

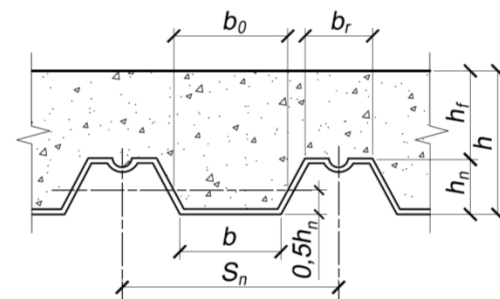
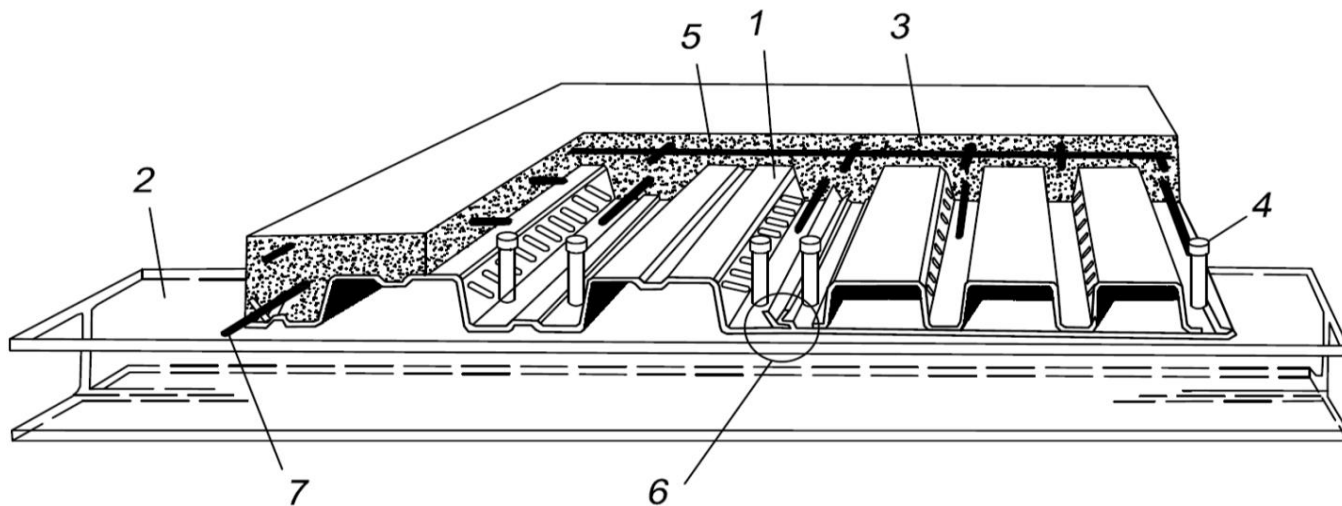
**Сталежелезобетонные конструкций. Область применения и основные положения СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования». Преимущества сталежелезобетонных конструкций по сравнению с традиционными решениями.
Моделирование сталежелезобетонных конструкций с помощью современного инженерного ПО для проектировщиков**

**Семенов В.А.
(ООО Техсофт, Москва)**

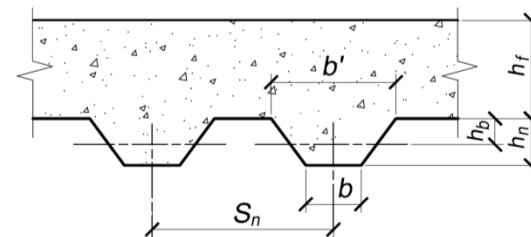
- W - Основные виды сталежелезобетонных конструкций (сталежелезобетонные плиты по профилированному стальному настилу; композитные конструкции из железобетонных плит и стальных балок; железобетонные конструкции с жесткой арматурой; трубобетонные конструкции)
- W - Области применения
- W - Преимущества
- W - Особенности расчета сталежелезобетонных конструкций (Основные гипотезы и предпосылки, используемые для расчетов сталежелезобетонных конструкций)
- W - Нормативное регулирование расчета и проектирования сталежелезобетонных конструкций
- W - Примеры моделирования сталежелезобетонных конструкций
- W - Примеры расчетов сталежелезобетонных конструкций и их сечений

- W **Конструкции сталежелезобетонные:** Конструкции, выполненные из бетона, конструкционной стали или профилированного настила и гибкой арматуры, в которых **обеспечена их совместная работа**
- W **Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом:** Монолитные бетонные или железобетонные плиты с профилированным настилом, выполняющим функции несъемной опалубки на стадии изготовления плиты **и внешней рабочей арматуры** совместно с гибкими стержнями на стадии эксплуатации плиты
- W **Комбинированная балка:** Конструкция из железобетонной плиты и стальной балки, **объединенных для совместной работы** при помощи специальных упоров или путем обетонирования стальных балок
- W **Железобетонные конструкции с жесткой арматурой:** Сталежелезобетонные конструкции, состоящие из бетона, жесткой арматуры, выполненной из конструкционной стали, и стержневой арматуры
- W **Конструкции трубобетонные:** Железобетонные конструкции, состоящие из наружной стальной оболочки в виде круглой трубы и внутреннего бетонного ядра с рабочей и конструктивной стержневой арматурой или без нее; расчетные усилия от всех воздействий в трубобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном, металлом трубы и рабочей стержневой арматурой.
- W **Сдвиговое соединение:** Соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, исключающее сдвиг одного компонента относительно другого, **и позволяющее рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента**

Сталежелезобетонные плиты с профилированным настилом

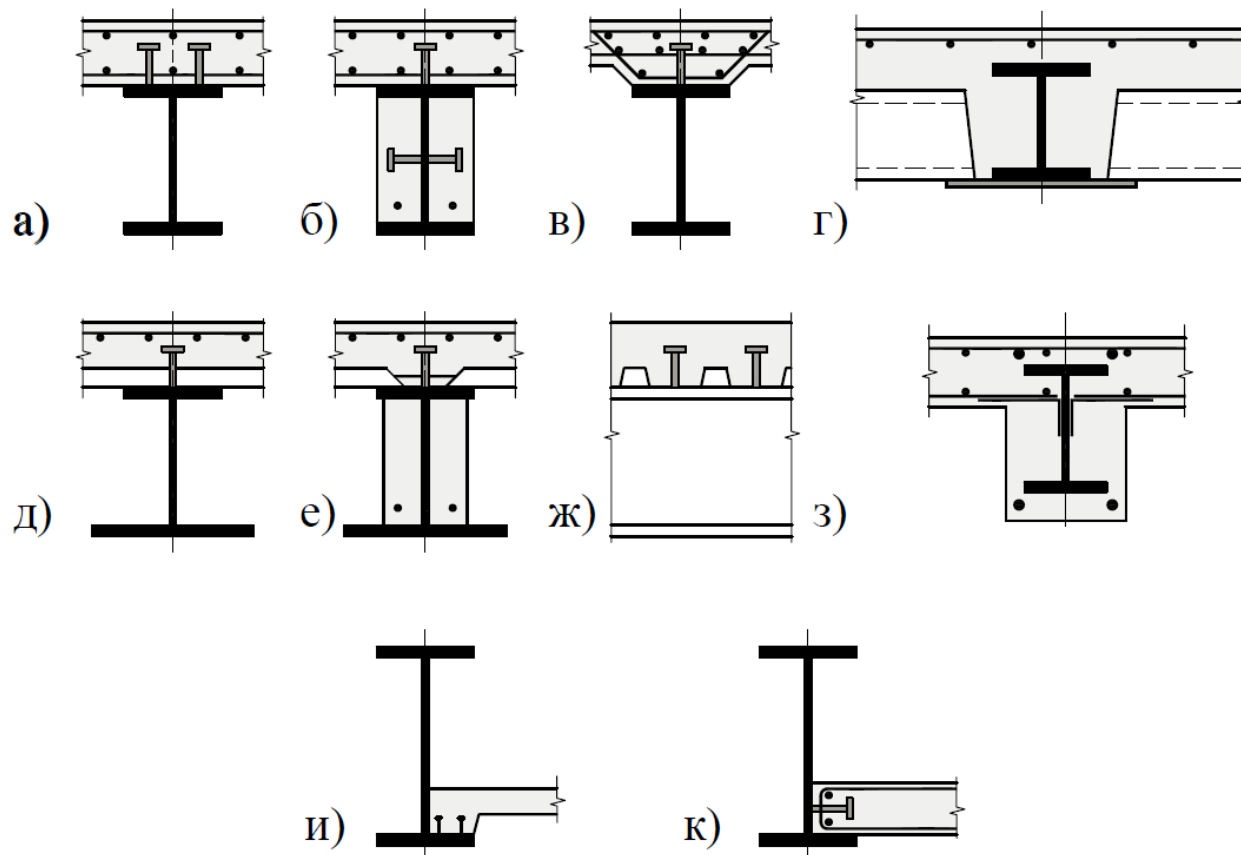


- 1 — стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров;
 2 — элемент балочной клетки; 3 — монолитный бетон перекрытия;
 4 — стержневой анкер; 5 — сетка противоусадочного армирования;
 6 — соединение гофрированных профилей между собой; 7 — гибкая арматура.

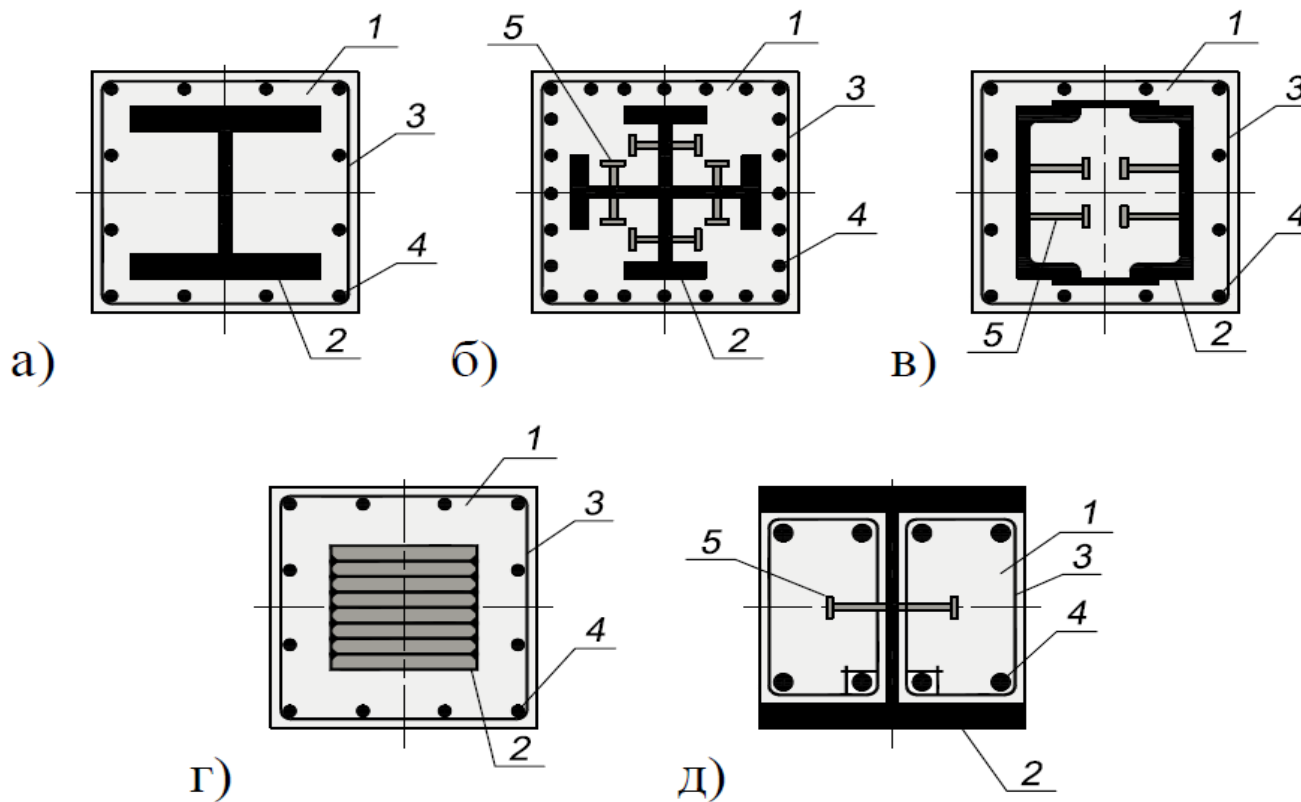


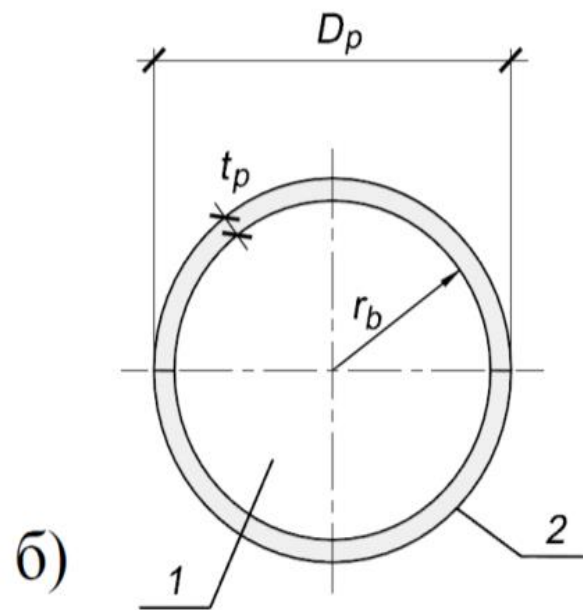
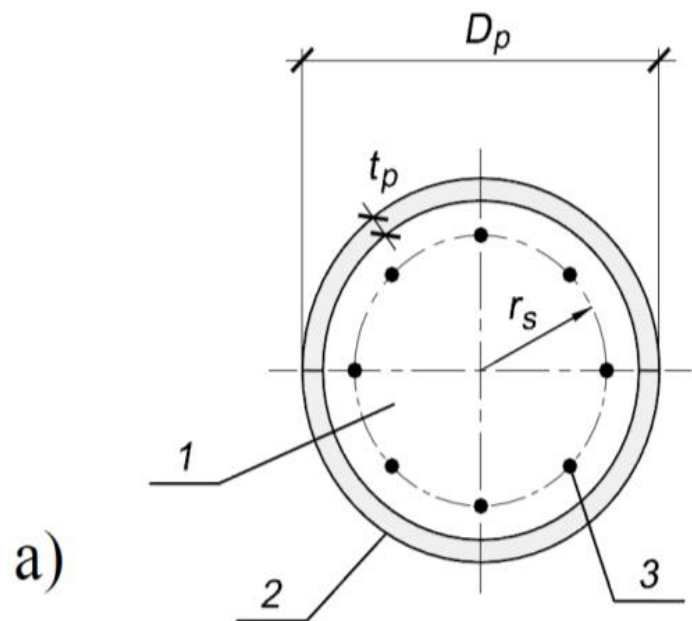
Сталежелезобетонная плита,
 армированная профилированным настилом

Типичные сечения изгибаемых конструкций из плит с балками



Типичные сечения жб конструкций с жесткой арматурой, работающие на центральное или внецентренное сжатие, растяжение

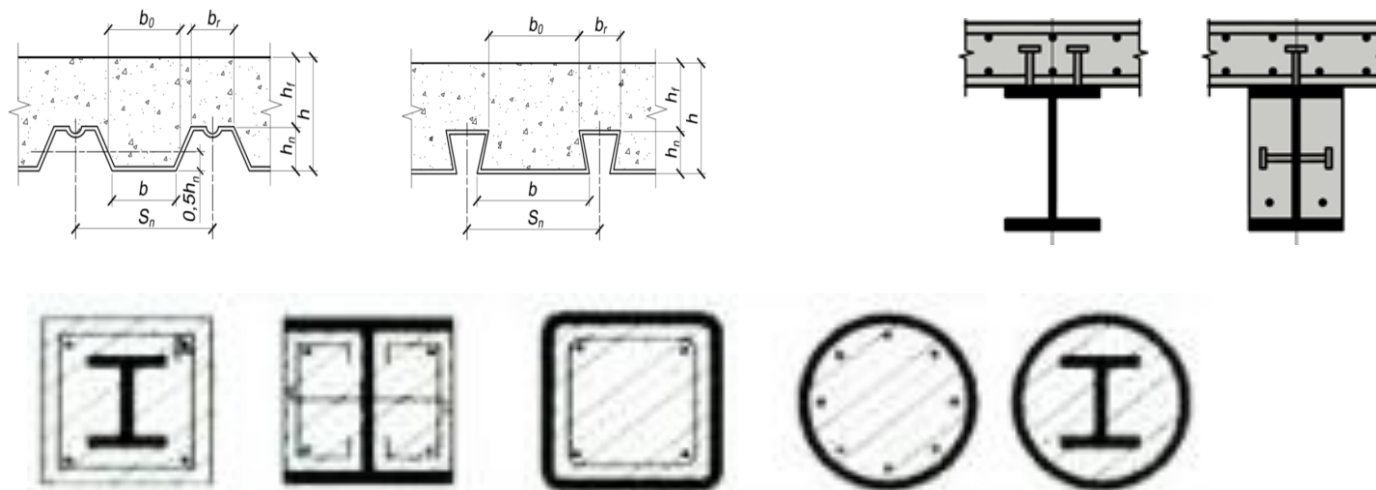




- W Сталежелезобетонные конструкции следует применять в тех случаях, когда строительные объекты **должны выдерживать высокие нагрузки при небольших размерах сечений**. Благодаря заводскому производству большей части элементов и несложному монтажу, удается **существенно сократить сроки строительства**. Основными областями применения комбинированных конструкций являются **высотное строительство, промышленное строительство и строительство мостов**.
- W Но СЖБ конструкции используются не только в больших проектах. И для небольших проектов можно воспользоваться преимуществами этих конструкций
- W Комбинированные балки, предназначенные для восприятия больших нагрузок при небольших размерах сечений (пример: конструкция, в которой нагрузки от верхних этажей из-за смещения или удаления колонн должны передаваться в нижнюю область, так как, именно там должны находиться большие помещения, не содержащие опор)
- W Перестройка зданий (жилых и офисных), существующая конструкция которых не может быть использована для передачи нагрузок

Основные преимущества сталежелезобетонных конструкций

- ❖ Строительство с применением сталебетонных конструкций является **экономичным**, благодаря комбинированию стали и бетона:
- ❖ **Сталь** воспринимает преимущественно **силы растяжения**, а **бетон** – **силы сжатия**.
- ❖ Такая комбинация материалов позволяет при **высоких нагрузках и больших пролетах** добиться **относительно маленьких размеров сечений**, что в свою очередь приводит к производству легких, гибких, экономных и, несмотря на это, мощных строительных элементов.
- ❖ Из отдельных строительных элементов можно **скомбинировать комплексные несущие конструкции**.

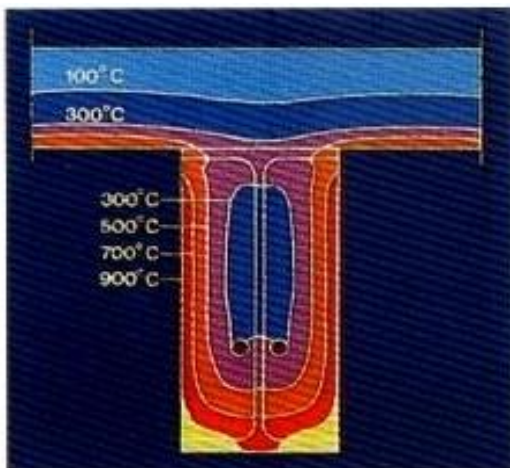


- В Благодаря симбиозу стали и бетона сталежелезобетонные конструкции являются экономичной и творческой альтернативой традиционных несущих элементов и открывают многочисленные новые возможности в строительстве. Благодаря преимуществам данных конструкций, получить реальную выгоду удастся всем участникам процесса строительства

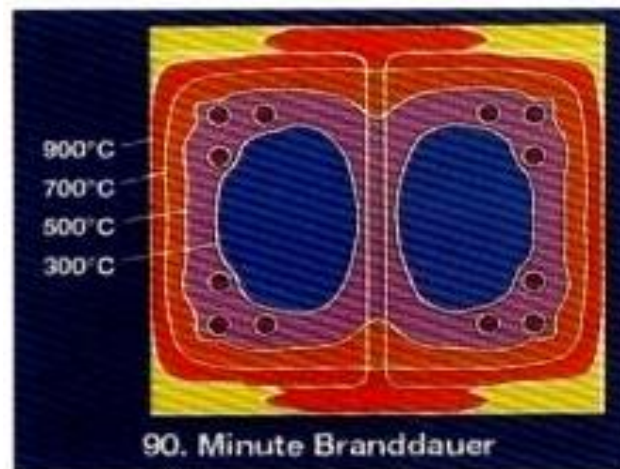
- W Краткие сроки строительства, раннее использование
- W Сокращение расходов на финансирование
- W Гибкость в использовании помещений благодаря большим пролетам и небольшим размерам сечений
- W Увеличение полезных площадей за счет небольшого количества тонких колонн
- W Простота в проведении реконструкционных работ

- W Гибкость при выборе несущей системы здания
- W Эстетичные и элегантные конструкции
- W Небольшие сечения при высокой несущей способности
- W Многообразие форм
- W Многообразие цветов

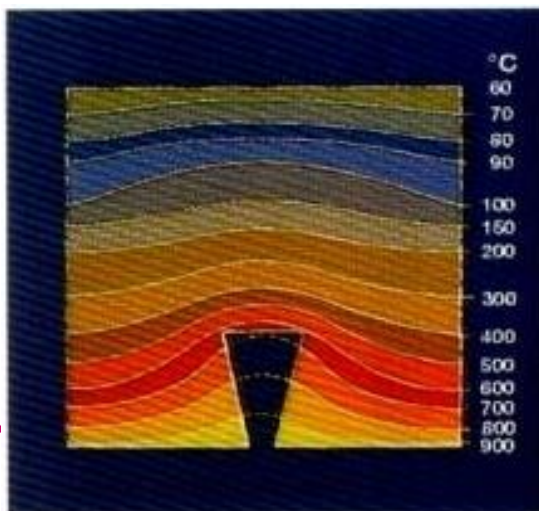
- W Небольшие фундаменты за счет меньшего веса конструкции
- W Большие пролеты для гибкого использования
- W Небольшие сечения балок и колонн
- W Соответственно большие полезные площади
- W Большая жесткость за счет использования комбинированных конструкций
- W Благоприятное поведение при динамических нагрузках
- W Защита от механических повреждений



Изотермы в обетонированной балке через 90 минут после начала пожара.



Изотермы в полностью обетонированной колонне через 90 минут после начала пожара.



Изотермы в перекрытии с профлистом через 90 минут после начала пожара.

МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ

СП 266.1325800.2016

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Издание официальное



Вотта регистрация 26 декабря 2016 г.

Москва 2016

В НАБОР

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС
УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ

ТКП EN 1994-1-1-2009* (02250)

Еврокод 4
ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила
и правила для зданий

Еўракод 4
ПРАЕКТАВАННЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАНСТРУКЦЫЙ
Частка 1-1. Агульныя правілы
і правілы для будынкаў

(EN 1994-1-1:2004,
EN 1994-1-1:2004/AC:2009, IDT)

Настоящий технический кодекс ТКП EN 1994-1-1-2009* идентичен EN 1994-1-1:2004 и воспроизведен с разрешения CEN/CENELEC, Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels. Все права по использованию европейских стандартов в любой форме и любым способом сохраняются во всем мире за CEN/CENELEC и его национальными членами, и их воспроизведение возможно только при наличии письменного разрешения CEN/CENELEC в лице Государственного комитета по стандартизации Республики Беларусь.

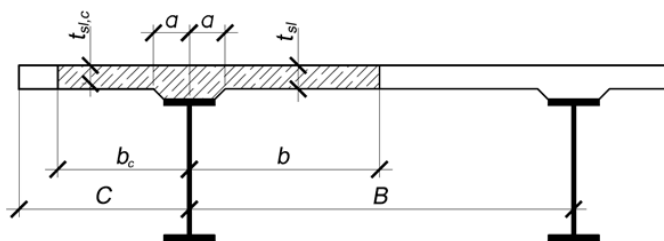
Издание официальное

Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь
Минск 2014

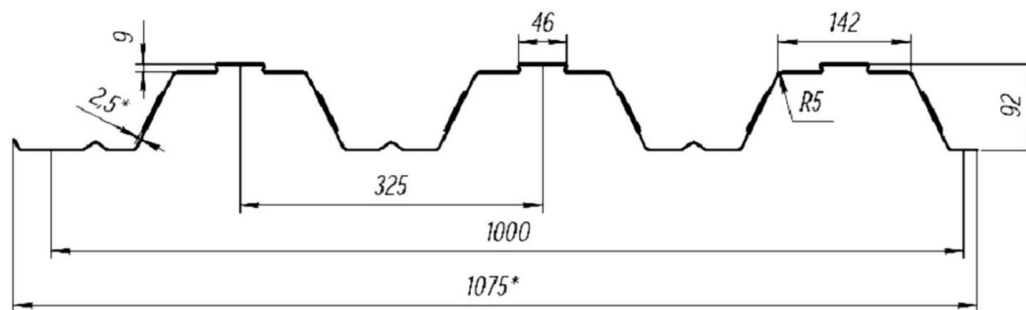
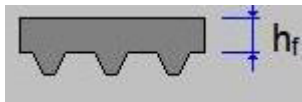
СП "Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования"
утвержден приказом Минстроя России от 30 декабря 2016 г. №
1030/пр. **СП 266.1325800.2016**

- W - Расчеты следует выполнять, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей.
- W - В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $\alpha_b = E_{st} / E_b$, здесь E_{st} — модуль упругости конструкционного металла стальной части, E_b – модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, определяемый по СП 63.13330
- W - Напряжения в сжатом бетоне следует определять по нелинейной деформационной модели, согласно СП 63.13330.2012.
- W - Напряжения в арматуре следует определять по билинейным диаграммам, приведенным в СП 63.13330.2012
- W - Напряжения в конструкционной стали при сжатии или растяжении следует определять по СП 16.13330.2011
- W - При действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений и арматурой, расположенной у граней сечения перпендикулярных плоскости изгиба допускается производить расчет на основе предельных усилий

- W - Определение усилий и расчет поперечного сечения следует выполнять по стадиям, число которых определяется количеством частей сечения, последовательно включаемых в работу.
- W - Учитываемую в составе сечения расчетную ширину железобетонной плиты следует определять как сумму расчетных величин свесов плиты в обе стороны от оси стальной конструкции.
- W - Расчетное значение свеса плиты следует, как правило, **определять пространственным расчетом**; допускается принимать приближенное значение в соответствии с таблицей СП СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

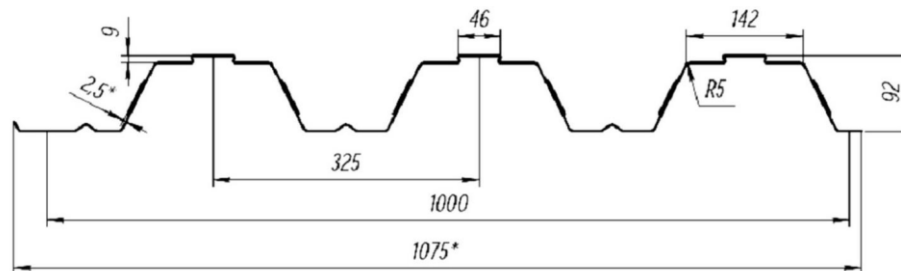
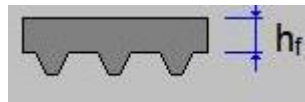


Свес плиты относительно стальной конструкции	Пролет ребра l	Расчетная величина свеса плиты
В сторону соседнего ребра (стальной балки), b	Свыше $4B$	$B/2$
	Менее $4B$	$a + 6 t_{sl}$ но не более $B/2$ и не менее $// 8$
<u>В сторону консоли</u> , b_c	Свыше $12C$	C
	Менее $12C$	$a + 6 t_{sl,c}$ но не более C и не менее $// 12$



При расчете прочность и жесткость настила нагрузки определяем как для стального тонкостенного элемента, работающего на нагрузку от собственного веса настила и свежееуложенного бетона, а также монтажной нагрузки, включающей массу оборудования и людей в процессе возведения перекрытия (СП СЖБК)

Особенности расчета профилированного настила на стадии бетонирования



Характеристика	Нормативная нагрузка на кПа	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f
Нагрузка от собственного веса настила	по ТУ или ГОСТ	1,05
Нагрузка от веса свежеложенной бетонной смеси	по приведенному сечению плиты	1,2
Монтажная нагрузка:		
при выгрузке бетонной смеси из бадей вместимостью до 0,8 м ³	2,5	1,3
при подаче бетонной смеси бетоноводами равномерно в пределах настила	0,5	1,3

Особенности расчета профилированного настила на стадии бетонирования

Приведенные геометрические характеристики сечения профилей настила (моменты инерции и сопротивления) для его расчета на стадии бетонирования плиты должны определяться с учетом следующих допущений:

- форма поперечного сечения гофров при действии нагрузки не изменяется;
- гофры настила работают как **тонкостенные балки** трапециевидного сечения **в упругой стадии**;
- **нормальные напряжения по высоте** поперечного сечения стенок гофров **распределяются линейно**;
- **нормальные напряжения по ширине** продольно сжатых полок до местной потери устойчивости, а также по ширине растянутых полок **распределяются равномерно**;
- после местной потери устойчивости продольно сжатых полок **нормальные напряжения в них распределяются неравномерно**, возрастая от середины полок к продольным краям. При расчете приведенных характеристик профиля после местной потери устойчивости продольно сжатых полок **должна учитываться редукция участков профиля и снижение рабочей площади сечения профиля в целом.**

МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
СВОД ПРАВИЛ СП 201.1325800.2016

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ
ТОНКСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ
ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ
И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

Правила проектирования
Издание официальное



Вед. Проектировщик
13.04.2016

Москва 2016

- В зависимости от положения нейтральной оси в сечении плиты в пролете возможны три случая расчета на прочность.

На примере случая 1

Случай 1. Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила

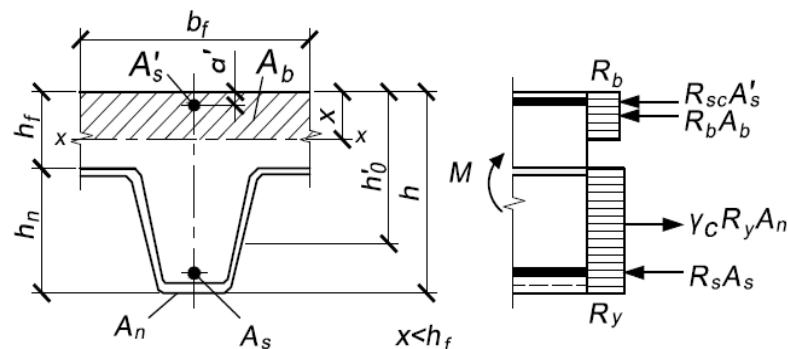


Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах толщины полки плиты

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b b_f x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A'_s.$$

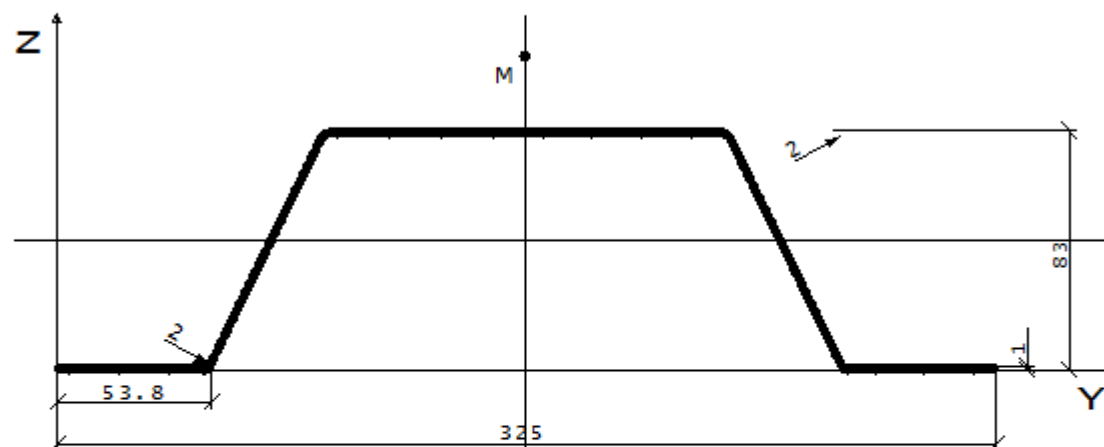
При расчете прочности плиты должно выполняться условие:

$$M \leq R_b b_f x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

- В зависимости от положения нейтральной оси в сечении плиты на опоре возможны два случая расчета на прочность.

Расчет пяти пролетного профилированного настила на стадии бетонирования (Расчет настила на прочность)

Равномерно распределенная нагрузка $p = 4.87 \text{ кН/м}^2$
 Расчетный изгибающий момент $M_y = 5.60 \text{ кН}$
 Расчетная поперечная сила $Q_x = 7.4 \text{ кН/м}$



Высота сечения	$h = 83 \text{ мм}$
Ширина сечения	$b = 325 \text{ мм}$
Координата центра тяжести сечения	$y_c = 162.5 \text{ мм}$
Площадь сечения	$A = 4.26 \text{ см}^2$
Момент сопротивления сечения	$W_y = 11.11 \text{ см}^3$
Момент инерции сечения	$I_y = 50.4 \text{ см}^4$

сталь 250 250 ГОСТ P52246-2004

Модуль упругости	$E = 206 \text{ ГПа}$
Расчетное сопротивление	$R_y = 240 \text{ МПа}$
Расчетное сопротивление сдвигу	$R_s = 139 \text{ МПа}$
Коэффициент условий работы	$\gamma_c = 1.00$

Расчет пяти пролетного профилированного настила на стадии бетонирования (Расчет настила на прочность)

Результаты расчета

Исходное сечение

проверки по напряжениям

Нормальные напряжения

$$\sigma = 164 < R_y * \gamma_c = 240$$

$$\sigma = 164 \text{ МПа}$$

УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Касательные напряжения

$$\tau = 17 < R_s * \gamma_c = 139$$

$$\tau = 17 \text{ МПа}$$

УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Эквивалентные напряжения

$$\sigma_{eff} = 165 < R_y * \gamma_c = 240$$

$$\sigma_{eff} = 165 \text{ МПа}$$

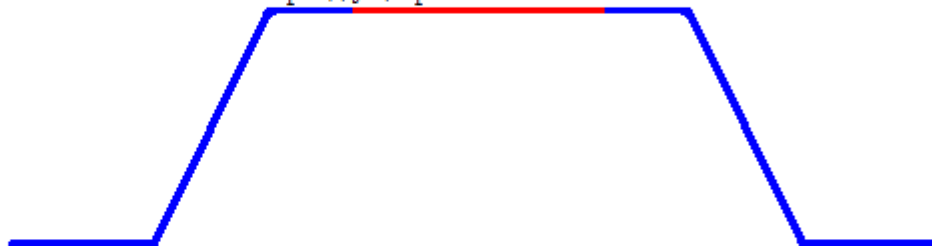
УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Редуцированное сеч.

M = 1:3

Редуцирование по причине локальной потери устойчив.

Схема редуцирования сечения



Координаты центра тяжести сечения $y_c = 162.5$ мм

$$z_c = 36.1 \text{ мм}$$

Площадь сечения

$$A_{eff} = 3.4 \text{ см}^2$$

Момент сопротивления сечения

$$W_{y, eff} = 8 \text{ см}^3$$

Момент инерции сечения

$$I_{y, eff} = 35 \text{ см}^4$$

Нормальные напряжения

$$\sigma = 240 = R_y * \gamma_c = 240$$

$$\sigma = 240 \text{ МПа}$$

УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Касательные напряжения

$$\tau = 17 < R_s * \gamma_c = 139$$

$$\tau = 17 \text{ МПа}$$

УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

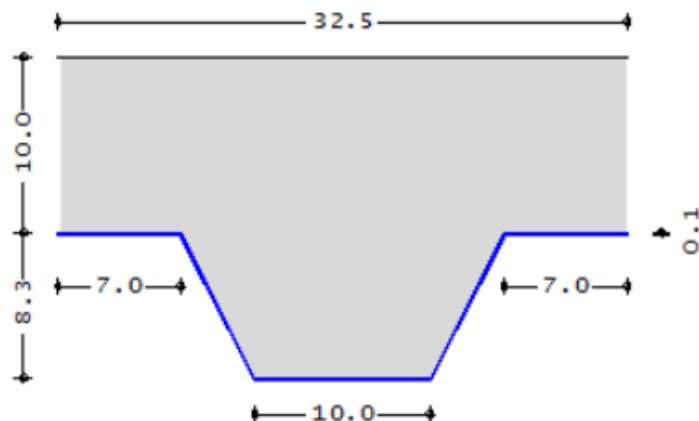
Эквивалентные напряжения

$$\sigma_{eff} = 240 = R_y * \gamma_c = 240$$

$$\sigma_{eff} = 240 \text{ МПа}$$

УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Расчет сечения профилированного настила на стадии эксплуатации



Высота сечения	h	=	18.3	см
Шаг гофра	S_n	=	32.5	см
Высота бетона над настилом	h_z	=	10.0	см

Профилированный настил с гофром открытого типа

Толщина настила	t_n	=	1	мм
Высота настила	h_n	=	8.3	см
Ширина нижней полки	b	=	10.0	см
Ширина бетонного ребра	b'	=	18.5	см
Момент инерции настила на 1 м	I_x	=	1.577	см ⁴
Момент сопротивления настила на 1 м	W_x	=	0.347	см ³

Расчет

Согласно СТО ARSS 11251254.001-2015 СЖБ КОНСТРУКЦИИ

Бетон	В 15 (тяжелый)		
Плотность бетона	$\rho_b = 2500.0$	кг/м ³	
Профилированный настил	О 250		
Плотность стали	$\rho_a = 7850.0$	кг/м ³	
Предел текучести стали	$R_{yn} = 240.0$	МПа	
Модуль упругости стали	$E_{at} = 206.0$	ГПа	
Сопротивление настила	$R_y = 250.0$	МПа	

Расчёт на жёсткость

Условие жёсткости:

$$f_n \leq 1/200$$

Прогиб настила	$f_n = 1.27$	см
Правая часть неравенства	$1/200 = 1.65$	см
Жесткость настила обеспечена		

Расчёт на устойчивость стенок гофров настила

Условие устойчивости:

$$Q \leq Q_{кр}$$

Поперечная сила	$Q = 3.895$	кН
Поперечная критическая сила	$Q_{кр} = 4.173$	кН
Устойчивость стенок настила обеспечена		

Расчёт настила на прочность

Условие прочности:

$$M/W_x \leq R_y$$

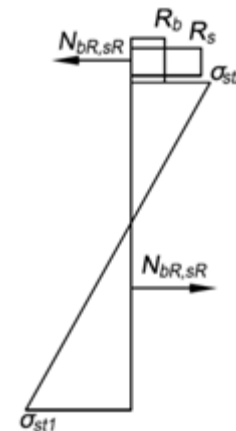
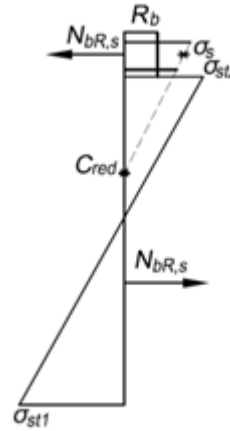
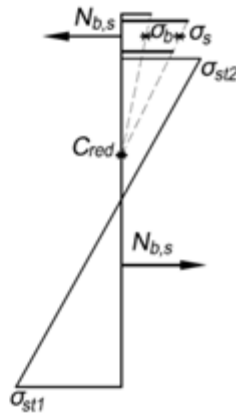
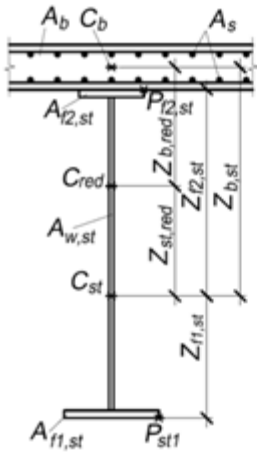
Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м	$M = 5.45$	кНм
Левая часть неравенства	$M/W_x = 156.990$	МПа
Правая часть неравенства	$R_y = 250.0$	МПа
Прочность настила обеспечена		

W

Случай А

Случай Б

Случай В.



$$N = N_{b,s} = A_b \sigma_b + A_s \sigma_s$$

— в случае А

$$N = N_{bR,s} = A_b R_b + A_s \sigma_s$$

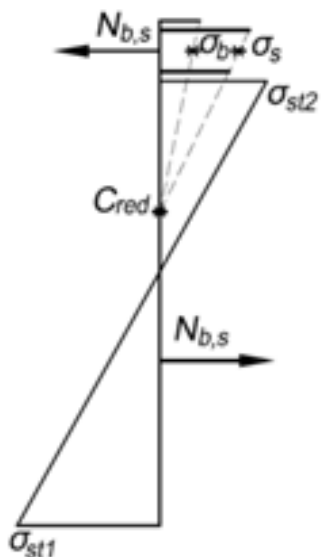
— в случае Б при проверке нижнего пояса

$$N = N_{bR,sR} = A_b R_b + A_s R_s$$

— в случае Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В

Расчеты по прочности изгибаемых конструкций из плит с балками(положительный момент)

Расчет на основе предельных усилий (Случай А)



$$N = N_{b,s} = A_b \sigma_b + A_s \sigma_s$$

Критерии

$$\sigma_b = \frac{M_2}{\alpha_b W_{b,red}} - \sigma_{bi} < \gamma_{bi} R_b, \quad (6.39)$$

$$\sigma_s = \frac{M_2}{\alpha_s W_{b,red}} + \sigma_{si} < \gamma_{si} R_s, \quad (6.40)$$

Проверки

Стального верхнего пояса $\frac{M - Z_{b,st} N_{b,s}}{W_{f2,st}} - \frac{N_{b,s}}{A_{st}} < \gamma_1 \gamma_c R_y, \quad (6.41)$

Стального нижнего пояса $\frac{M - Z_{b,st} N_{b,s}}{W_{f1,st}} + \frac{N_{b,s}}{A_{st}} < \gamma_c R_y. \quad (6.42)$

$$N = N_{bR,S} = A_b R_b + A_s \sigma_s$$

— в случае Б при проверке нижнего пояса

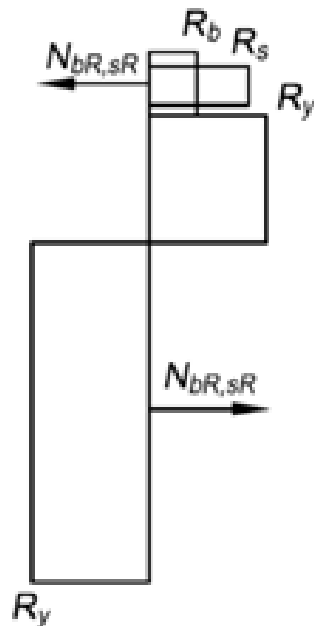
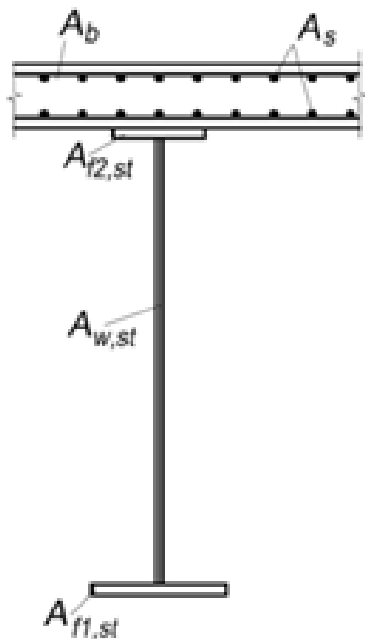
$$N = N_{bR,S,R} = A_b R_b + A_s R_s$$

— в случае Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В

Расчеты по прочности (положительный момент)

Расчет на основе предельных усилий

Идеальный жесткопластический материал



Условие прочности

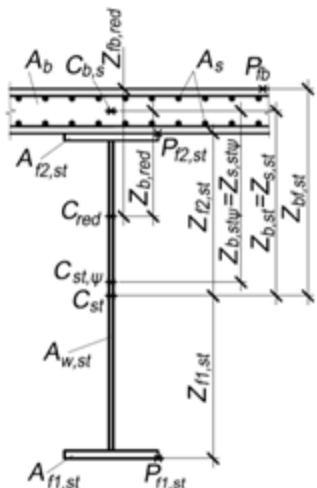
$$M \leq \gamma_b R_b A_b y_b + \sum \gamma_{s,i} R_{s,i} A_{s,i} y_{s,i} + \sum \gamma_{c,i} R_{y,i} A_{st,i} y_{st,i}, \quad (6.52)$$

Граница сжатой зоны

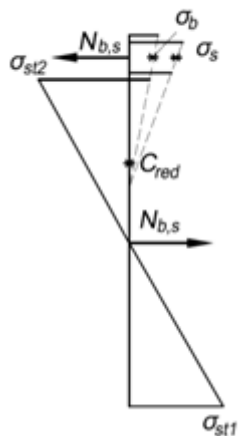
$$R_b A_b + \sum R_{s,i} A_{s,i} + \sum R_{y,i} A_{st,i} = 0, \quad (6.53)$$

Расчеты по прочности изгибаемых конструкций из плит с балками(отрицательный момент) Расчет на основе предельных усилий

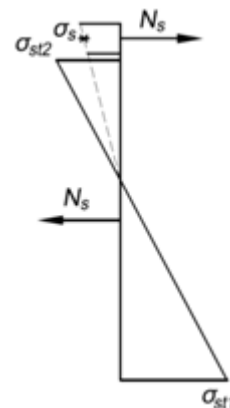
W



Случай Г



Случай Д



$$N = N_{b,s} = A_b \sigma_b + A_s \sigma_s$$

— в случае Г

$$N = N_s = A_s \sigma_s$$

— в случае Д при проверке нижнего пояса

$$N_s = A_s \sigma_s \leq A_s R_s$$

$$N = N_{sR} = A_s R_s$$

— в случае Д при проверке верхнего пояса

Расчеты по прочности изгибаемых конструкций из плит с балками(отрицательный момент)

Расчет на основе предельных усилий (Случай Г)

$$N = N_{b,s} = A_b \sigma_b + A_s \sigma_s$$

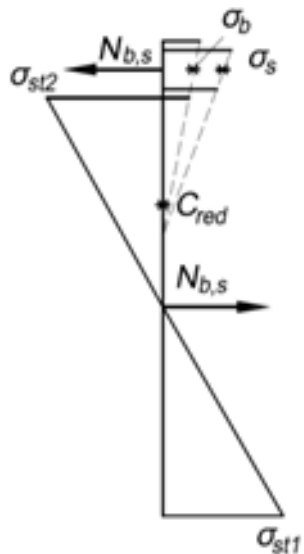
Критерий

$$\sigma_b = \frac{M_2}{\alpha_b W_{b,red}} - \sigma_{bi} > 0.1 \gamma_{bi} R_b, \quad (6.54)$$

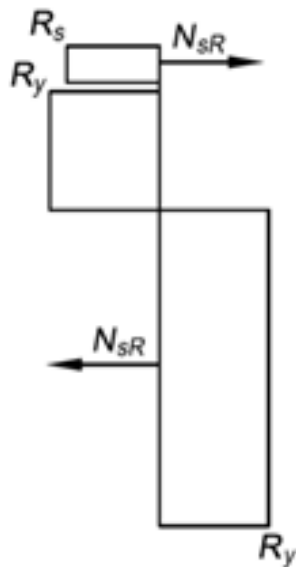
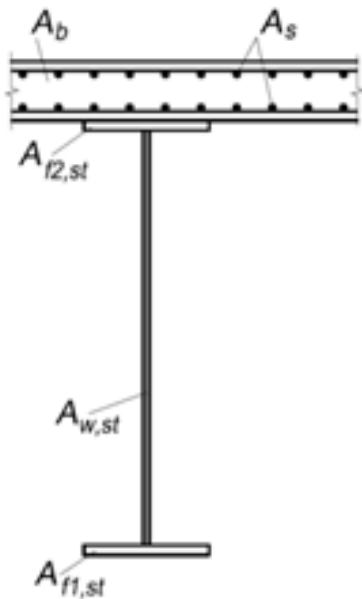
Проверки

Стального верхнего пояса $\frac{-M + Z_{b,st} N_{b,s}}{W_{f2,st}} + \frac{N_{b,s}}{A_{st}} < \gamma_2 \gamma_c R_y$ (6.55)

Стального нижнего пояса $\frac{-M + Z_{b,st} N_{b,s}}{W_{f1,st}} - \frac{N_{b,s}}{A_{st}} < \gamma_c R_y,$ (6.56)



Расчеты по прочности изгибаемых конструкций из плит с балками(отрицательный момент)
 Расчет на основе предельных усилий
 Идеальный жесткопластический материал



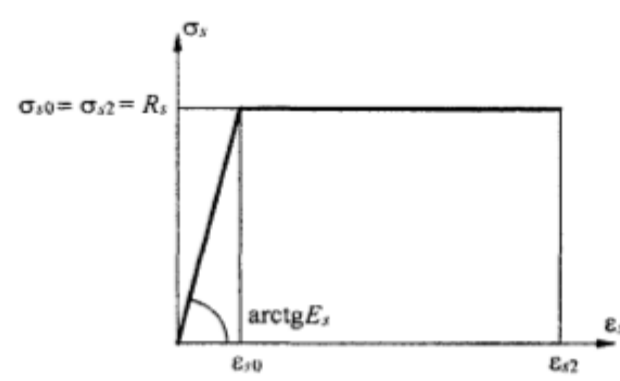
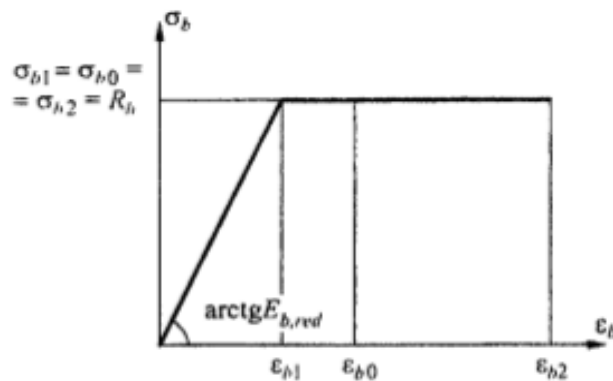
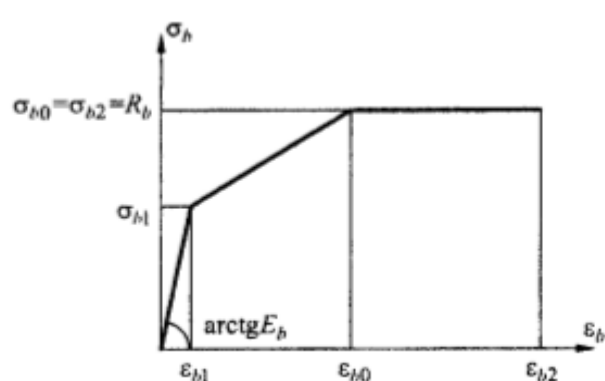
Условие прочности

$$M \leq \sum \gamma_{s,i} R_{s,i} A_{s,i} y_{s,i} + \sum \gamma_{c,i} R_{y,i} A_{st,i} y_{st,i}, \quad (6.61)$$

Граница сжатой зоны

$$\sum R_{s,i} A_{s,i} + \sum R_{y,i} A_{st,i} = 0. \quad (6.62)$$

- W - Напряжения в сжатом бетоне следует определять по нелинейной деформационной модели, согласно СП 63.13330.2012.
- W - Напряжения в арматуре следует определять по билинейным диаграммам, приведенным в СП 63.13330.2012
- W - Напряжения в конструкционной стали при сжатии или растяжении следует определять по СП 16.13330.2011, и учитывать влияние метода возведения



- W - Несущую способность по поперечной силе сталежелезобетонного сечения следует принимать равной несущей способности стального сечения.
- W - Несущую способность по поперечной силе стального сечения следует определять по СП 16.13330.2011.

Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции следует определять для каждого расчетного участка по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s), \quad (6.63)$$

σ_{b1}, σ_{b2} - напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты

σ_{s1}, σ_{s2} - напряжения в продольной арматуре соответственно в тех же сечениях

Расчетный участок ограничивается соседними расчетными поперечными сечениями.

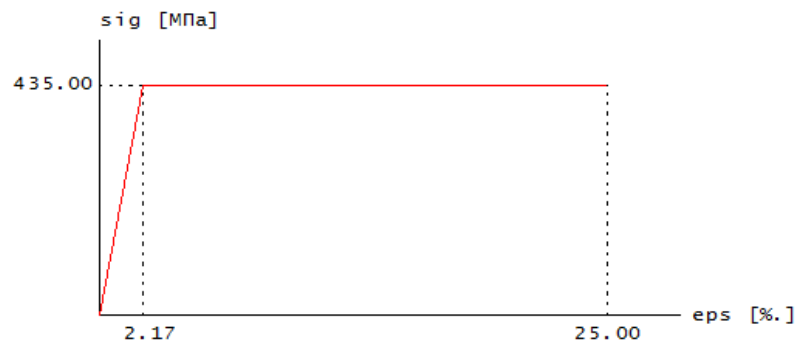
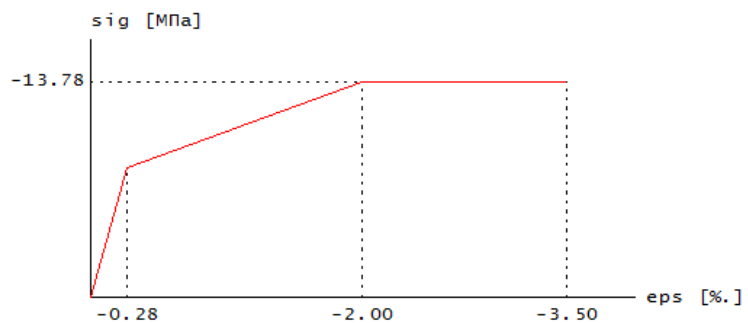
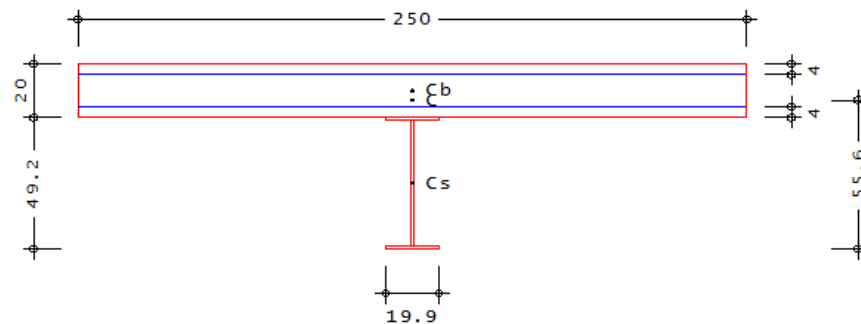
Расчетные поперечные сечения включают:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опоры;
- сечения, в которых приложены сосредоточенные нагрузки или реакции;
- сечения с изменением своих размеров при которых отношение большего момента сопротивления к меньшему превышает 1.2;
- в элементах переменной высоты расчетные сечения выбирают таким образом, чтобы отношение большего значения несущей способности по изгибающему моменту к меньшему (при изгибе в одной плоскости) для любой пары смежных расчетных поперечных сечений не превышало 1.5;
- свободные концы консолей – для расчетов объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

Стальную полку, прикрепленную к железобетонной плите посредством соединительных деталей, можно считать устойчивой против смещения из плоскости изгиба при условии, что железобетонная плита также устойчива против такого смещения.

Во всех других случаях сжатые стальные полки следует проверять на устойчивость из плоскости изгиба, используя для этого методы, приведенные в СП 16.13330.2011 и учитывая влияние последовательности возведения.

Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями соответствующих разделов СП 63.13330. При этом в расчетах по образованию трещин предельные значения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне следует сопоставлять с напряжениями в крайней фибре бетона упруго работающего сталежелезобетонного сечения, вычисленными от эксплуатационных нагрузок на стадии эксплуатации



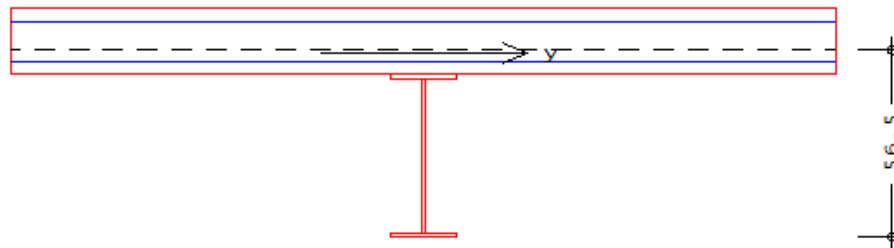
Расчет

Проверка несущей способности

Предельные усилия

N [кН]	M _y [кНм]	N _u [кН]	M _{y,u} [кНм]	γ _u
0.0	845.0	0.0	937.2	1.109

Нейтральная линия



Кривизна $\kappa_y = 0.00301 \text{ 1/м}$

Деформации
бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
0.22	0.00	-0.38	-8.61

Деформации
арматуры

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
0.10	19.80	-0.26	-52.38

Деформации
стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
1.70	350.00	0.22	45.18

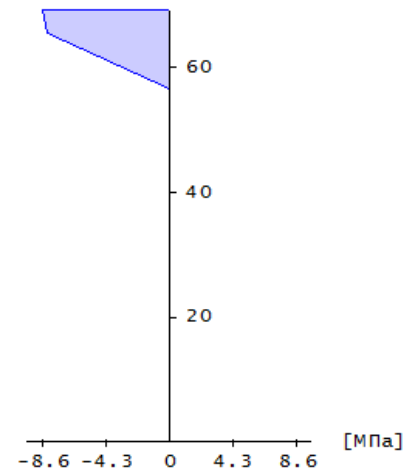
Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

N_b [кН]	M_b [кНм]	N_s [кН]	M_s [кНм]
-1775.9	104.6	1775.9	218.1

Эпюры напряжений

в стали

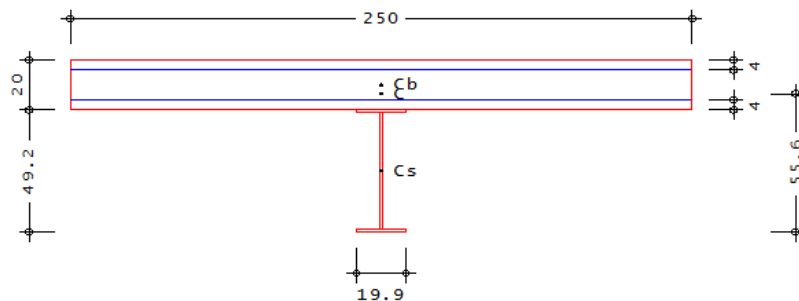
в бетоне



Сдвигающее усилие по шву объединения плиты и профиля при $Q_s = 100.0$ кН

a_{12} [м]	M_{y1} [кНм]	M_{y2} [кНм]	N_{b1} [кН]	N_{b2} [кН]	S [кН/м]
0.469	937.2	890.3	-1775.9	-1685.0	194.0

a_{12} - расстояние между расчетными сечениями (≤ 1 м)



Расчет

Проверка несущей способности по СП 35.13330.2011

Изгибающий момент $M_y = 845.0$ кНм
 Поперечная сила $Q_x = 100.0$ кН

Расчетный случай А

Отношение жесткостей $E I_b / E I_s = 0.74 > 0.2$

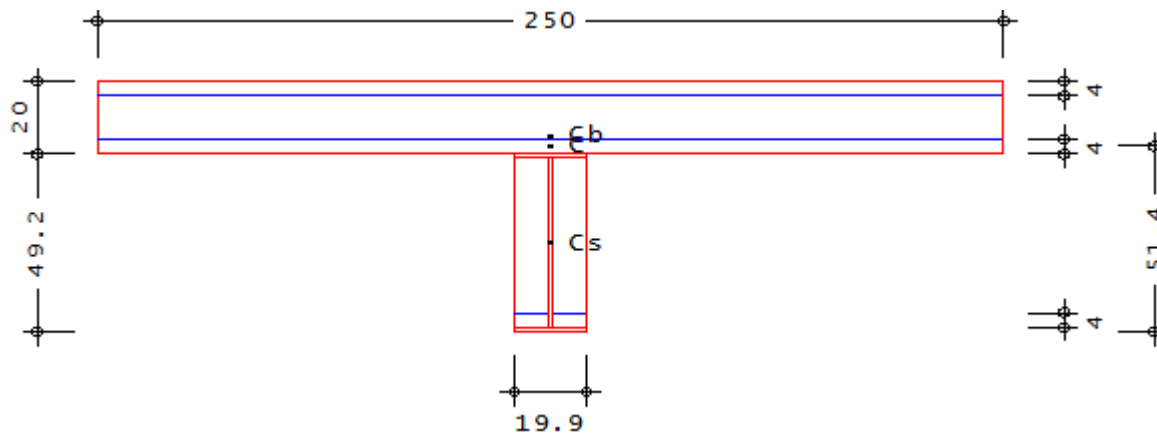
I_b [см ⁴]	I_s [см ⁴]	$I_{s, \text{тб}}$ [см ⁴]	$Z_{b, s}$ [см]	$Z_{b, s, \text{тб}}$ [см]	$Z_{s, 1, s}$ [см]	$Z_{s, 2, s}$ [см]
178667	35198	157658	34.6	3.6	24.6	24.6

σ_b [МПа]	σ_x [МПа]	N_{bx} [кН]	η [-]	κ [-]	κ_3 [-]	κ_4 [-]	m_1 [-]
2.8	18.7	1493.9	3.565	1.083	1.295	1.080	1.200

Данные при определении κ согласно (8.26)

R_s [МПа]	τ_m [МПа]	κ_1 [-]
203.0	23.7	1.083

Проверка 1	Проверка 2	Проверка 3
-	0.110 ≤ 1	0.981 ≤ 1

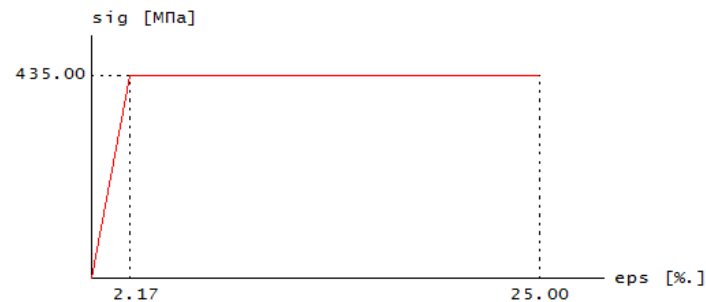
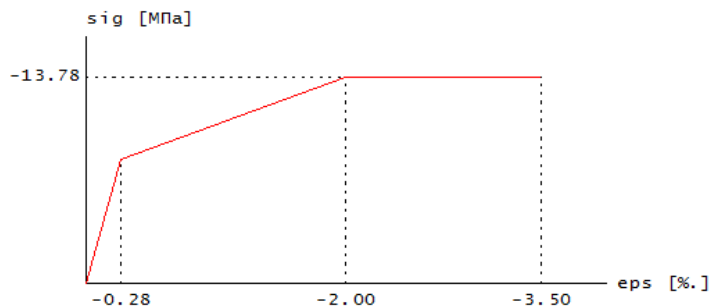
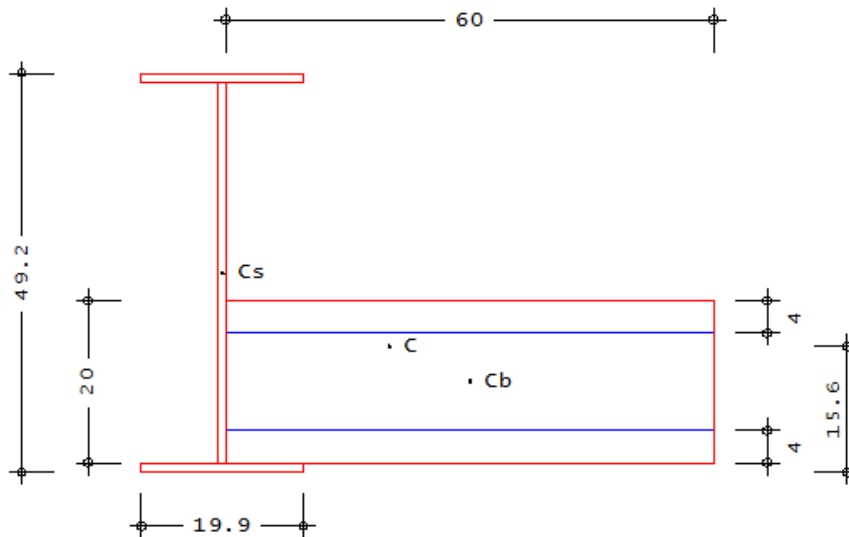


Расчет

Проверка несущей способности

Предельные усилия

N [кН]	M _y [кНм]	N _u [кН]	M _{y u} [кНм]	γ _u
0.0	845.0	0.0	1020.6	1.208



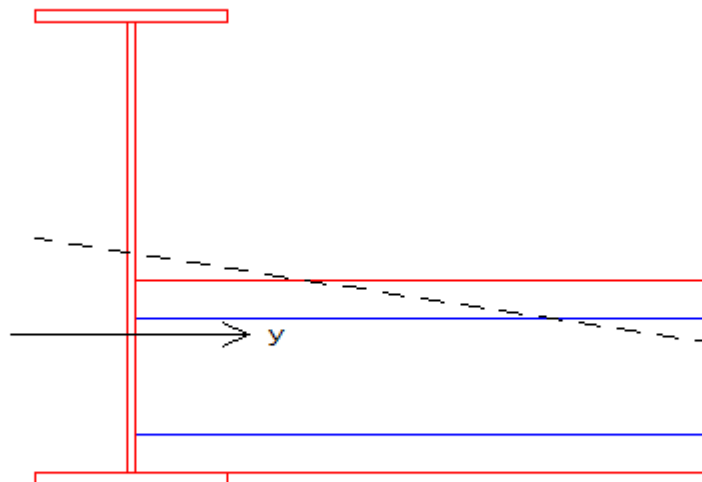
Расчет

Проверка несущей способности

Предельные усилия

N [кН]	M _y [кНм]	N _u [кН]	M _{yu} [кНм]	γ _u
0.0	440.0	0.0	480.3	1.092

Нейтральная линия



Угол наклона нейтральной линии = 8.8 град

Кривизны $\kappa_y / \kappa_x = 0.00636 / 0.00098$ 1/м

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	1.45	0.00	-0.41	-8.71
Деформации арматуры	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	1.19	238.42	-0.16	-32.13
Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
	1.62	334.75	-1.70	-350.00

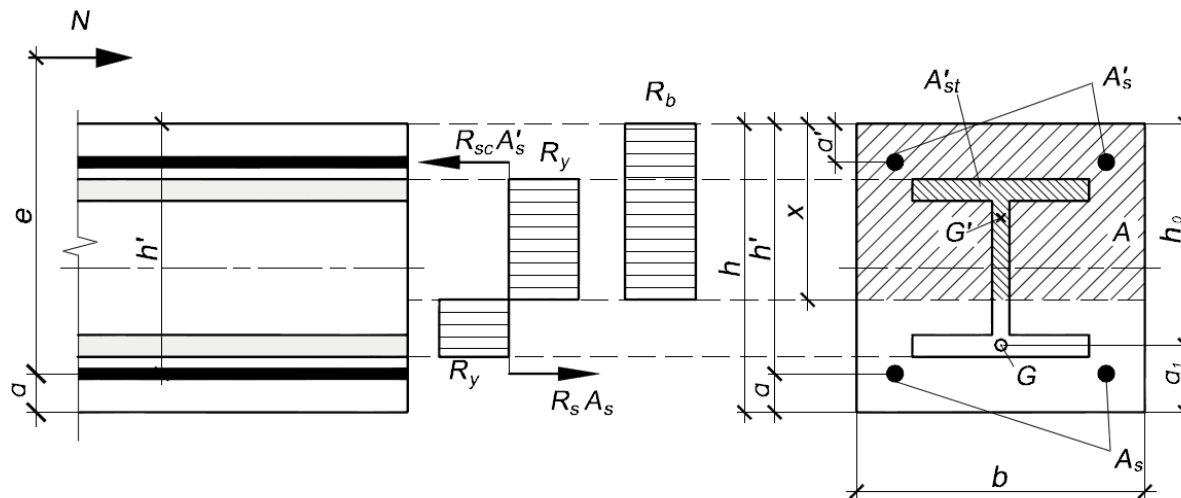
Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

Усилия в частях сечения относительно их центральных осей	N_b	M_b	N_s	M_s
	[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]
	68.5	10.1	-68.5	461.0

Сдвигающее усилие по шву объединения плиты и профиля при $Q_s = 100.0$ кН

a_{12}	M_{y1}	M_{y2}	N_{b1}	N_{b2}	S
[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]	[кН/м]
0.240	480.3	456.3	68.5	65.2	13.9

a_{12} - расстояние между расчетными сечениями (≤ 1 м)

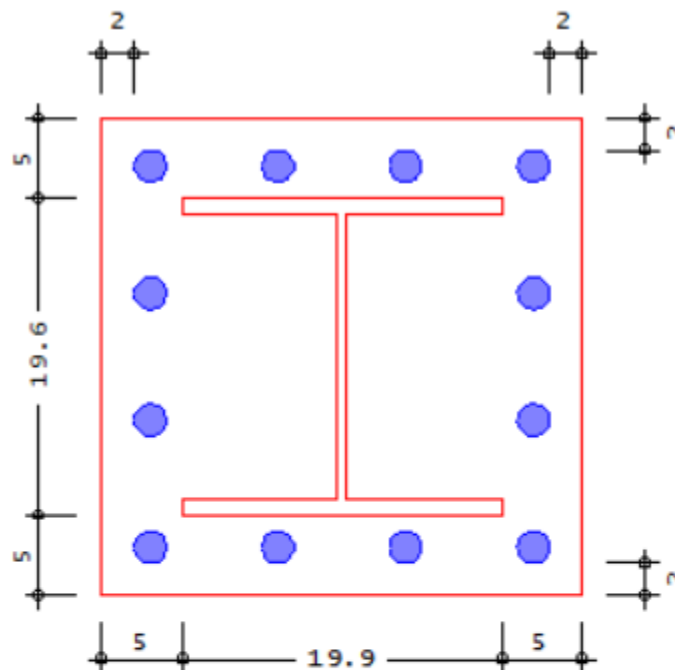


Условие прочности

$$Ne \leq R_b S_b + R_y A_{st}' y_{st} + R_{sc} A_s' y_s, \quad (7.1)$$

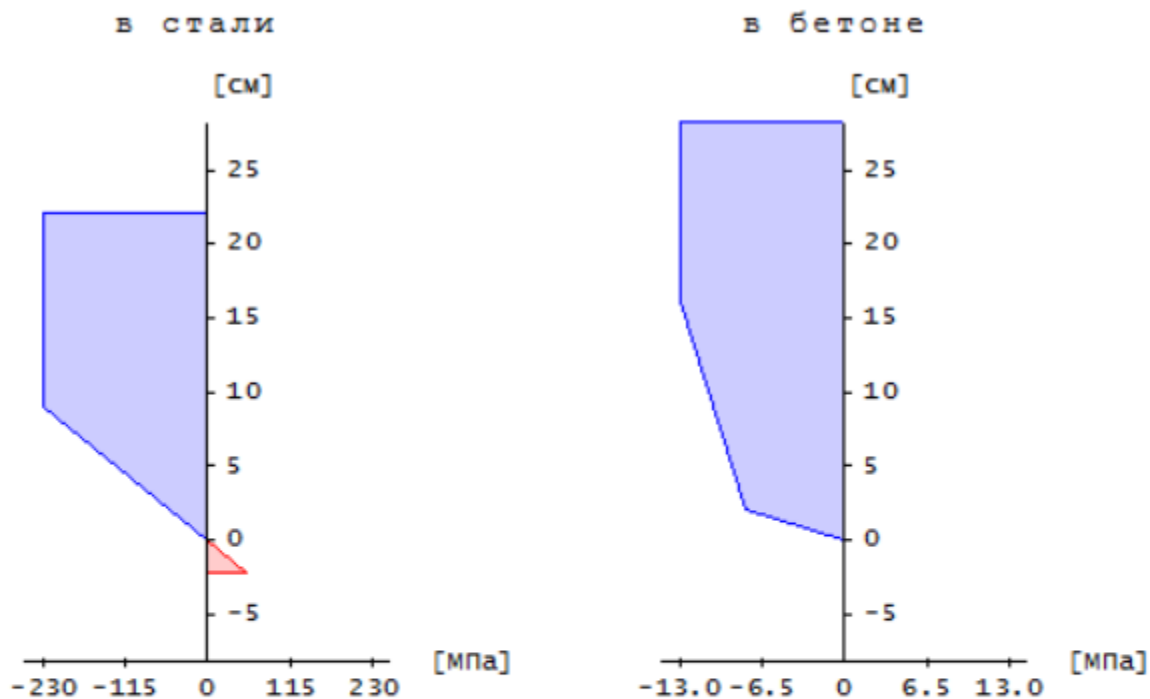
Граница сжатой зоны

$$N = R_b A_b + R_y (A_{st}' - A_{st}'') + R_{sc} A_s - R_s A_s \quad (7.2)$$



Ширина сечения	b_0	=	29.9	см
Высота сечения	h_0	=	29.6	см
Двутавр	20К1	СТО	АСЧМ	20-93
Ширина	b	=	199	мм
Высота	h	=	196	мм
Толщина полков	t_r	=	10.0	мм
Толщина стенки	t_w	=	6.5	мм
Расчетная площадь профиля	A	=	51.24	см ²

Эпюры напряжений



Ось ортогональна нейтральной линии и направлена в сторону сжатой (наименее растянутой) части сечения

Несущая способность элемента обеспечена

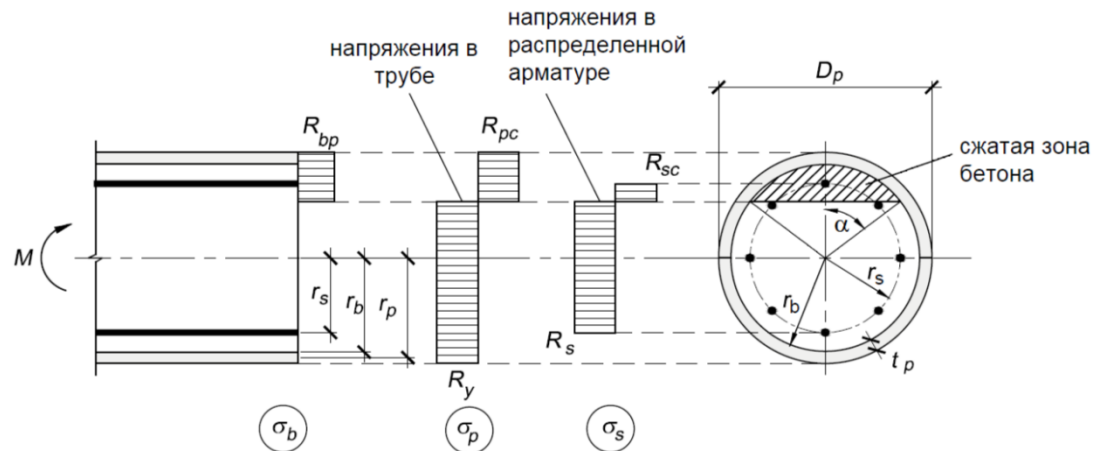
Проверка трещиностойкости элемента согласно СП 63.13330.2012

Трещины не образуются

- W Бетон и металл трубы работают в многоосном напряженном состоянии. Это приводит к изменению их расчетных сопротивлений, учитываемых в расчете.
- W При действии продольных сжимающих сил, бетон ядра испытывает сжатие как в продольном направлении, так и в боковых направлениях со стороны трубы. Это приводит к повышению его расчетного сопротивления по сравнению с одноосным напряженным состоянием
- W При действии продольных сжимающих сил, металл трубы испытывает сжатие в продольном направлении и растяжение в поперечном (тангенциальном) направлении из-за давления бетона. Это приводит к снижению его расчетного сопротивления по сравнению с одноосным напряженным состоянием.
- W С увеличением эксцентриситета приложения продольной нагрузки расчетные сопротивления материалов уменьшаются. При приложении продольной сжимающей силы (сжато-изогнутые элементы рассматриваются как внецентренно-сжатые) за пределами ядра сечения бетонной части (более $0.25r_b$) или при действии только изгибающего момента, расчетные сопротивления материалов принимаются как при одноосном напряженном состоянии

Расчеты по прочности

Расчет на основе предельных усилий



Изгиб

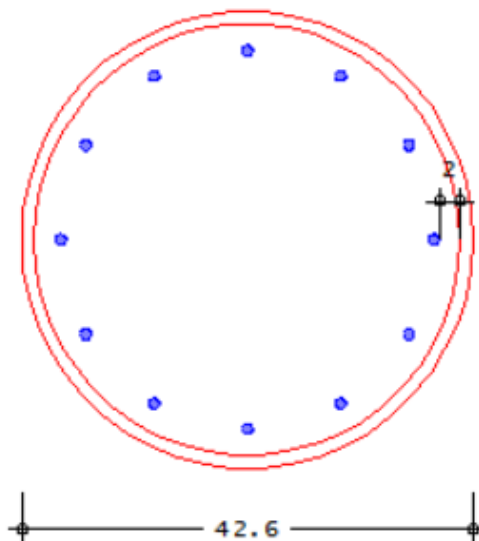
$$M \leq \frac{2}{3} r_b^3 R_{bp} \sin^2 \alpha + \frac{1}{\pi} A_s r_s \sin \alpha (R_s + R_{sc}) + \frac{1}{\pi} A_t r_t \sin \alpha (R_t + R_{tc}), \quad (7.12)$$

Внецентренное сжатие

$$N \cdot e \leq \frac{2}{3} r_b^3 R_{bp} \sin^2 \alpha + \frac{1}{\pi} A_s r_s \sin \alpha (R_s + R_{sc}) + \frac{1}{\pi} A_t r_t \sin \alpha (R_t + R_{tc}), \quad (7.14)$$

Расчеты по прочности

Расчет на основе предельных усилий



Труба горячекатаная 426x12

ГОСТ 8732-78*

Диаметр

$d_s = 10$ мм

Расстояние до арматуры

$a_c = 20$ мм

Бетон

B 25 (тяжелый)

Арматура

A500

$R_{b,n}$ [МПа]	R_b [МПа]	$R_{b,t,n}$ [МПа]	$R_{s,n}$ [МПа]	R_s [МПа]	$R_{s,c}$ [МПа]
18.50	14.50	1.55	500	435	400

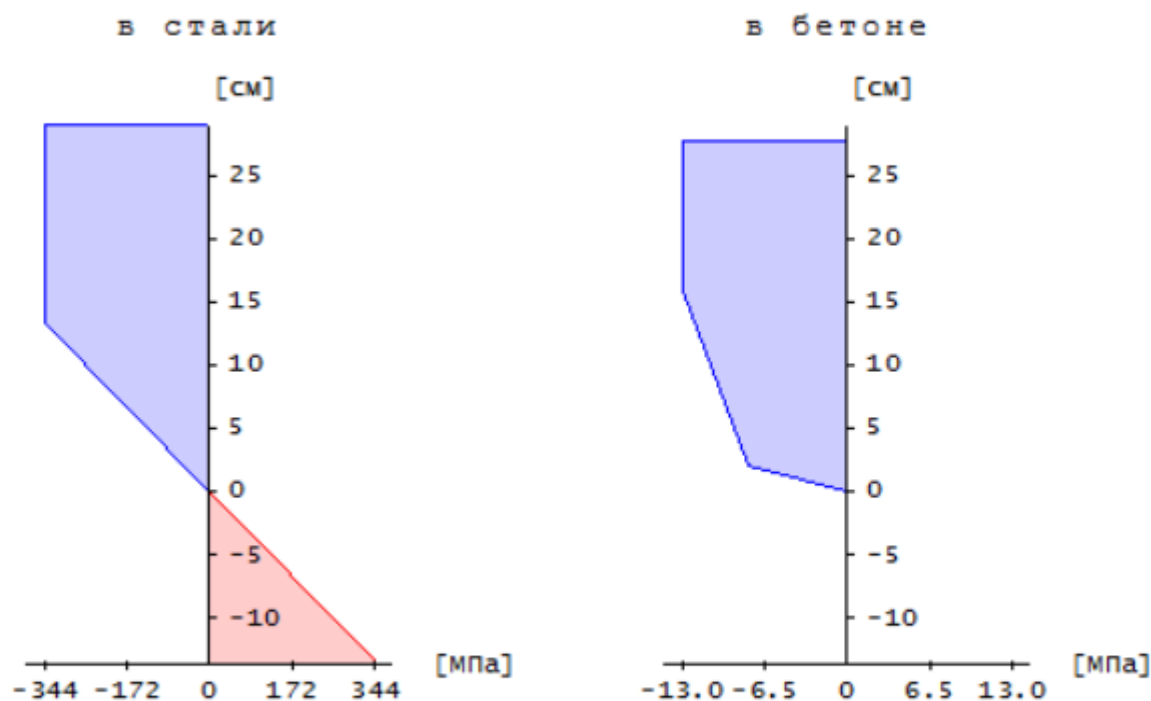
Расчеты по прочности

Расчет на основе предельных усилий

Усилия в частях сечения

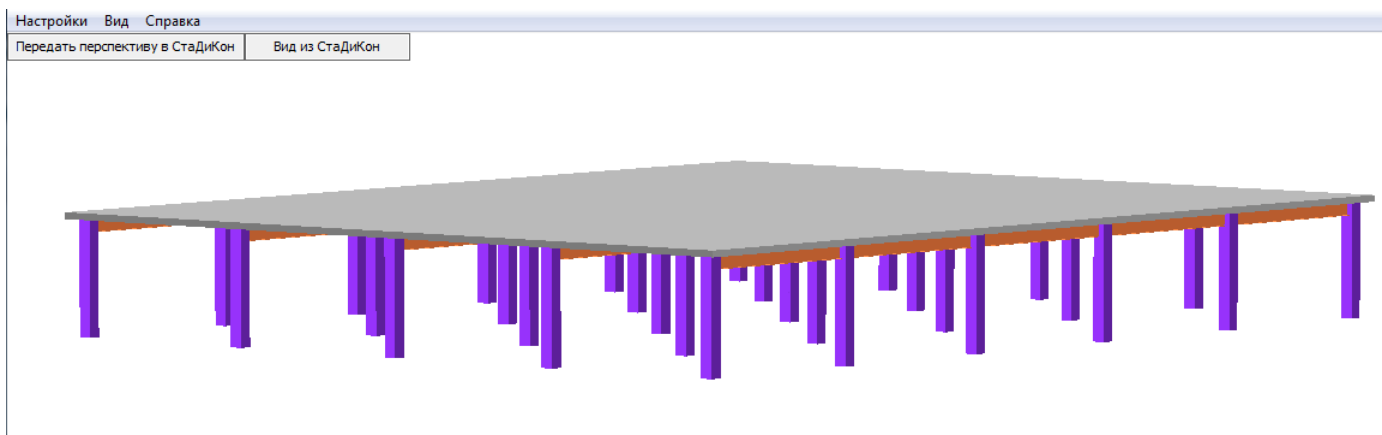
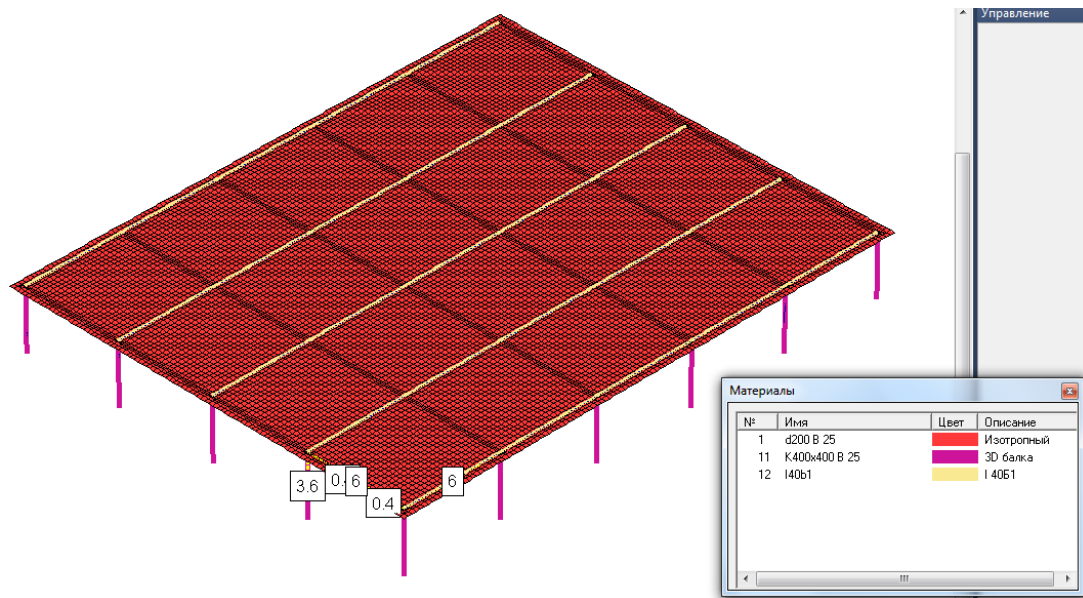
N_b [кН]	M_{y_b} [кНм]	M_{x_b} [кНм]	N_a [кН]	M_{y_a} [кНм]	M_{x_a} [кНм]
-1134.8	90.8	5.0	-1470.9	581.2	33.1

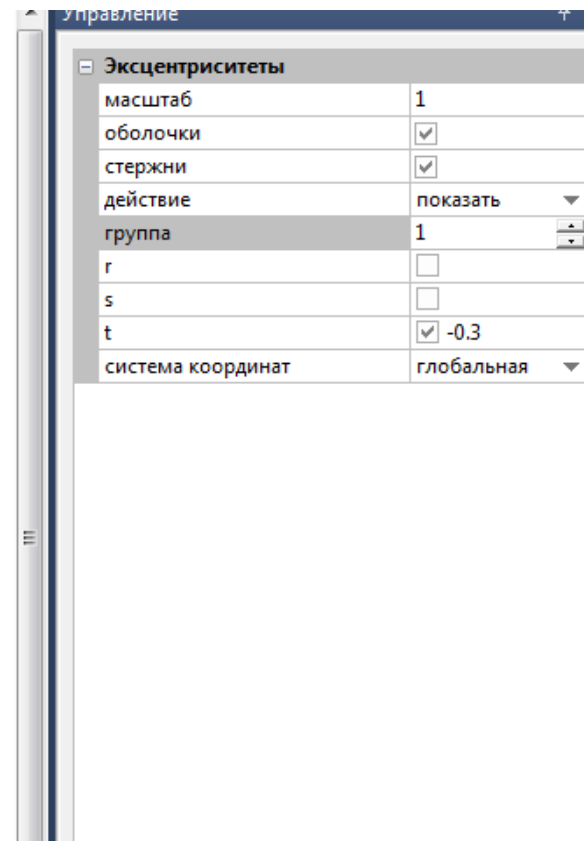
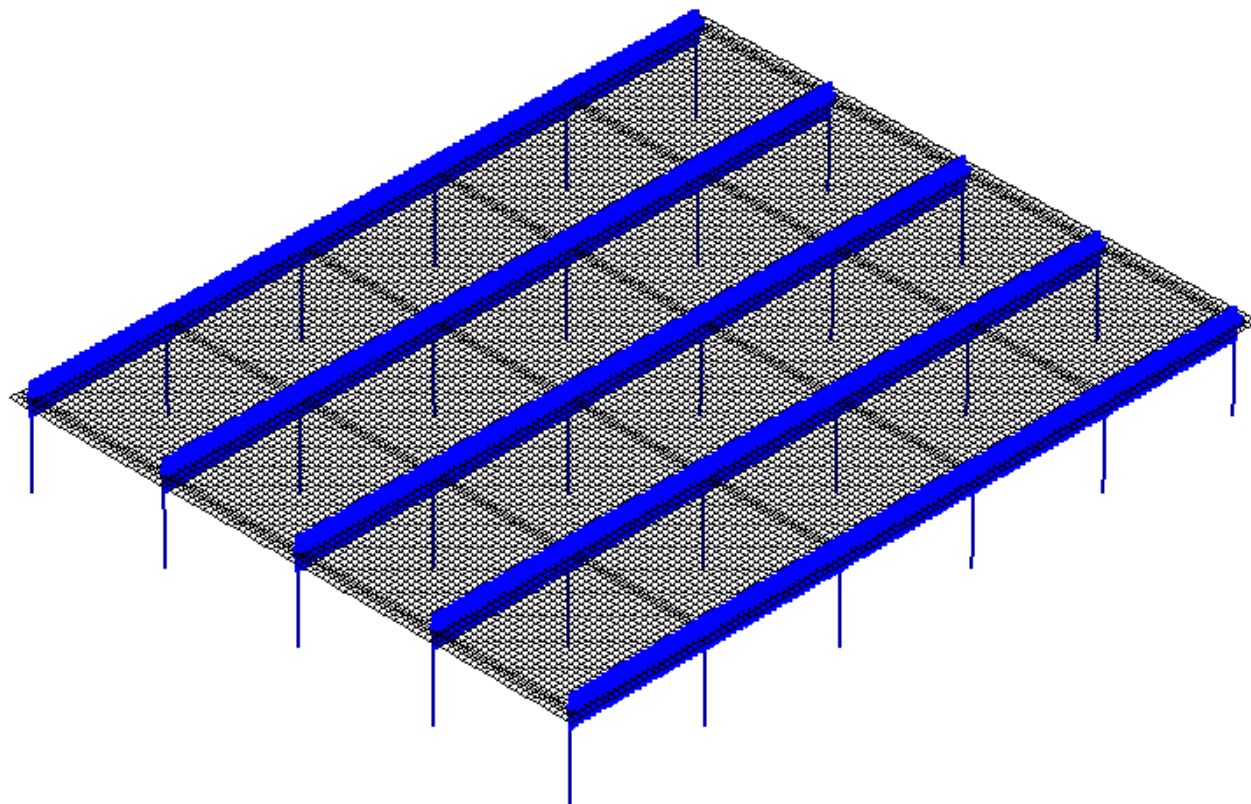
Эпюры напряжений



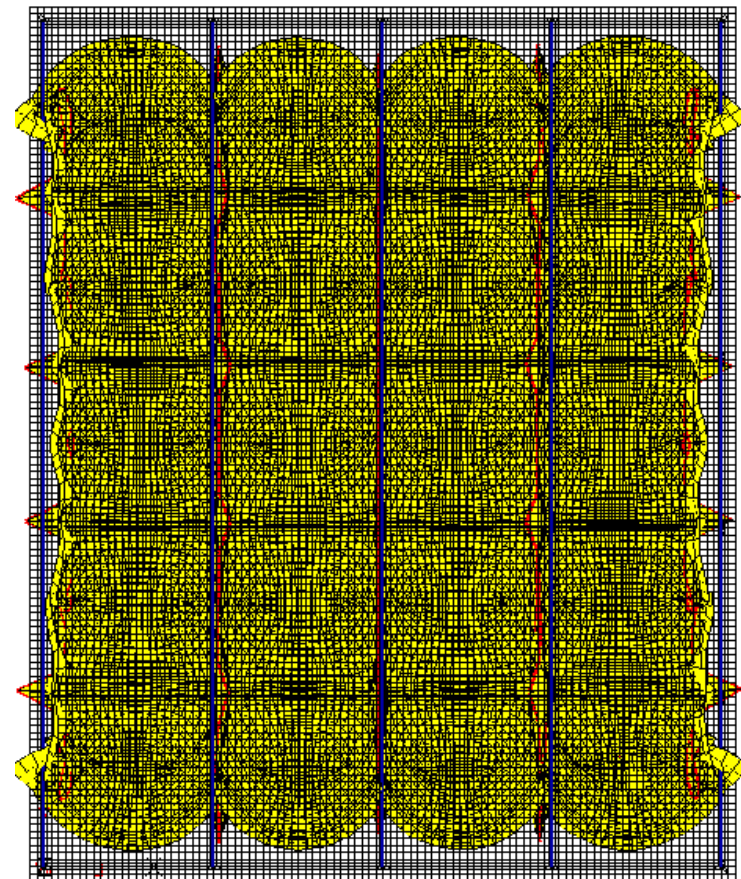
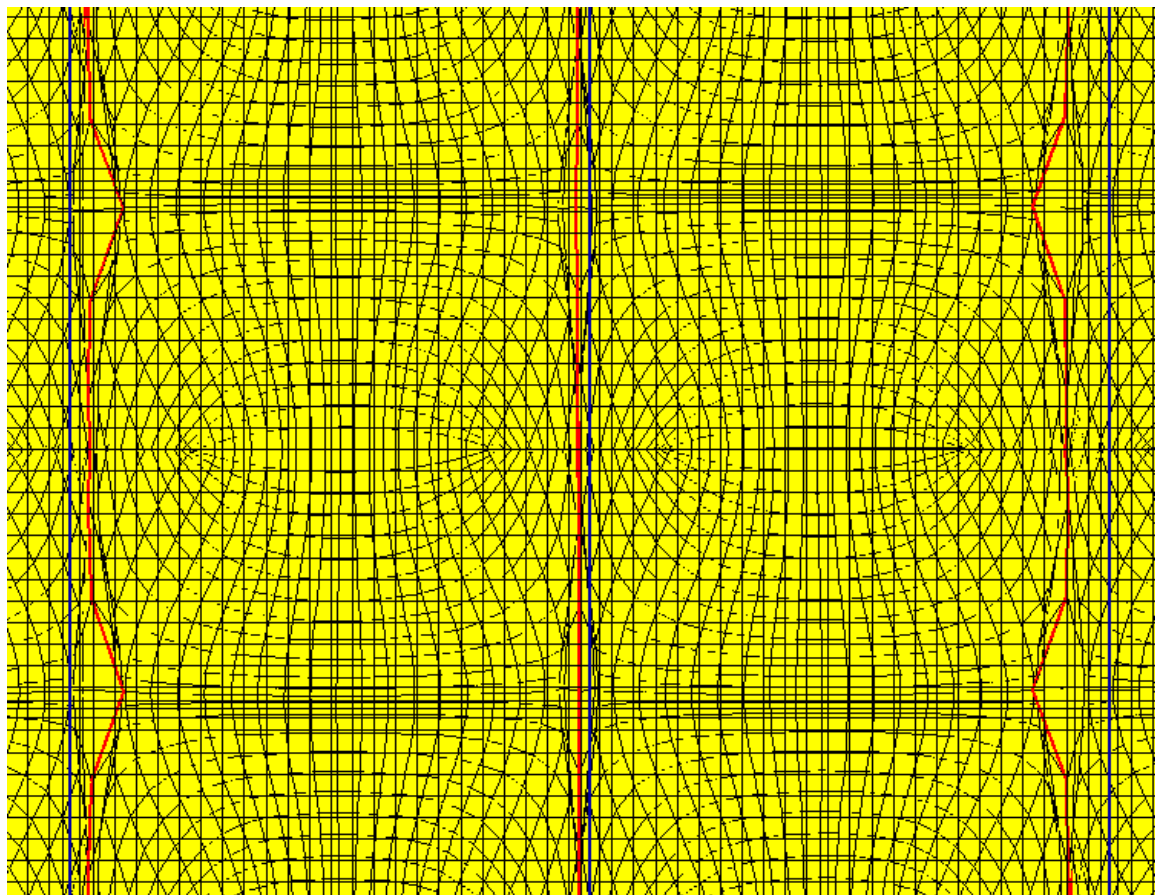
Ось ортогональна нейтральной линии и направлена в сторону сжатой (наименее растянутой) части сечения

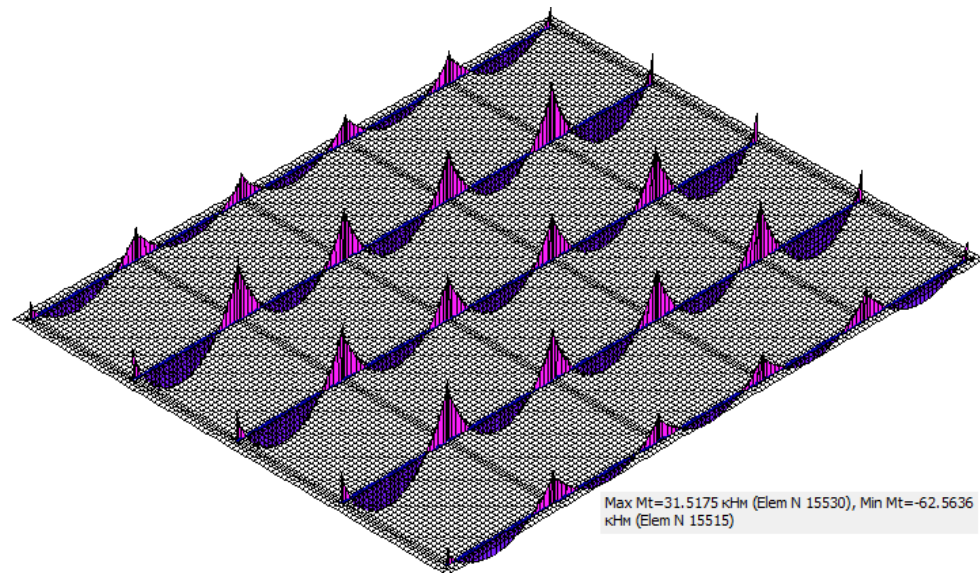
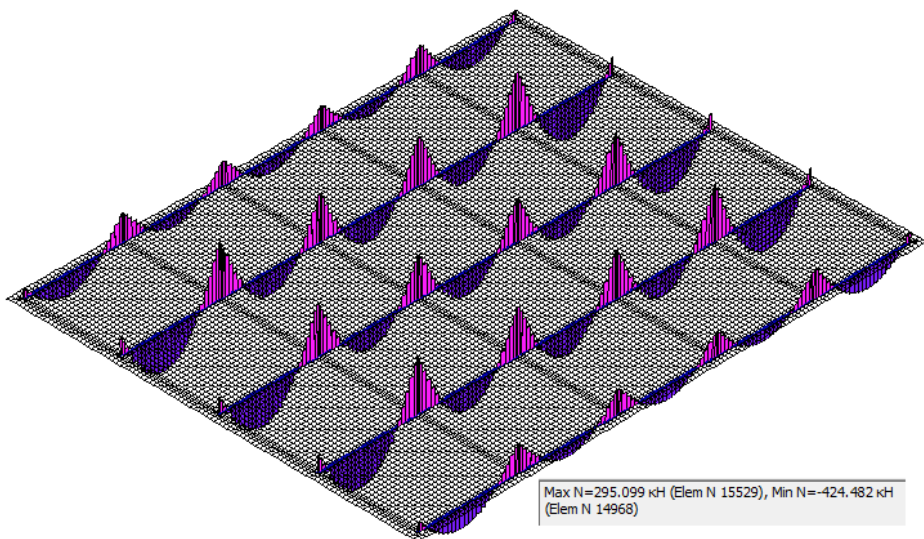
Несущая способность элемента обеспечена

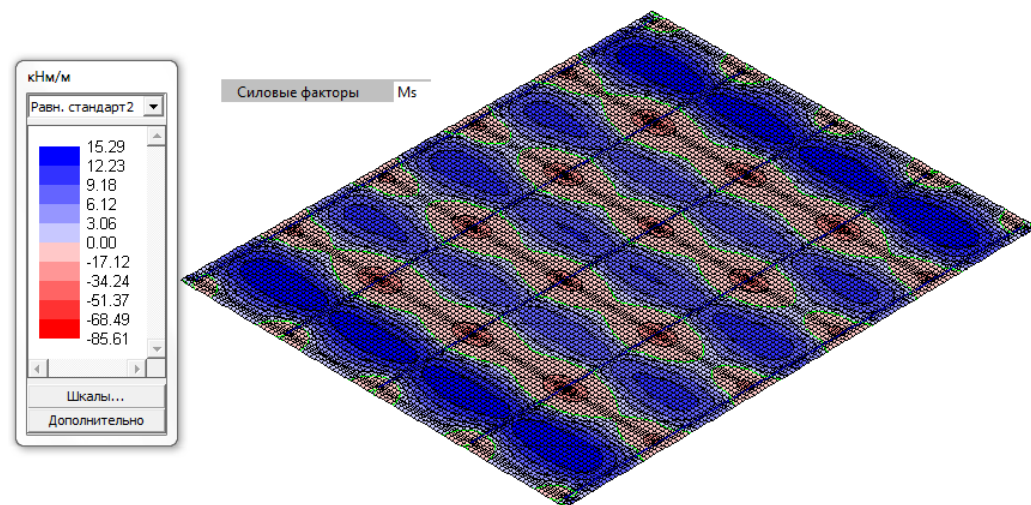
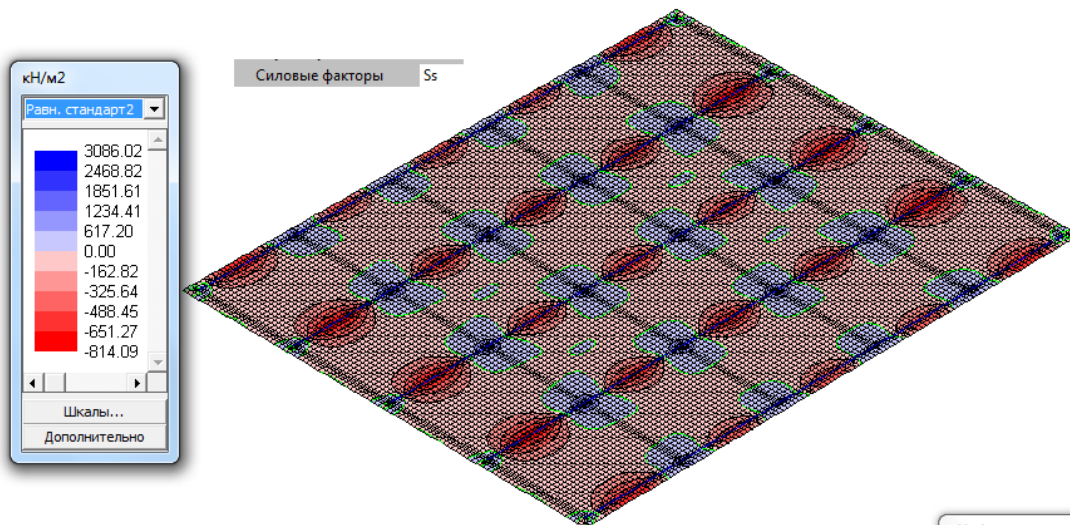




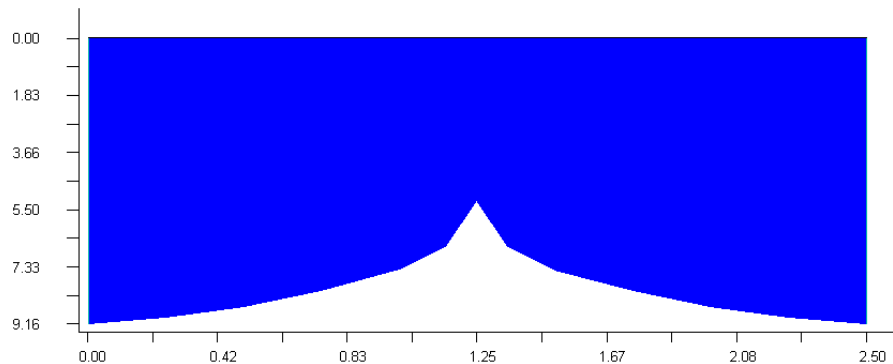
Горизонтальные перемещения (сдвиговое запаздывание)



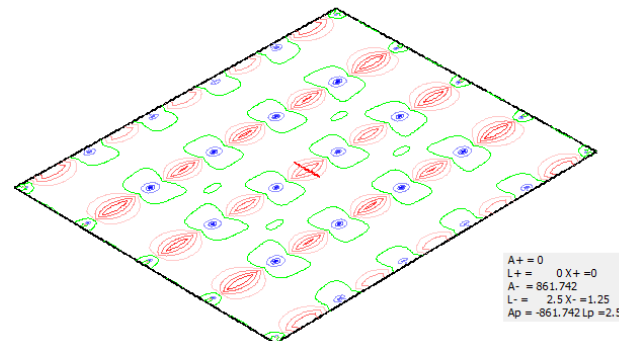
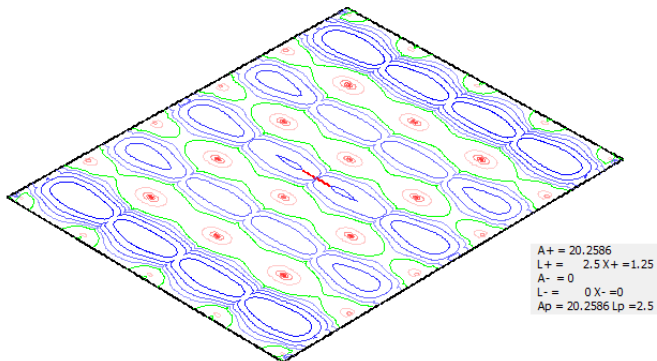
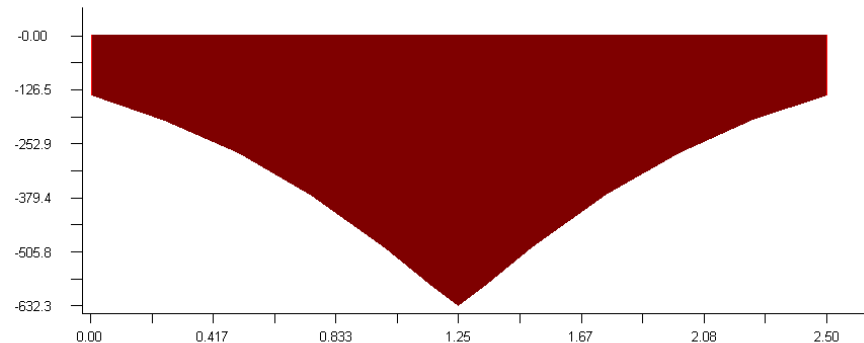


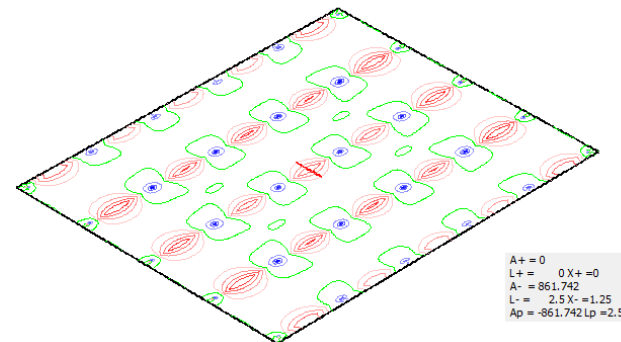
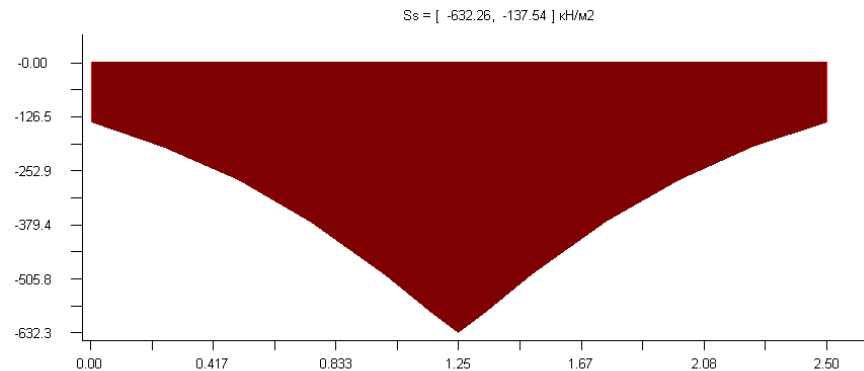
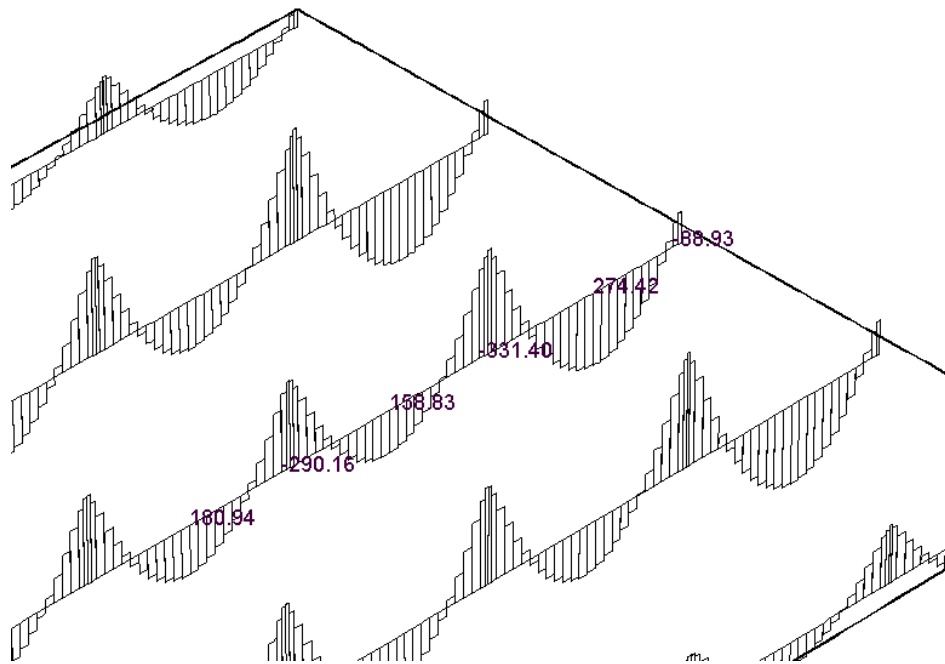


$M_s = [5.20, 9.16] \text{ кНм/м}$

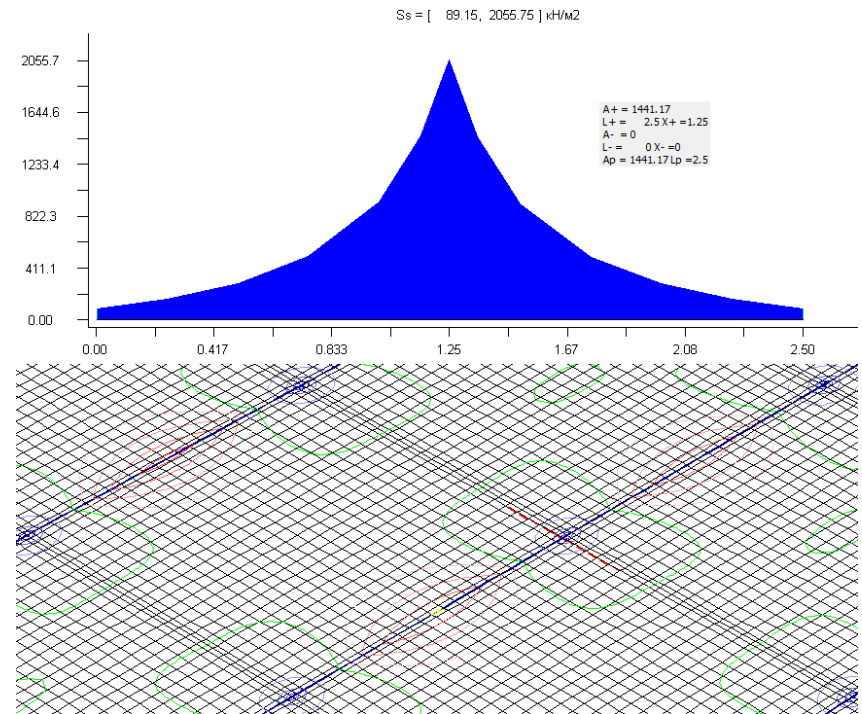
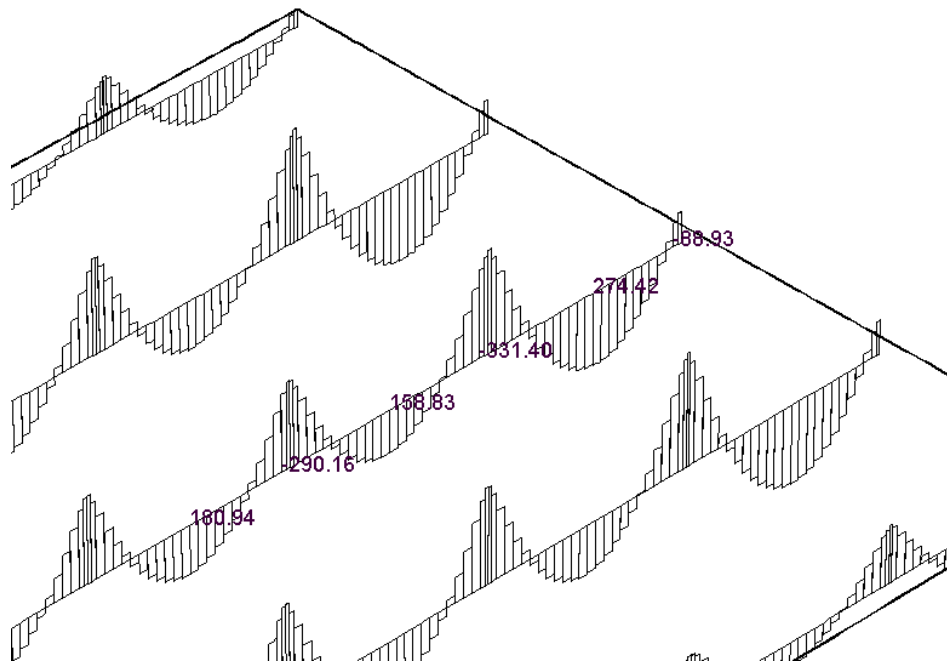


$S_s = [-632.26, -137.54] \text{ кН/м}^2$



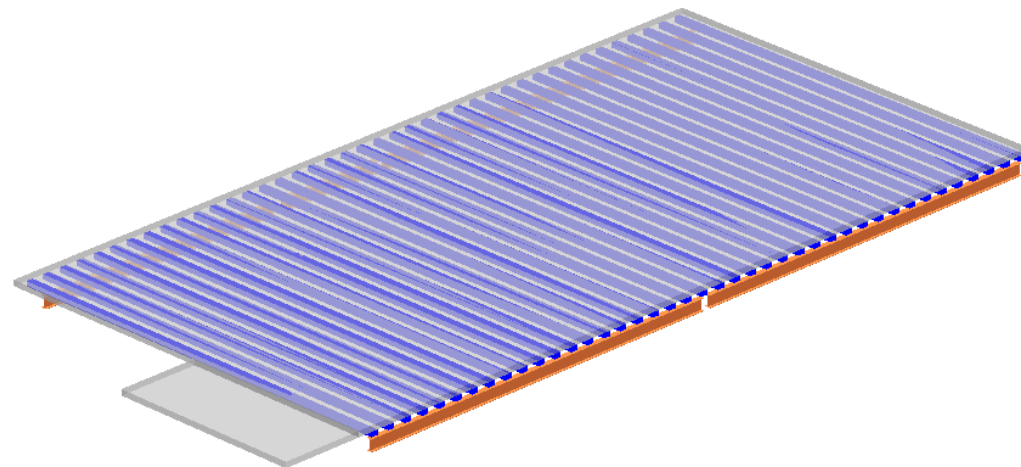
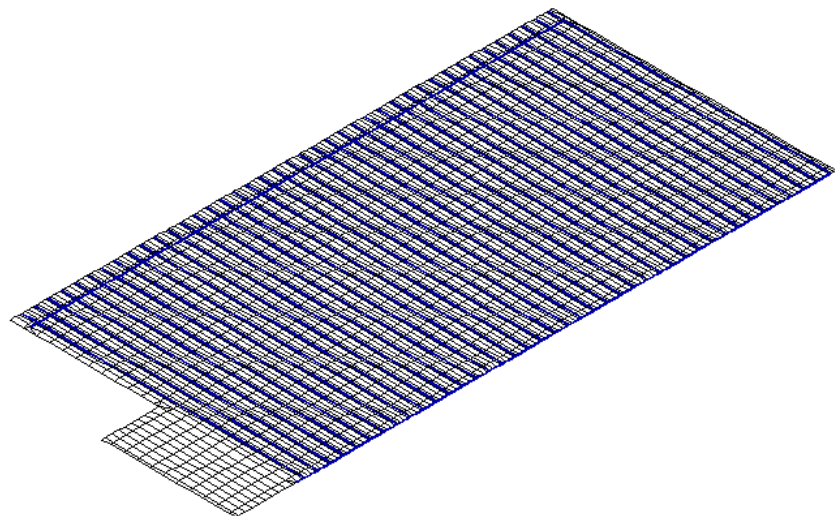


$$N_{\text{плита}}^{\text{пролет}} = h \int_0^b s_s dl = 0,2 \cdot 861,7 \approx 172 \text{ кН}$$

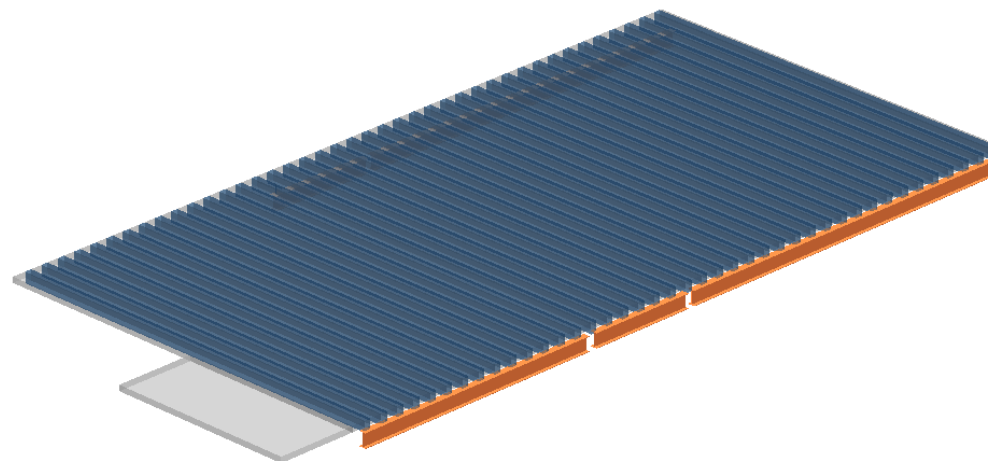
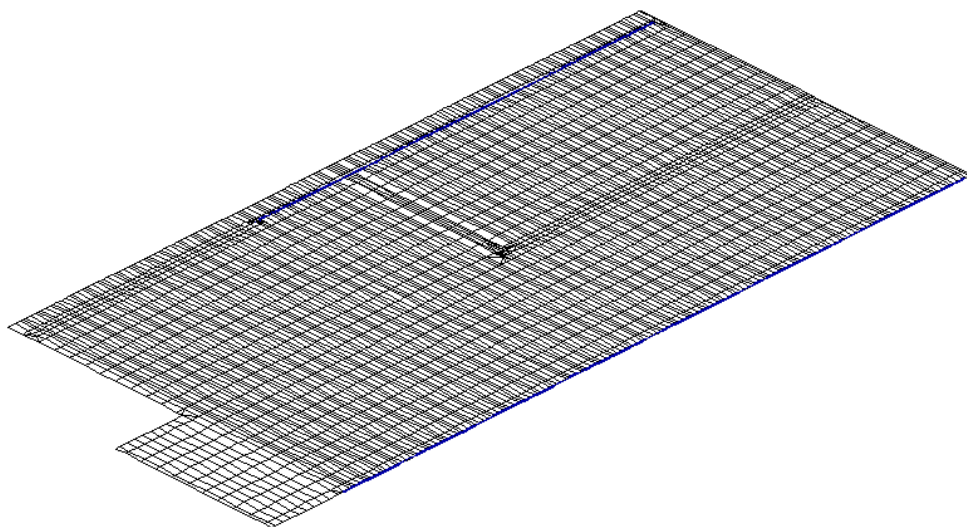


$$N_{\text{плита}}^{\text{опора}} = h \int_0^b s_s dl = 0,2 \cdot 1441 \approx 288,2 \text{ кН}$$

Примеры моделирования на стадии бетонирования: настил – несъемная опалубка; на стадии эксплуатации: настил – не работает



Примеры моделирования
на стадии бетонирования: настил – несъемная опалубка;
на стадии эксплуатации: настил – внешняя рабочая
арматура

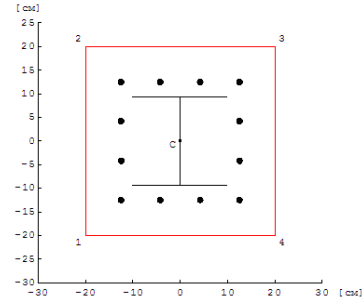
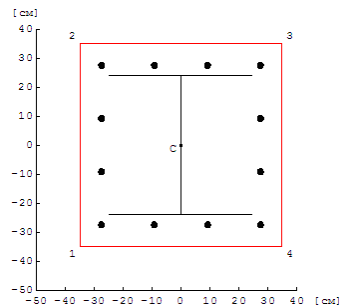
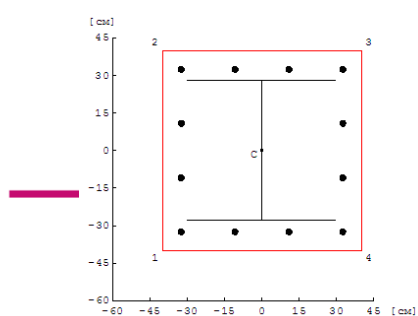


Многопролетный многоэтажный каркас сложной конфигурации, разделен температурными швами на 3 блока, один из которых, блок 2 имеет 34-этажа.

Каркас блока 2 многоэтажный, многопролетный. Сетка колонн 6x6 м. В одном направлении 4 пролета, в другом – 5 пролетов. Два подземных этажа высотой по 3 м. В этажах, сопряженных с соседними блоками, высота 4,8 м. В высотной части высота этажа 3,6 м. Имеется два технических этажа.

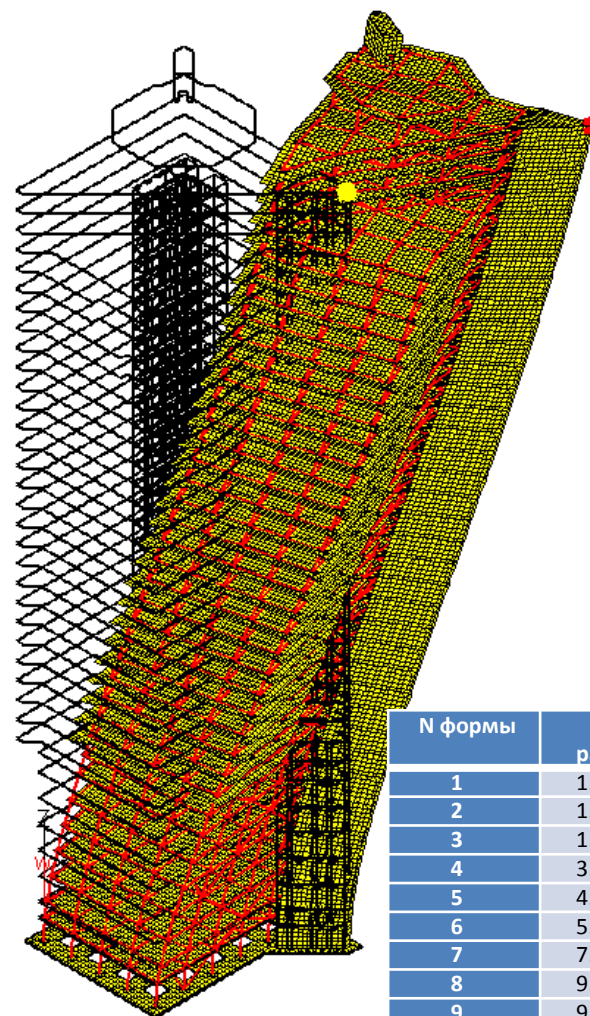
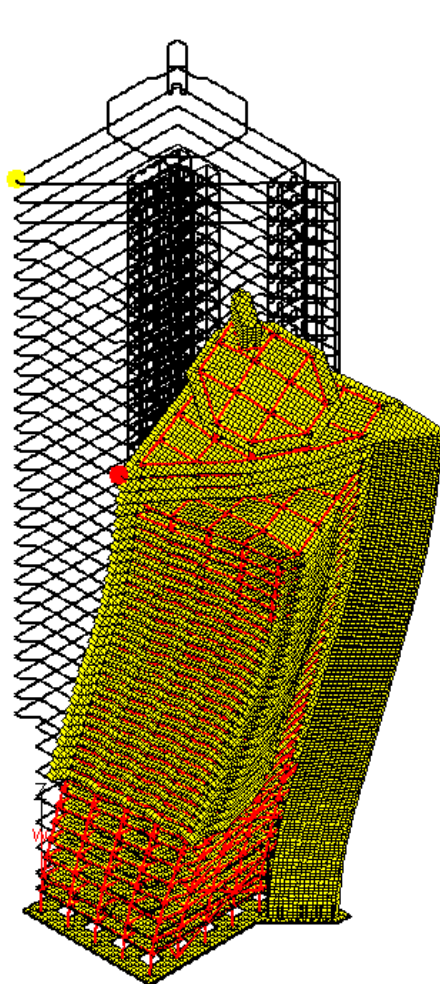
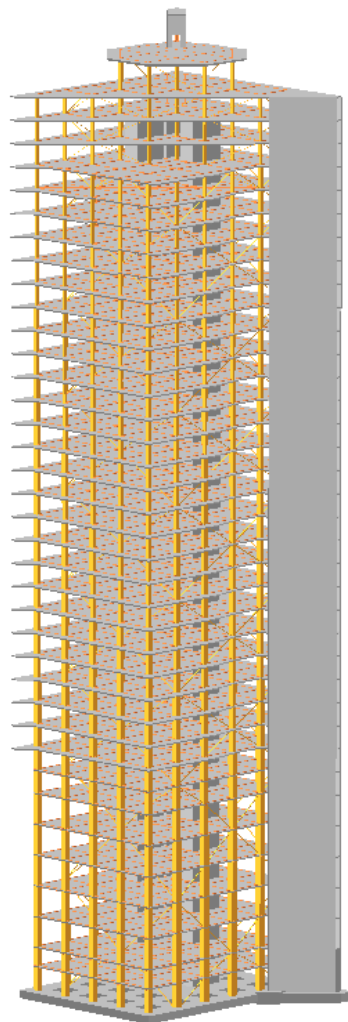
Схема каркаса – система колонн, ригелей и связей в продольном и поперечном направлениях. Ядра жесткости являются монолитные железобетонные стены лифтовых блоков в центральной части плана блока.

Колонны каркаса выполнены сталежелезобетонными со стальными сердечниками из сварных (в нижних этажах) и прокатных колонных (в верхних этажах) двутавров. Габариты сечений колонн (и размеры стальных сердечников) постепенно изменяются по высоте здания от 0,85x0,85 м до 0,4x0,4 м.



Железобетонные плиты связаны с ригелями анкерами из арматурной стали. Стальные ригели выполнены из прокатных балочных двутавров. Соединение ригелей с колоннами шарнирное (на болтах).

Блок 2 ТВЦ Европейский имеет длину 30 м, ширину 24 м и высоту 135 м; гибкость конструкции при соотношении ширины к высоте = 1:5,6 является достаточно большой. Большая гибкость иллюстрируется и значениями частот и периодов собственных колебаний.



N формы	W рад/с	f Гц	T с
1	1.221	0.194	5.146
2	1.394	0.222	4.506
3	1.790	0.285	3.511
4	3.821	0.608	1.645
5	4.692	0.747	1.339
6	5.120	0.815	1.227
7	7.357	1.171	0.854
8	9.037	1.438	0.695
9	9.837	1.566	0.639
10	11.158	1.776	0.563
11	12.950	2.061	0.485
12	13.464	2.143	0.467

Условия конкурса: комплекс зданий был объявлен как ж/б конструкция. Фундаментная плита предусматривалась – 1.80 м. Сетка колонн – 10 x 16.5 м. Колонны и подбалки из монолитного ж/б. Планировалось использование сборных ж/б элементов для балок перекрытия, имеющих длину более 16,50 м. Из-за большого количества промышленных проводок и коммуникаций на некоторых уровнях в подбалках из монолитного бетона, имеющих конструктивную высоту 1,40 м, предусматривались выемки у нижнего края балки высотой 40 см и длиной 1,40 м. С точки зрения статики эти отверстия оценивались чрезвычайно критически.

При разработке нестандартного решения учитывались те же требования относительно функциональности общей конструкции, а именно:

Несущая способность

- Перемещения
- Колебания
- Пространство для коммуникаций
- Экономичность

Нестандартное решение: для конкурса, было разработано несколько вариантов оптимизации комплекса зданий при соблюдении идентичной функциональности. Из всех имеющихся вариантов реально конкурентно способными оказались всего два: возведение железобетонной конструкции из сборных элементов или сталежелезобетонной конструкции. Так как при решении в форме железобетонной конструкции из сборных элементов были получены приблизительно такие же (большие) размеры сечения, что и при первоначальном решении, то выбор был сделан однозначно в пользу сталежелезобетонной конструкции.

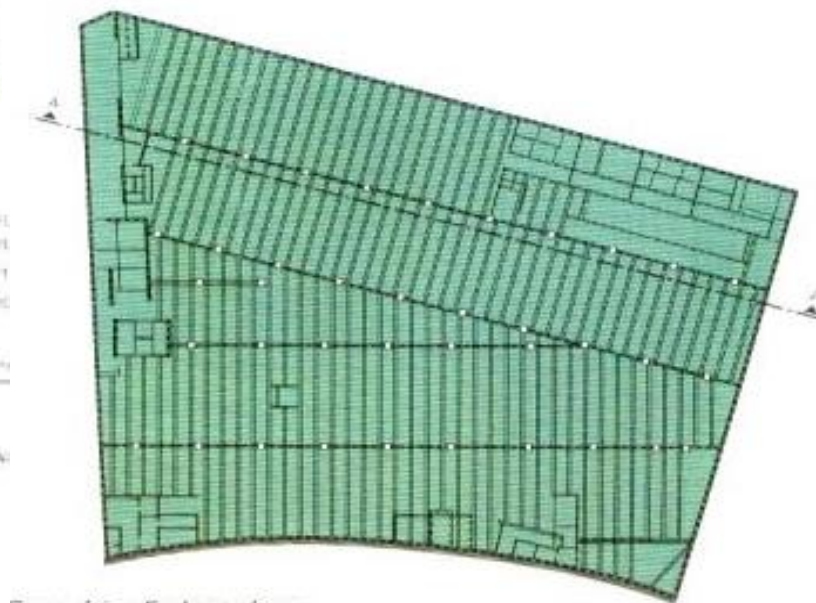
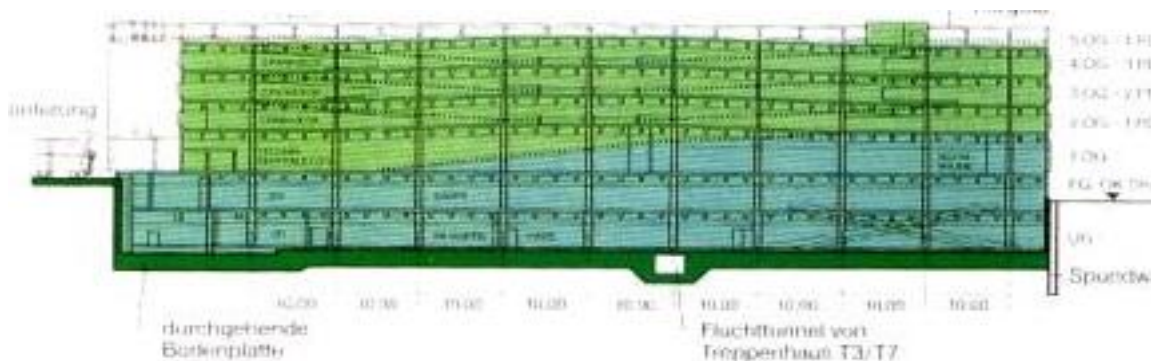
Сталежелезобетонная конструкция: данная конструкция позволила добиться существенно меньших размеров сечения и, соответственно, оптимального размещения крупных вентиляционных каналов. Кроме этого, уменьшение размеров сечения в данном проекте позволило сократить собственную нагрузку приблизительно на 15%, что приводит к изменению толщины фундаментной плиты с 1,80 м на 1,50 м. Сетка колонн 10 м * 16,50 м сохраняется.



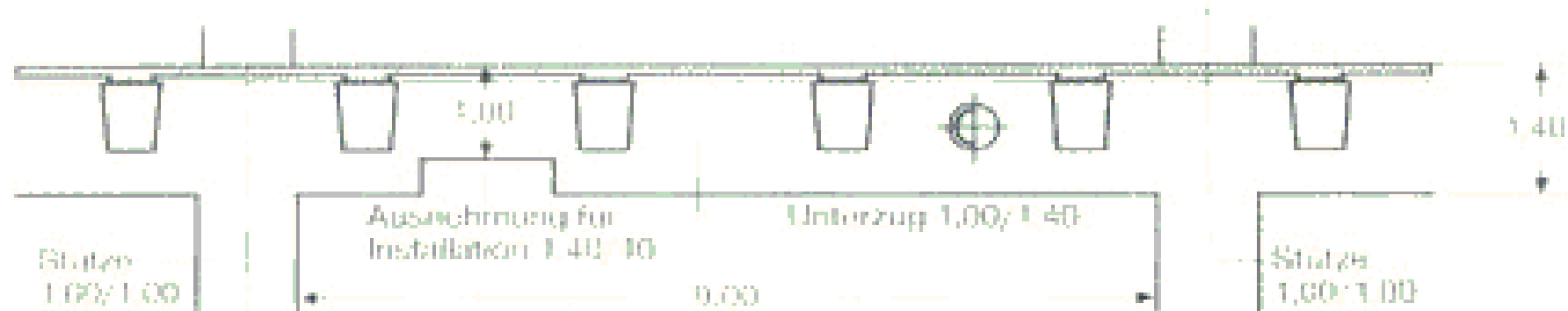
Bauherr: ECE Projektmanagement GmbH,
Hamburg

Architekt: HPP INTERNATIONAL
Planungsgesellschaft mbH

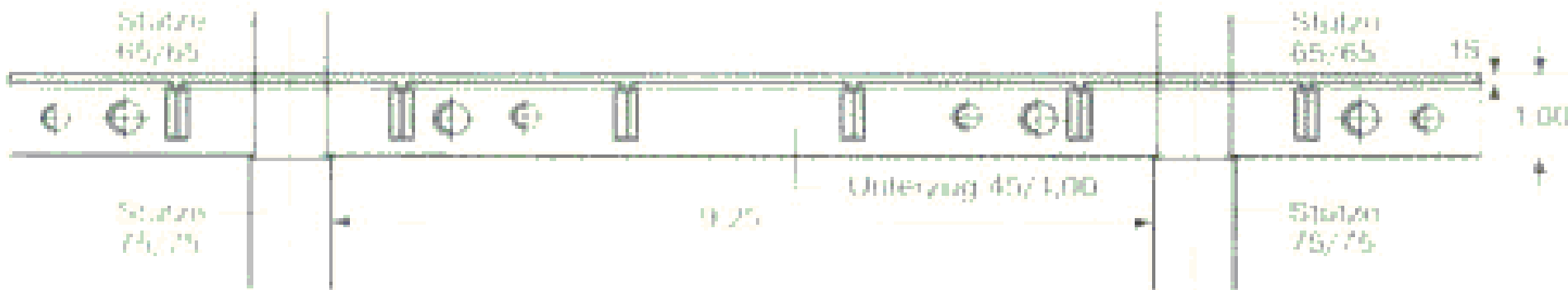
Sondervorschlag, technische Bearbeitung
und Ausfuehrung: Philipp Holzmann AG
Pruefingenieur: Prof. Dr.-Ing. Manfred
Specht, Berlin



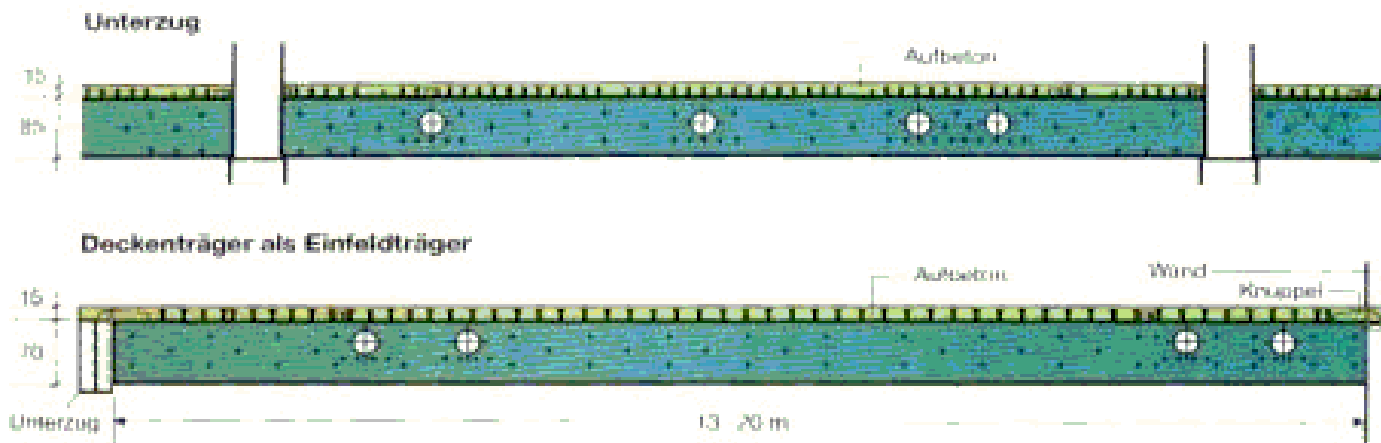
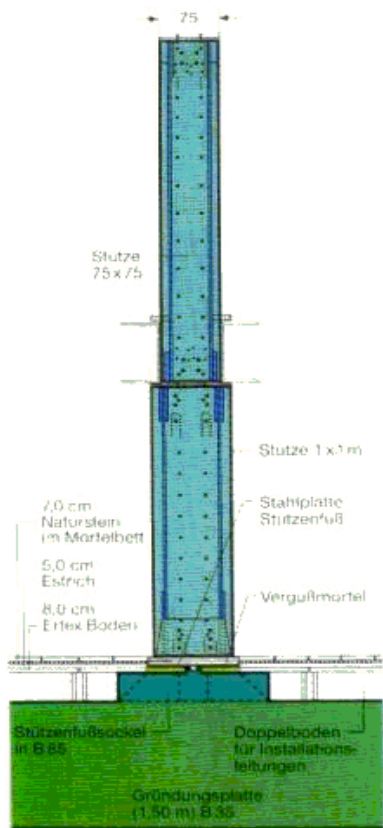
Ausgeschriebene Lösung (Stahlbeton-Mischkonstruktion)



Sondervorschlag Stahlverbundbauweise



— Сравнение сечений конкурсного решения (железобетонная конструкция) и нестандартного решения (сталежелезобетонная конструкция)



Колонны нижнего и первого этажей

Подбалка и балка перекрытия в сталежелезобетонной конструкции

Найденное фирмой-подрядчиком решение несущей конструкции полностью удовлетворило всем требованиям относительно функциональности комплекса зданий и смогло одержать победу в конкурсе.

Основные преимущества нестандартного решения:

- Небольшие размеры сечений
 - Уменьшение толщины фундаментной плиты
 - Большая гибкость при прокладывании коммуникаций
 - Сокращение сроков строительства за счет возможности горизонтального монтажа
 - Быстрый и точный монтаж, являющийся отличительной чертой сборки стальных конструкций
 - Оптимальная экономичная сталежелезобетонная конструкция
-

Ансамбль высотных зданий на севере мюнхенского района Schwabing. Комплекс состоит из зданий В1 и В2 (высотные дома, офисные помещения), В3 (гостиница) и В4 (офис).

Оба высотных дома В1 и В2 выполнены в виде параллелограмма длиной 80 м, шириной 13,50 м и высотой 123 и 113 м соответственно; гибкость конструкции при соотношении ширины к высоте = 1:10 является весьма большой. Высотные дома имеют 33 и 27 этажа, высота этажа составляет в среднем 3,50 м, а общая площадь офисов – 60.000 м².

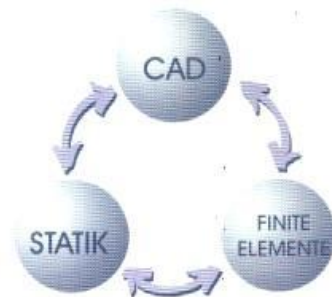
Несущая конструкция высотных домов состоит из сталежелезобетонных конструкций. Важнейшими несущими элементами конструкции являются колонны с массивным стальным ядром в забетонированных стальных трубах и железобетонные плоские перекрытия с краевыми надбалками.





Architektur: Murphy/Jahn Architects Inc., Chicago
Tragwerksplanung: Werner Sobek Ingenieure (WSI), Stuttgart/
Frankfurt
Bauausführung: Strabag AG, München
Ausführung Stahlbau: Stahl- und
Verbundbau GmbH, Dreieich

Благодаря использованию современных методов расчета в ПК MicroFe и ПК СТАТИКА, при проектировании комбинированных колонн удалось минимизировать расход материалов и диаметр колонн, что позволило добиться оптимального результата в области эстетики (гибкость) и использования (арендная площадь).



Ing+

ViCADo

MicroFe

СТАТИКА

COSTRUC

Спасибо за внимание