минимальная степень соединения η ;
- несущая способность сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии не превышает более чем в 2,5 раза аналогичное значение для стального сечения.

Несущая способность стад-болтов

Характерные формы отказа сдвигового соединения на основе стад-болтов:



По минимальному из двух значений:

- по сдвигу стад-болта

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

- по смятию бетона

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

где:

$$\chi = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ для } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \text{ для } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$$

$$\gamma_V = 1,25$$

- по отрыву

$$F_{ten} \leq 0,1 \cdot P_{Rd} \text{ - условие для анкерных упоров и одновременно ограничение ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1}$$

При непосредственном отрыве $F_{ten} > 0,1 \cdot P_{Rd}$ отдельное обоснование

Снижение для стад-болтов в гофрах настила:

- при гофрах вдоль балок

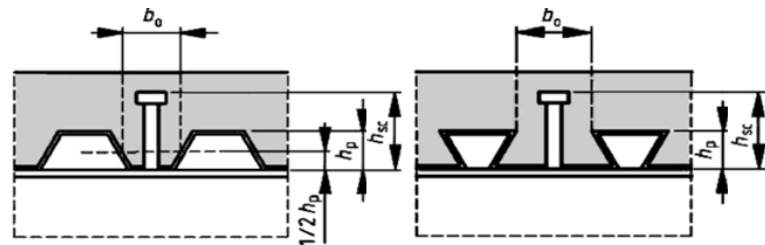
$$k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0$$

- при гофрах поперек балок

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

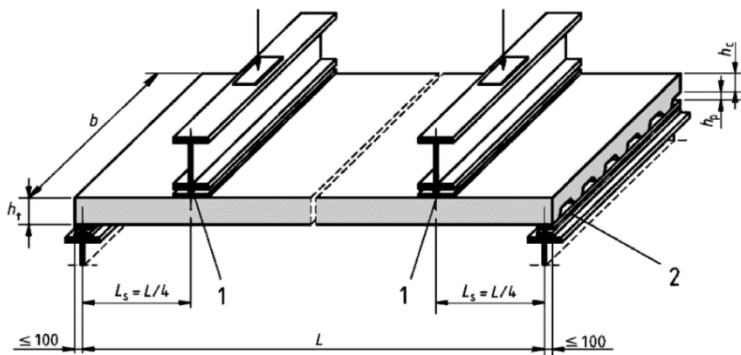
Коэффициент k_t принимается не более

Количество упоров одном гофре	Толщина t настила, мм	Стад-болты диаметром не более 20 мм, привариваемые сквозь настил	Стад-болты диаметром 19 мм или 22 мм, установленные через отверстия в настиле
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,85	0,6
	$> 1,0$	0,8	0,6



Продольный сдвиг в плитах

Характеристики продольного сдвига профнастилов определяются по результатам испытаний:



Два основных метода проверки плит на продольный сдвиг:

- эмпирический m-k метод;
- метод частичного соединения;

Проверка по эмпирическому m-k методу:

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right)$$

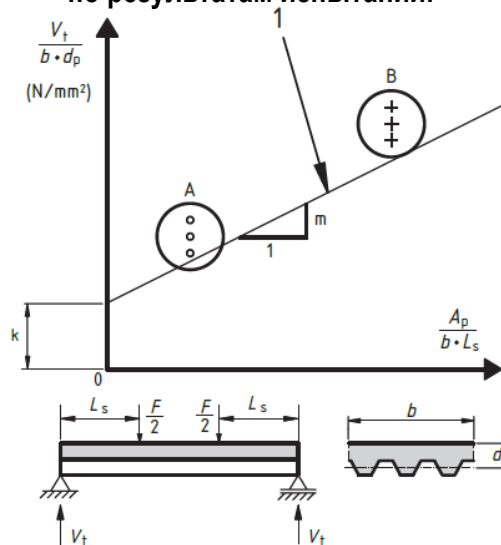
$$\gamma_{VS} = 1,25$$

L_s - длина участка сдвига

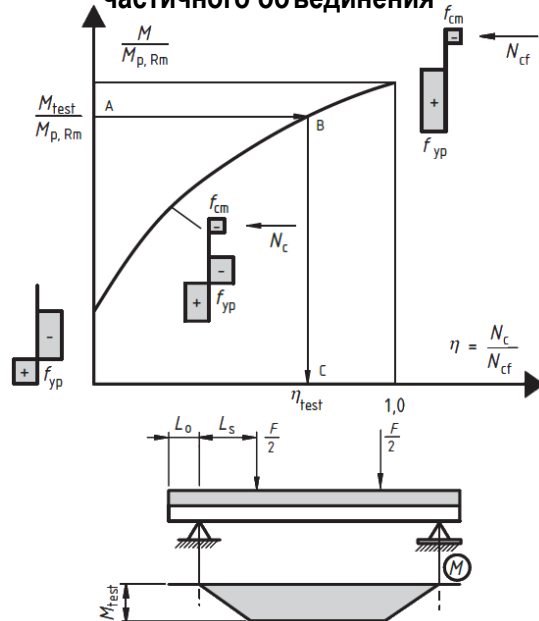
L_s принимается равным:

- $L_s = L/4$ при равномерной нагрузке по длине пролета;
- расстоянию между нагрузкой и ближайшей опорой при двух равных и симметрично расположенных нагрузках;
- $L_s = M_{max}/V_{R,max}$ при других другом расположении нагрузок.

Определение параметров m и k по результатам испытаний:



Определение τ_u для метода частичного объединения



Значение τ_u для метода частичного объединения:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_o)} \quad \text{без учета обжатия на опоре}$$

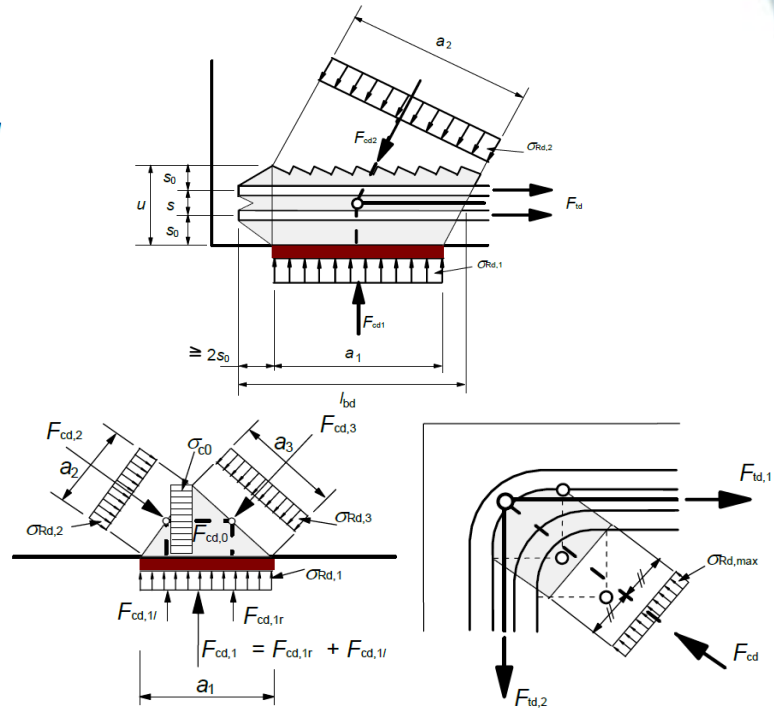
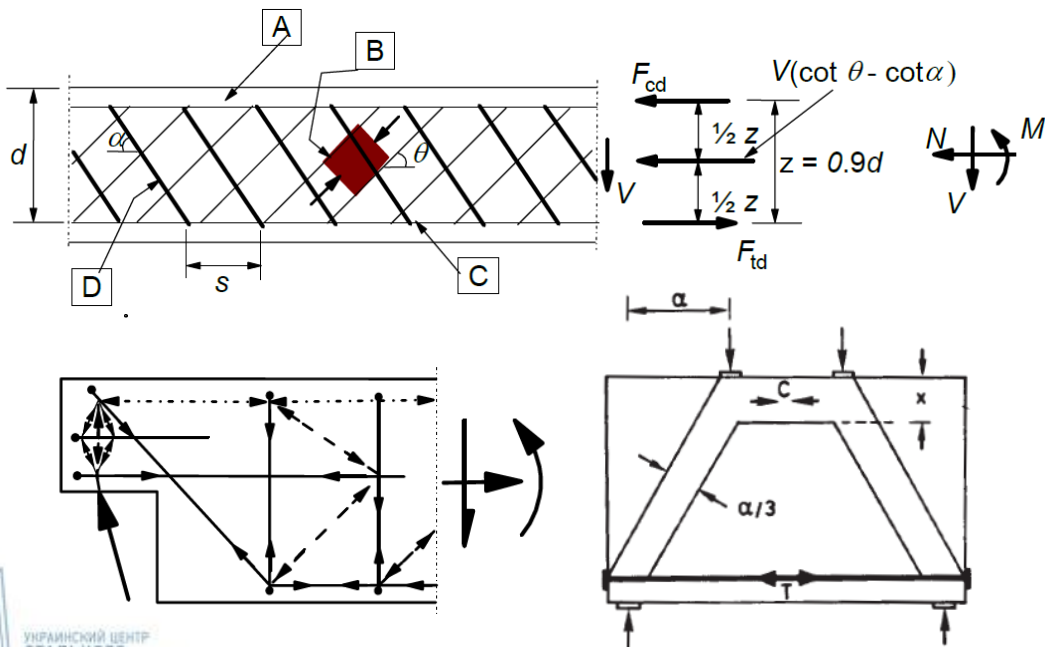
$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \quad \text{при учете обжатия на опоре}$$

Ферменная модель железобетона

Ферменная модель железобетона состоит из условных сжатых расколов, которые представляют собой сжатые зоны бетона, и условных затяжек, которые представляют собой арматурные стержни. Усилия в элементах ферменной модели определяются, исходя из условий равновесия относительно действующих расчетных нагрузок. Ферменная модель железобетона особенно широко используется при точной передаче усилий на железобетонные элементы, что характерно для сталежелезобетона и сборного железобетона.

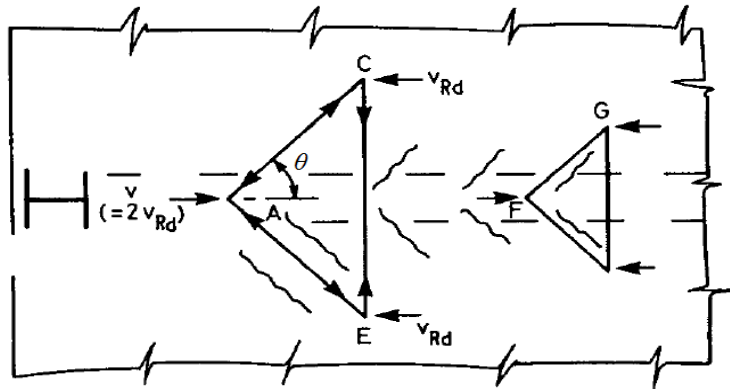
Некоторые примеры ферменных моделей железобетонных элементов:

Как и у любой фермы есть узлы:



Расчет плит на продольный сдвиг

Ферменная модель плиты в плане (вид сверху)



1. проверка прочности бетона (условного сжатого подкоса)

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

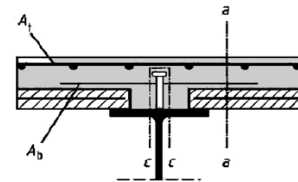
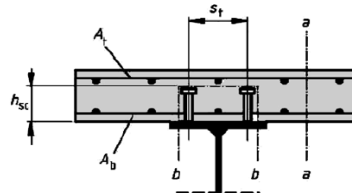
2. проверка прочности арматуры (условной затяжки)

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad \text{- без учета профнастила}$$

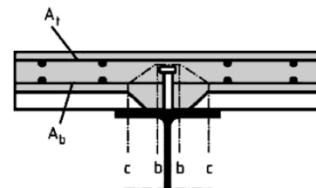
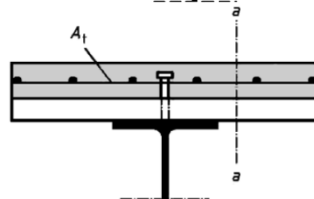
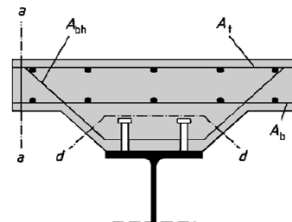
$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \cdot f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad \text{- для а-а с учетом профнастила (СЖБ плиты по неразрезному настилу)}$$

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + \frac{P_{pb,Rd}}{s} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad \text{- для а-а с учетом профнастила (СЖБ плиты по разрезному настилу со сквозной приваркой стад-болтов)}$$

Поверхности потенциального разрушения и соответствующая им расчетная арматура



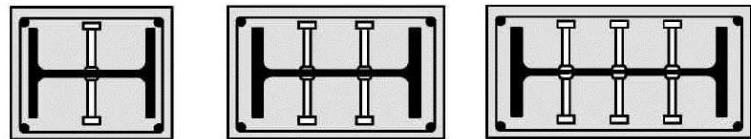
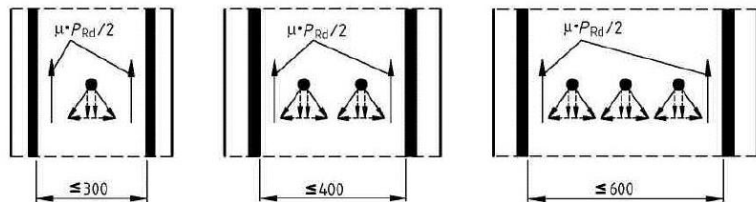
Тип	A_{sf} / s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_b$



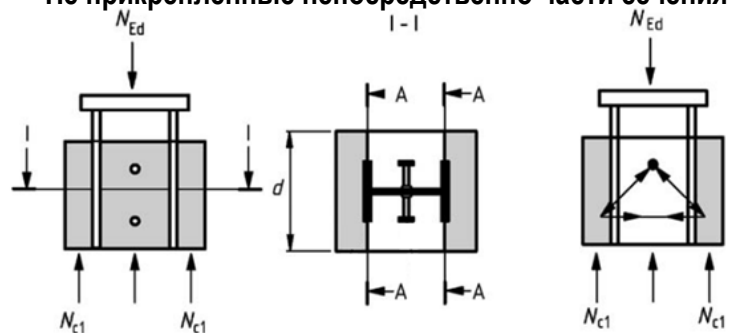
Тип	A_{sf} / s_f
a-a	A_t
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$A_t + A_b$

Зоны передачи усилий в колоннах

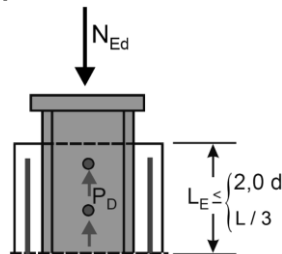
Прикрепленные непосредственно части сечения:



Не прикрепленные непосредственно части сечения :



Ограничение длины зоны передачи нагрузки в колоннах:



$$L_E \leq \begin{cases} d \\ L/3 \end{cases}$$

d - минимальный габарит сечения колонны

L - геометрическая длина колонны

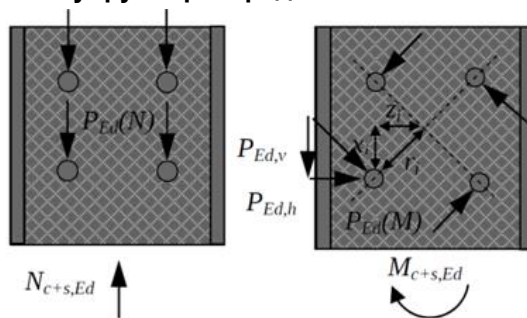
Распределять усилия между компонентами сечения колонны допускается пропорционально их несущей способности:

$$M_{j,a,Ed} = M_{j,Ed} \cdot \frac{M_{pl,j,a,Rd}}{M_{pl,j,Rd}}; M_{j,s,Ed} = M_{j,Ed} \cdot \frac{M_{pl,j,s,Rd}}{M_{pl,j,Rd}}; M_{j,c,Ed} = M_{j,Ed} \cdot \frac{M_{pl,j,c,Rd}}{M_{pl,j,Rd}}$$

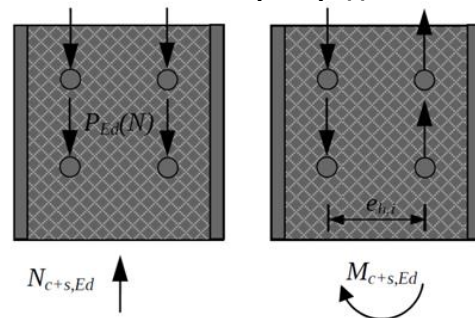
$$N_{a,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}; N_{s,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,s,Rd}}{N_{pl,Rd}}; N_{c,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd}}$$

Усилия в стад-болтах:

- упругое распределение

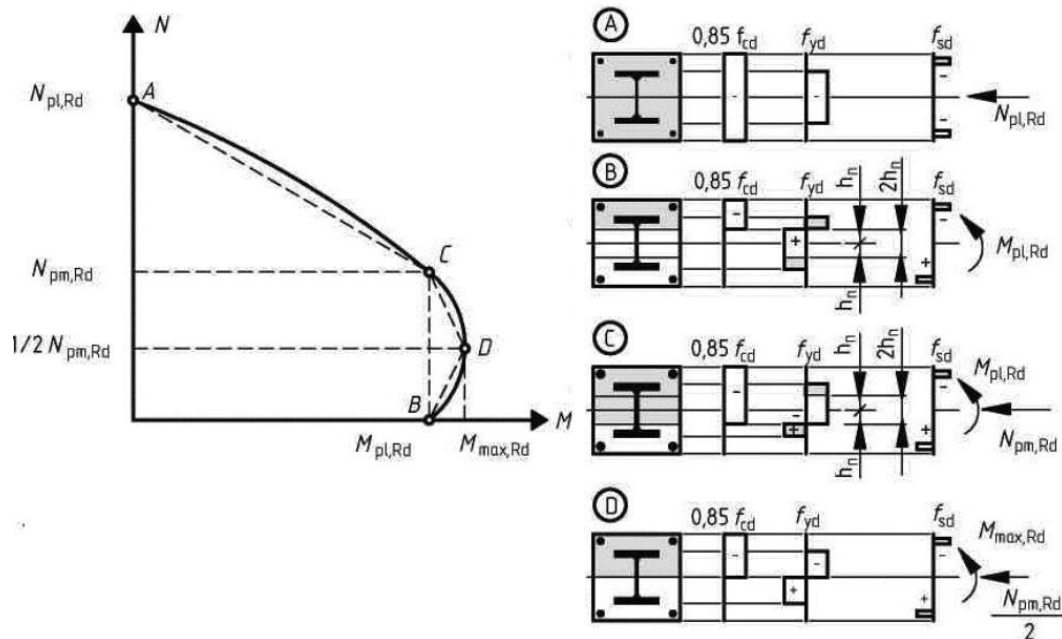


- пластическое распределение



Сжатие с изгибом. Области решений.

Совместное действие сжатия и плоского изгиба

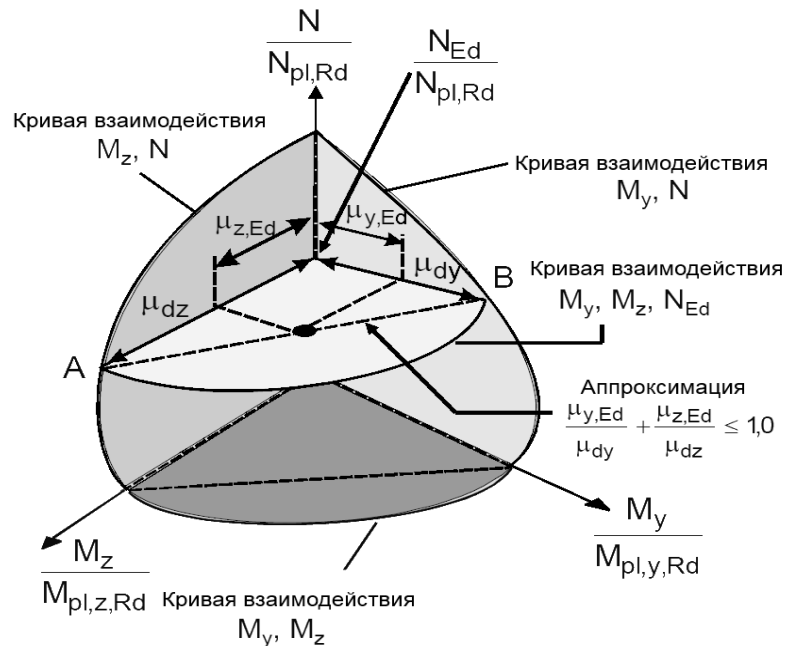


$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

$$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,9 \quad - \text{ для сталей S235-S355}$$

$$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,8 \quad - \text{ для сталей S420-S460}$$

Совместное действие сжатия и косоуго изгиба



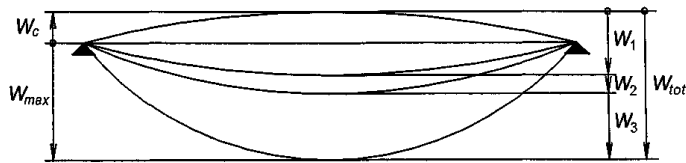
$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z};$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

Критерии эксплуатационной пригодности

Основные группы критериев: прогибы и перемещения; ограничение напряжений; ограничение вибраций; ограничение ширины раскрытия трещин;

Прогибы и перемещения:



W_c - строительный подъем ненагруженного элемента

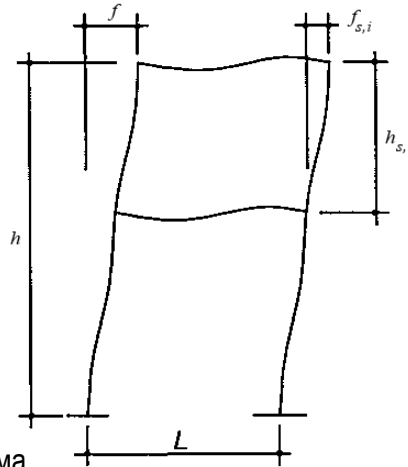
W_1 - начальная часть прогиба от постоянных нагрузок

W_2 - составляющая прогиба от постоянных нагрузок в результате долговременных эффектов

W_3 - дополнительный прогиб от переменных нагрузок

W_{tot} - общий прогиб, равный сумме W_1 , W_2 и W_3

W_{max} - остаточный прогиб с учетом стропельного подъема



Ограничение напряжений:

Чтобы исключить переход в пластику и другие нелинейные эффекты при характеристических нагрузках. Предотвращает продольное растрескивание, микротрещины и высокие уровни ползучести.

Эффект	Комбинация	Ограничение
Продольные трещины	характеристическая	сжатие в бетоне $\leq 0.6f_{ck}$
Линейный характер ползучести	квазипостоянная	сжатие в бетоне $\leq 0.45f_{ck}$
Недопустимые трещины и деформации	характеристическая	растяжение в арматуре $\leq 0.8f_{yk}$


Ограничение вибраций:

Требования – ISO 10137

Стандартные проверки для коммерческой недвижимости:

-ограничение частот собственных колебаний $f_1 \geq f_{lim}$

-ограничение коэффициента отклика $R \leq R_{lim}$


$$f_1 = \frac{17.8}{\sqrt{\delta_m}} \text{ - для однопролетной балки}$$
$$R = \frac{a_{rms}}{a_{rms,b}} = \frac{a_{rms}}{0.005m/s^2} \text{ - для направления z}$$

Ограничение ширины раскрытия трещин:

Для разрезных шарнирно опертых элементов (отсутствует растяжение открытой грани бетона) конструктивное армирование:

0,004 A_c (0,4%) – с временными опорами

0,002 A_c (0,4%) – без временных опор

Для неразрезных элементов:

1. расчетный метод согласно EC2-1-1;

2. упрощенный метод без непосредственного расчета согласно EC4-1-1:

- минимальное армирование

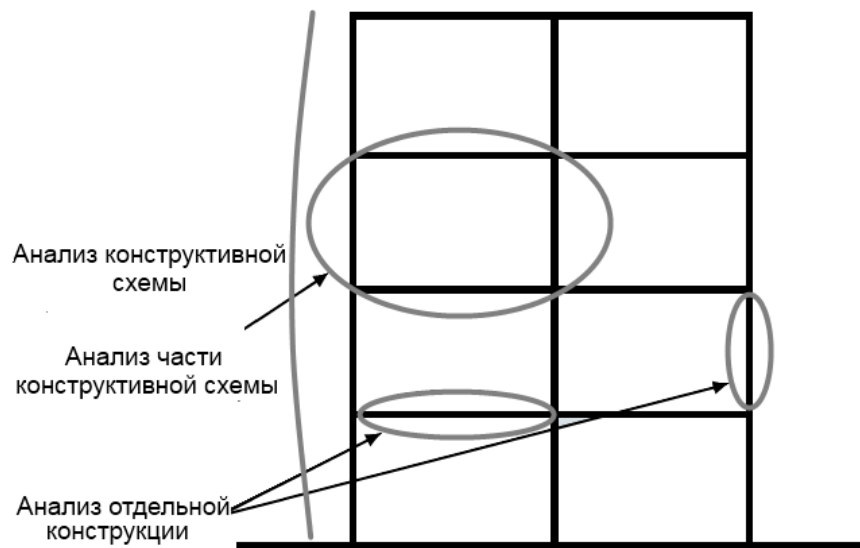
- максимальный диаметр стержней либо шаг стержней

Основы расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций

По типам температурно-временных зависимостей:

- номинальные температурно-временные зависимости (стандарный, внешний, углеводородный пожар)
- параметрические температурно-временные зависимости (реальные пожары)

По уровням разделения конструктивной схемы:



Типы расчетных методик:

- уточненные расчетные модели** → отдельные элементы, части конструкции, вся конструкция → наиболее точные и сложные
- упрощенные расчетные модели** → отдельные элементы, части конструкции (в отдельных случаях) → промежуточный вариант
- **табличные данные** → отдельные элементы → простые конструктивные требования

Критерии огнестойкости:

- R – критерий сохранения несущей способности;
- E – критерий сохранения целостности;
- I – критерий теплоизолирующей способности;

Основной принцип упрощенных расчетных моделей:

снижение характеристик материалов либо условное редуцирование сечения с повышением температуры до момента отказа.

Основные параметры табличных данных:

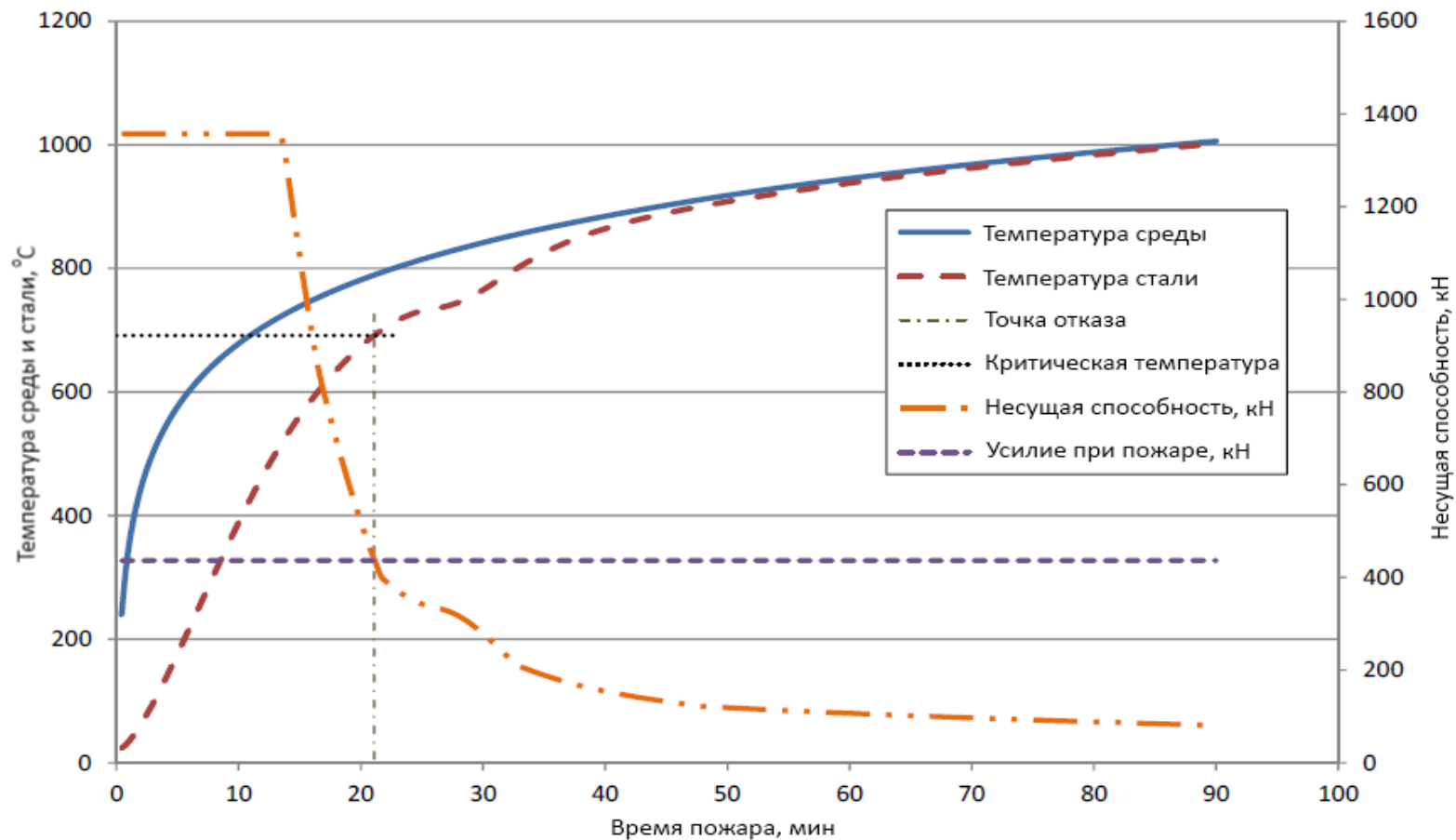
- коэффициент снижения нагрузок в условиях пожара

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}; \quad \eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

- коэффициент использования конструкций в условиях пожара

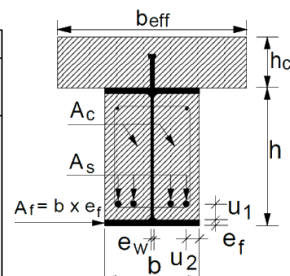
$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \approx \frac{\eta_{fi} \cdot E_d}{R_d}$$

Принцип упрощенного метода на примере стальной колонны



Табличный метод для частично и полностью обетонированных балок

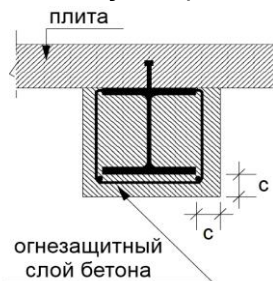
Минимальный размер сечения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости балки с частичным обетонированием				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,3$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$\eta_{fi,t} \leq 0,5$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
$\eta_{fi,t} \leq 0,7$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s/A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8



- минимальные осевые расстояния дополнительной арматуры

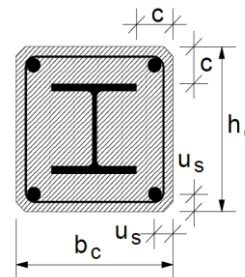
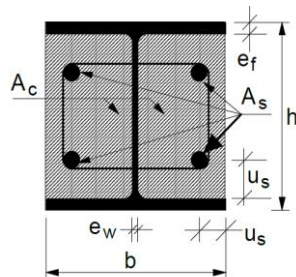
Ширина балки b , мм	Минимальные осевые расстояния, мм	Класс огнестойкости балки			
		R60	R90	R120	R180
170	u_1	100	120	-	-
	u_2	45	60	-	-
200	u_1	80	100	120	-
	u_2	40	55	60	-
250	u_1	60	75	90	120
	u_2	35	50	60	60
≥ 300	u_1	40	50	70	90
	u_2	25	45	60	60

- ненесущее (изоляционное) обетонирование сечение



Защитный слой бетона c , мм	Класс огнестойкости балки
0	R30
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

Табличный метод для частично и полностью обетонированных колонн



- несущее обетонирование сечение

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости колонн с частичным обетонированием сечения			
	R30	R60	R90	R120
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	200	300	400
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	50	70
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	-	4	3	4
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	300	400	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	70	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	-	4	4	-
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	400	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	40	70	-	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	1	4	-	-

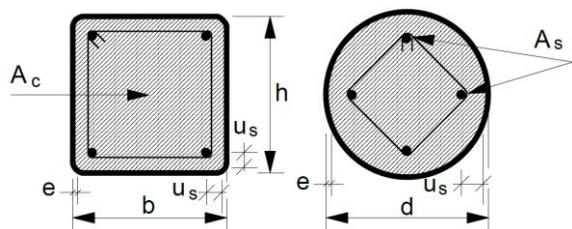
Минимальные значения	Класс огнестойкости колонн с полным обетонированием сечения					
	R30	R60	R90	R120	R180	R240
размеры сечения h_c и b_c , мм	150	180	220	300	350	400
защитный слой бетона стального сечения c , мм	40	50	50	75	75	75
расстояние до оси арматуры u_s , мм	20	30	30	40	50	50
размеры сечения h_c и b_c , мм	-	200	250	350	400	-
защитный слой бетона стального сечения c , мм	-	40	40	50	60	-
расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	20	20	30	40	-

- ненесущее (изоляционное) обетонирование сечение

Защитный слой бетона c , мм	Класс огнестойкости колонн
0	R30
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

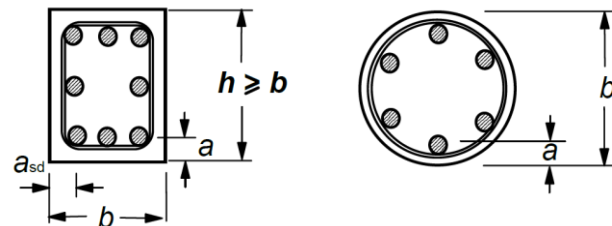
Табличный метод для трубобетонных колонн

- согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2



Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости трубобетонных колонн				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	160	200	220	260	400
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	260	260	400	450	500
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
минимальные размеры сечения h, b или d , мм	260	450	550	-	-
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	3,0	6,0	6,0	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	25	30	40	-	-

- альтернатива согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2



- Метод А (короткие до 3м, сжатые колонны)

Класс огнестойкости железобетонной колонны	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/(расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
	Огневое воздействие более, чем с одной стороны			Огневое воздействие с одной стороны
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R90	200/31 300/25	300/45 450/38	350/53 450/40 ¹⁾	155/25
R120	250/40 350/35	350/45 ¹⁾ 450/40 ¹⁾	350/57 ¹⁾ 450/51 ¹⁾	175/35
R180	350/45 ¹⁾	350/63 ¹⁾	450/70 ¹⁾	230/55
R240	350/61 ¹⁾	450/75 ¹⁾	-	295/70

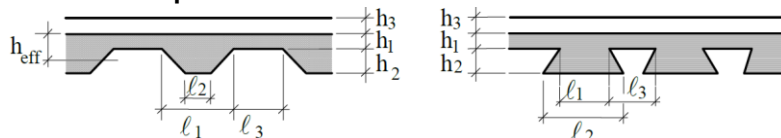
- Метод Б (сжато-изогнутые колонны $\lambda_{fi} \leq 80$ и $e \leq 200$ мм)
см. Раздел 5.3.3 и Приложение С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2

Сталежелезобетонные плиты

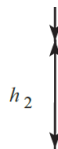
Для сталежелезобетонных плит – R30 без расчета, целостность E считается обеспеченной.

Приложения ЕС4-1-2 для отдельных типов элементов дают сокращение упрощенного метода. Все они имеют ограниченную область применения. Приложение D дает такое сокращение для сталежелезобетонных плит.

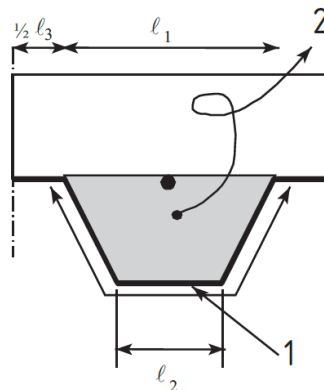
Область применения:



Для профнастилов с обратными гофрами	Для трапециевидных профнастилов
$77,0 \leq l_1 \leq 135,0$ мм	$80,0 \leq l_1 \leq 155,0$ мм
$110,0 \leq l_2 \leq 150,0$ мм	$32,0 \leq l_2 \leq 132,0$ мм
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$ мм	$40,0 \leq l_3 \leq 115,0$ мм
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$ мм	$50,0 \leq h_1 \leq 125,0$ мм
$30,0 \leq h_2 \leq 60,0$ мм	$50,0 \leq h_2 \leq 100,0$ мм



Расчет огнестойкости по теплоизолирующей способности I:



$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{\ell_3}$$

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right)}{\ell_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2} \right)^2}}$$

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3$$

Расчет огнестойкости по несущей способности R в пролете:
основан на снижении характеристик в конкретный момент пожара

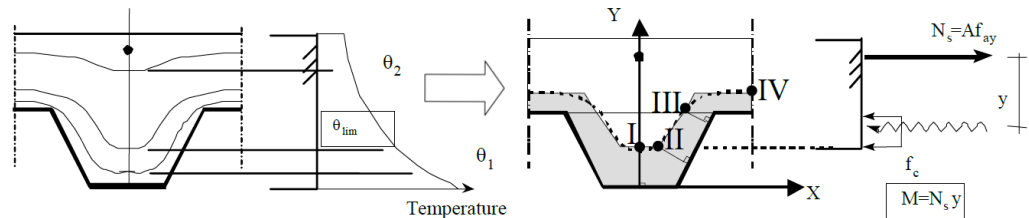
- температура элементов настила

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{\ell_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

- температура дополнительной арматуры

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{\ell_3} \right)$$

Расчет огнестойкости по несущей способности R на опоре:
основан на редуцировании сечения по изотерме



СПАСИБО ЗА ВНИМАНИЕ !

www.uscc.ua | +38-044-280-18-20

