



Ассоциация развития  
стального строительства

# Руководство пользователя “Комбинированная балка” v. 2.2

## Содержание

Введение .....	3
1. Описание пользовательского интерфейса .....	4
1.1. Общие замечания .....	4
1.2. Расчётная схема .....	6
1.3. Сечения и материалы .....	7
1.4. Результаты расчёта .....	7
2. Расчётные положения .....	9
2.1. Общие замечания .....	9
2.2. СП 266.13330.2016 .....	9
2.2.1. Воздействия .....	9
2.2.2. Комбинации воздействий .....	9
2.2.3. Силовые факторы и перемещения от комбинации воздействий .....	11
2.2.4. Определение геометрических характеристик композитного сечения .....	12
2.2.5. Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов .....	13
2.2.6. Жесткопластический материал .....	13
2.2.7. Определение усилий для расчёта упоров .....	13
2.3. СП 35.13330.201 .....	14
2.3.1. Гипотеза плоской плиты .....	14
2.3.2. Учёт развития пластических деформаций в стальной балке .....	14
2.3.3. Учёт усадки и ползучести бетона .....	14
2.3.4. Определение усилий для расчёта упоров .....	17
3. Примеры расчёта .....	21
3.1. СП 266.13330.2016 .....	21
3.2. СП 35.13330.2011 .....	45

## Введение

Программа “Комбинированная балка” предназначена для выполнения расчёта комбинированной балки на действие положительного изгибающего момента в соответствии с СП 266.1325800.2016 “Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования” с Изменениями №1 и №2 (далее СП 266.1325800.2016) или СП 35.13330.2011 с Изменениями №1, №2 и №3 (далее СП 35.13330.2011). Перечень выполняемых проверок представлен в таблице 1.

Таблица 1

Перечень проверок, реализованных в программе “Комбинированная балка”

Проверка	Пункты	Норма
Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов при монтаже	8.2.1 ф. (41)	СП 16.13330.2017
Расчёт по прочности на действие положительных изгибающих моментов	6.2.1.2; 6.2.1.3; 6.2.1.4; 6.2.1.5	СП 266.1325800.2016
	9.5; 9.7; 9.9; 9.15 (Табл.9.3); 9.16; 9.19 (Табл. 9.4, 9.5); Приложение Щ (Щ.2); Приложение Э (Э.1 а))	СП 35.13330.2011
Расчёт по прочности на действие положительных изгибающих моментов (жёсткопластический материал)	6.2.1.6	СП 266.1325800.2016
Расчёт по прочности на действие поперечной силы	6.2.2; 8.2.1 ф. (42)	СП 266.1325800.2016 СП 16.13330.2017
Расчёт по прочности объединения железобетона и стали упорами	9.1.2.1 ф. (9.5) – (9.7); 9.1.2.1а	СП 16.13330.2017
	9.29 (9.8); Приложение Ю (Ю.2, Ю.4)	СП 35.13330.2011

Также программа выполняет расчёт перемещений. Результат расчёта представляется в виде изображения упругой линии с выводом экстремальных значений.

Руководство пользователя состоит из трёх глав. В первой главе представлено описание пользовательского интерфейса. Вторая глава содержит расчётные положения, на которые, по мнению разработчика программы, следует обратить особое внимание. Третья глава содержит подробные примеры расчёта комбинированной балки, в которых представлены формулы, реализованные в программе.

# 1. Описание пользовательского интерфейса

## 1.1. Общие замечания

Вид пользовательского интерфейса зависит от выбранного свода правил. Выбор выполняется с помощью переключателя (рисунок 1).

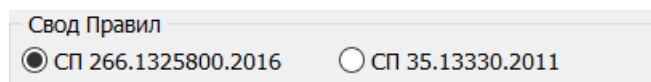


Рис 1 Переключатель норматива расчёта

Главное окно программы содержит вкладки “Расчётная схема”, “Сечение и материалы” и “Результаты расчёта”. На рисунках 2 – 4 показан вид пользовательского интерфейса при переключателе установленным в позицию СП 266.1325800.2016.

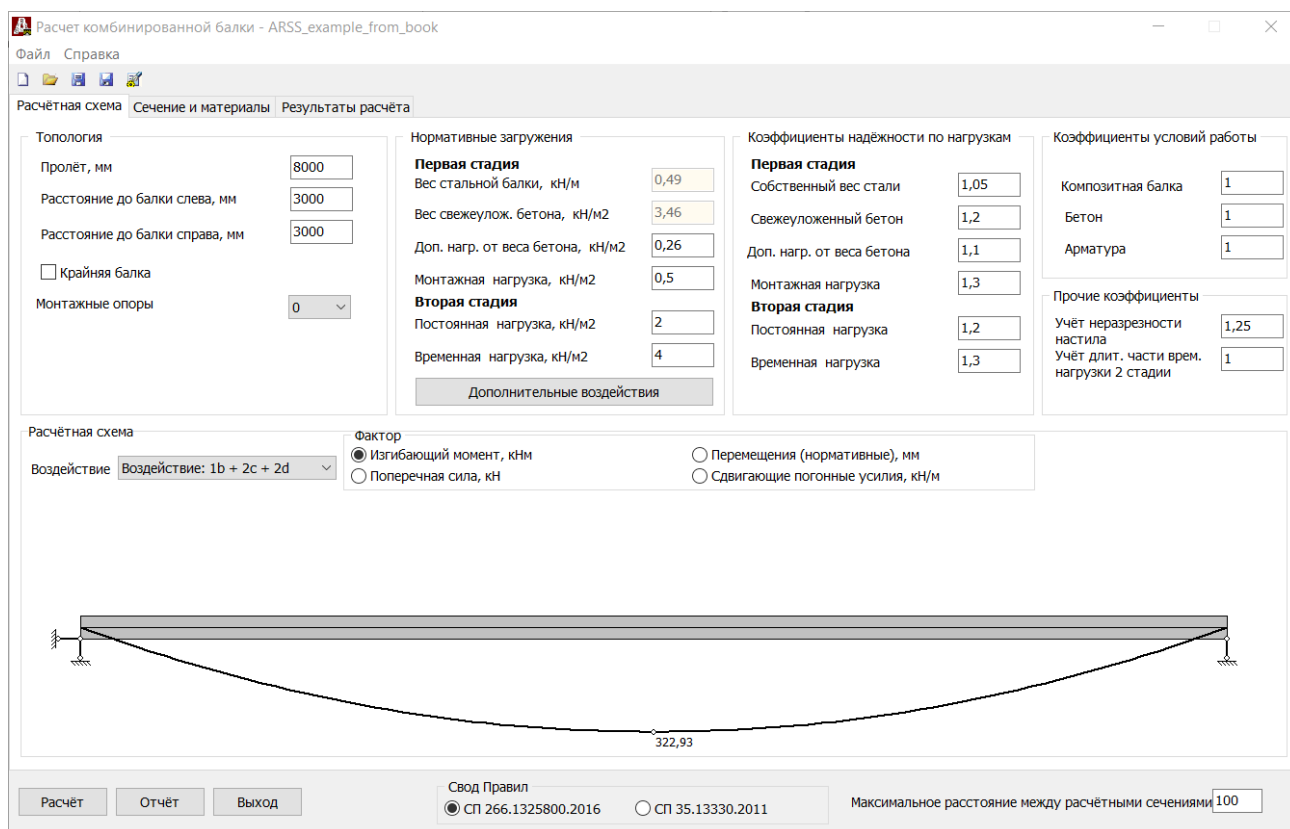


Рис. 2. Вкладка “Расчётная схема”

Расчет комбинированной балки - ARSS\_example\_from\_book

Файл Справка

Расчётная схема Сечение и материалы Результаты расчёта

Сталь  
Выбрать/изменить сталь C355B

Бетон  
Выбрать/изменить бетон B30

Арматура  
Выбрать/изменить арматуру A240

Гибкие упоры  
Выбрать/изменить упоры SDx22x125

Стальное сечение  
Выбрать/изменить сечение 3562

Тип ж.б. сечения  
☐ Плоская плита  
☒ Плита по настилу

Плита по настилу  
 Марка: H75-750-0.8 Толщина плиты над настилом, мм: 95
 ☐ Широкие полки сверху
 ☐ Настил вдоль балки

Комбинированное сечение

Сталежелезобетонное сечение Стальное сечение Железобетонное сечение

Геометрические характеристики	Значения
Расчётная ширина, мм	2000
Расстояние от нижней грани до центра тяжести, мм	123
Площадь, мм <sup>2</sup>	190000
Момент инерции, мм <sup>4</sup>	142895833

Расчёт Отчёт Выход

Свод Правил  
☒ СП 266.1325800.2016
 ☐ СП 35.13330.2011

Максимальное расстояние между расчётными сечениями 100

Рис. 3. Вкладка “Сечения и материалы”

Расчет комбинированной балки - ARSS\_example\_from\_book

Файл Справка

Расчётная схема Сечение и материалы Результаты расчёта

Проверка	Коэффициенты Ипользования (КИ)
<b>На действие изгибающих моментов при монтаже</b>	
Координата критического сечения, мм	4000
Прочность	0,60
<b>На действие изгибающих моментов, раздел 6.2.1:</b>	
Координата критического сечения, мм	4000
Прочность верхнего пояса стального сечения	0,44
Прочность нижнего пояса стального сечения	0,92
Прочность железобетона	0,00
<b>На действие изгибающих моментов (жёсткопластический материал), пункт 6.2.1.6:</b>	
Координата критического сечения, мм	4000
Прочность балки	0,61
<b>Прочности на действие поперечной силы:</b>	
Координата критического сечения, мм	0
Прочность сечения, раздел 6.2.2	0,35
<b>Упоры объединения, раздел 9.1.2</b>	
Координата критического упора, мм	571
Прочность упора	0,95

Расчёт Отчёт Выход

Свод Правил  
☒ СП 266.1325800.2016
 ☐ СП 35.13330.2011

Максимальное расстояние между расчётными сечениями 100

Рис. 4. Вкладка “Результаты расчёт”

При вводе данных выполняется контроль правильности исходных данных, к примеру, при вводе в поле “Пролёт, мм” отрицательного значения, не имеющего физического смысла, появляется окно с предупреждением. После появления окна его следует закрыть, а данные скорректировать (рисунок 5).

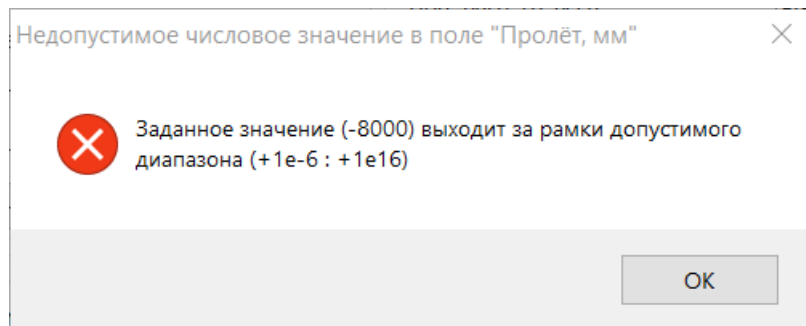


Рис. 5. Окно с предупреждением

Поля ввода данных поддерживают операторы сложения '+', вычитания '-', умножения '\*' и деления '/', что позволяет, к примеру, ввести в расчёт конструктивный коэффициент (рисунок 6).

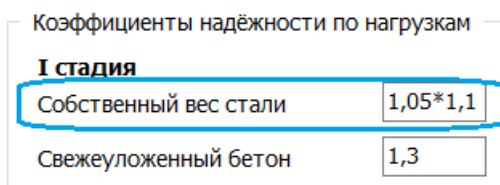


Рис. 6 Пример ввода произведения в поле ввода

## 1.2. Расчётная схема

Основными данными для ввода во вкладке “Расчётная схема” являются: данные о топологии, загрузениях, коэффициентах надёжности по нагрузке и коэффициентах условий работы.

Имеется возможность учёта неразрезной работы настила и количества монтажных опор (рисунок 7).

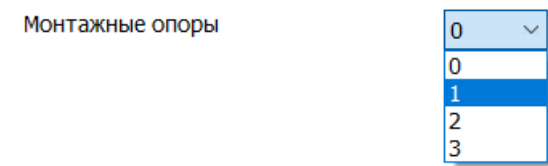


Рис.7. Список выбора количества монтажных опор

Отметим, что монтажные опоры оказывают влияние на коэффициенты использования балки и упоров. К примеру, при одной монтажной опоре, коэффициент использования нижнего пояса по прочности снижается, а коэффициент использования по прочности упора увеличивается.

### 1.3. Сечения и материалы

На вкладке “Сечения и материалы” есть возможность задавать значения материалов в соответствии с таблицей 2

Таблица 2

Перечень материалов, задаваемых в программе “Комбинированная балка”

Материал	Нормы
Сталь	СП 16.13330.2017 Изм.1 Таблица В.4 ГОСТ 27772-2015 Таблица 5
Бетон	СП 63.13330.2018 Таблица 6.7 СП 35.13330.2011 Таблицы 7.6, 7.11, 7.12
Арматура	СП 63.13330.2018 Таблица 6.13
Гибкие упоры	ГОСТ Р 55738-2013
Прокатное сечение	ГОСТ Р 57837-2017
Профилированный настил	ГОСТ 24045-2016

Флаг “Широкие полки сверху” влияет на расчёт приведённой толщины бетон, ф. (6.2) СП 266.1325800.2016. Отметим, что при широких полках сверху, приведённая толщина бетона, а следовательно, и собственный вес бетона получаются меньше, чем при обратном варианте.

Флаг “Настил вдоль балки” влияет на расчёт понижающего коэффициента несущей способности упоров при применении настила, п. 9.1.2.1а СП 266.1325800.2016 (рисунок 8).

☒ Широкие полки сверху ☐ Настил вдоль балки

Рис.8 Флаги “Широкие полк сверху” и “Настил вдоль балки”

### 1.4. Результаты расчёта

Основные результаты расчёта – коэффициенты использования приведены на вкладке “Результаты расчёта” (рисунок 4). Вычисленные геометрические характеристики композитного сечения приведены на вкладке “Сечения и материалы” (рисунок 3). На вкладке “Расчётная схема” (рисунок 2) отображаются эпюры изгибающих моментов, поперечных сил, упругой линии балки и сдвигающих погонных усилий. Выбор отображаемого фактора выполняется переключателями (рисунок 9).

Фактор

☒ Изгибающий момент, кНм ☐ Перемещения (нормативные), мм  
☐ Поперечная сила, кН ☐ Сдвигающие погонные усилия, кН/м

Рис.9. Переключатели отображаемых факторов

Имеется возможность с помощью выпадающего списка выводить факторы для различных воздействий (рисунок 10).

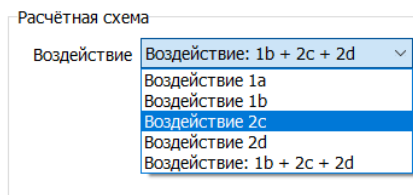


Рис. 10. Выпадающий список с воздействиями



## 2. Расчётные положения

### 2.1. Общие замечания

Данная глава содержит расчётные положения, на которые, по мнению разработчика программы, следует обратить особое внимание. Расчётные положения, являющиеся идентичными при расчётах в соответствии с СП 266.13330.2016 и СП 35.13330.2011 приводятся только в разделе 2.1 СП 266.13330.2016. В разделе 2.2 СП 35.13330.2011 приводятся положения, применяемые исключительно при расчёте по СП 35.13330.2011.

Основные отличия расчётных положений СП 266.13330.2016 и СП 35.13330.2011 приведены ниже:

- a. В СП 35.13330.2011 отсутствуют положения о расчёте комбинированной балки с бетонной частью выполненной по профилированному настилу;
- b. В СП 35.13330.2011 приводятся положения по расчёту напряжений от усадки и ползучести бетона;
- c. В СП 35.13330.2011 приводятся положения по учёту пластических деформаций стальной балки;
- d. В СП 35.13330.2011 приводятся положения для построения эпюры погонных сдвигающих усилий в шве объединения стальной и бетонной частей.

### 2.2. СП 266.13330.2016

#### 2.2.1. Воздействия

В программе существует возможность учесть следующие воздействия:

- Собственный вес стальной балки (учитывается автоматически);
- Собственный вес настила (в случае применения) (учитывается автоматически);
- Собственный вес свежееуложенного бетона (учитывается автоматически);
- Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона;
- Монтажные нагрузки;
- Снятие монтажных опор (учитывается автоматически);
- Постоянные нагрузки на стадии эксплуатации;
- Временные нагрузки на стадии эксплуатации.

Дополнительная нагрузка от собственного веса, к примеру, позволяет учесть “перелив” бетона при прогибе настила более  $1/10$  высоты сечения плиты.

#### 2.2.2. Комбинации воздействий

При расчёте сталежелезобетонных конструкций удобно применять понятия стадия работы и этап работы. Стадия работы определяется частями сечения балки воспринимающей нагрузки. Этап работы определяет совокупность воздействия воспринимаемых балкой. Стадии работы обозначаются арабскими цифрами. Этапы работы обозначаются латинскими буквами.

Информация о стадиях работы и этапах работы, применяемых в программе приведена в таблице 3

Таблица 3

Стадии и этапы работы в программе “Комбинированная балка”

Стадии		Этап работы	
Обозначения	Части сечения воспринимающие нагрузки	Обозначения	Совокупность воздействий
1	Стальная часть сечения	a	Собственный вес стальной балки; Собственный вес настила; Собственный вес свежесушеного бетона; Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона; Монтажные нагрузки.
1	Стальная часть сечения	b	Собственный вес стальной балки; Собственный вес настила; Собственный вес свежесушеного бетона; Дополнительная нагрузка от собственного веса бетона.
2	Стальная и железобетонная части сечения	c	Снятие монтажных опор
		d	Постоянные нагрузки на стадии эксплуатации; Временные нагрузки на стадии эксплуатации.

При расчёте по СП 266.13330.2016, на 1 стадии работы на этапах а и b имеется возможность учесть неразрезную работу профилированного настила при передаче нагрузки. Для этого необходимо ввести требуемое значение в поле “Учёт неразрезной работы настила” (рисунок 11).

Коэффициент

Учёт неразрезной работы настила

1,25

Рис. 11. Учёт неразрезной работы настила

При расчёте по СП 266.13330.2016, предусмотрена возможность учесть уравновешенных в поперечном сталежелезобетонном сечении напряжений, возникающих на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменения температуры. Для этого необходимо нажать кнопку “Дополнительные воздействия” (рисунок 12).

Загрузки

**I стадия**

Доп. нагр. от веса бетона, кН/м2

Монтажная нагрузка, кН/м2

**II стадия**

Постоянная нагрузка, кН/м2

Временная нагрузка, кН/м2

Учёт неразрезности настила

**Дополнительные воздействия**

Рис. 12. Кнопка “Дополнительные воздействия”

И ввести в появившееся диалоговое окно “Дополнительные воздействия” данные (рисунок 13).

Дополнительные воздействия

Максимальные уравновешенные напряжения

Бетон, МПа

Арматура, МПа

Применить Отменить Закрыть

Рис. 13. Диалоговое окно “Дополнительные воздействия”

При расчёте СП 35.13330.2011 расчёт напряжений от усадки и ползучести выполняется автоматически.

### 2.2.3. Силовые факторы и перемещения от комбинации воздействий

Силовые факторы от комбинаций воздействий определяются по формулам ниже.

При проверке прочности стального сечения при монтаже:

$$M_{1a} = M_{1a} \quad (1)$$

При проверке прочности на действие изгибающего момента.

Изгибающий момент 1 стадии:

$$M_{1b} = M_{1b} \quad (2)$$

Изгибающий момент 2 стадии:

$$M_2 = M_{2a} + M_{2b} \quad (3)$$

Изгибающий момент полный:

$$M = M_{1b} + M_2 \quad (4)$$

При проверки прочности упоров:

$$Q_2 = Q_{2a} + Q_{2b} \quad (5)$$

Так как при 2 стадии работы конструкция является статически определимой, при определении силовых факторов 2 стадии учёт ползучести бетона, обжатие поперечных швов, образование поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадка бетона и изменение температуры не учитывается.

Определение перемещений выполняется по формуле:

$$f = f_{1b} + f_{2a} + f_{2b} \quad (6)$$

При определении перемещений  $f_{2a}$  и  $f_{2b}$  жёсткость определяется по формуле:

$$EI = E_{b,\tau} \cdot I_{red} \quad (7)$$

где  $E_{b,\tau}$  — модуль деформации бетона с учётом ползучести бетона определяем по СП 63.13330 по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (8)$$

Рис. 12. Диалоговое окно для ввода уравновешенных напряжений

#### 2.2.4. Определение геометрических характеристик композитного сечения

Начало координат расположено в центре тяжести стального сечения. Ось “Y” направлена по направлению к верхней полки и располагается в плоскости стенки. Ось “X” в плоскости перпендикулярной стенки таки образом, чтобы получить правую систему координат.

Определение расчётной ширины железобетонного сечения в случаи концевой балки, а также в случаи отличающихся расстояний между рассчитываемой балкой и балками расположенными слева и справа выполняется по формуле:

$$b_{sl} = 2 \cdot \min(b_{sl.l}, b_{sl.r}) \quad (9)$$

где  $b_{sl.l}$  — расчётная ширина слева от рассчитываемой балки;

$b_{sl.r}$  — расчётная ширина справа от рассчитываемой балки.

### 2.2.5. Расчёт по прочности на действие изгибающих моментов

Расчёт выполняется на действие положительного изгибающего момента  $M_2$  (вызывающего в верхнем поясе сжатие в соответствии с ф. (6.39), (6.40), (6.43), (6.44), (6.47), (6.48)).

### 2.2.6. Жесткопластический материал

Расчёт выполняется без учёта армирования. Важно отметить, что при проверке упоров, реализованной в программе, жёсткопластический материал не предполагается. Принимать решение о достаточной несущей способности упоров, рассчитанных программой, в этом случае не следует.

### 2.2.7. Определение усилий для расчёта упоров

Форма эпюры сдвигающих усилий предполагается подобной форме эпюры поперечных сил. Для проверки упоров, программа определяет нормальные напряжения в сечениях, расположенных между упорами, а затем, для каждого из упоров определяется сдвигающее усилие, действующее на упор по формуле:

$$S_{iQ} = (\sigma_{bl.Q} \cdot A_b + \sigma_{sl.Q} \cdot A_s) - (\sigma_{br.Q} \cdot A_b + \sigma_{sr.Q} \cdot A_s) \quad (10)$$

где  $\sigma_{bl.Q}$ ,  $\sigma_{br.Q}$  – напряжения при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в сечениях находящихся слева и справа от рассматриваемого упора от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб, но не больше чем  $R_b$  ;

$\sigma_{sl.Q}$ ,  $\sigma_{sr.Q}$  – напряжения при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в сечениях находящихся слева и справа от рассматриваемого упора от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб соответственно, но не больше чем  $R_s$  .

При определении нормальных напряжений принимается модуль деформации бетона с учётом ползучести бетона  $E_{b,\tau}$ , формула (8).

## 2.3. СП 35.13330.201

### 2.3.1. Гипотеза плоской плиты

Некоторые из расчётных положений СП 35.13330.2011 основаны на методе “плоской плиты”. К примеру, расчёт ползучести, см. п. 9.7 СП 35.13330.2011, расчёт прочности, см. табл. 9.4 СП 35.13330.2011. Применимость метода определяется неравенством:

$$E_b \cdot I_b \leq 0.2 \cdot E_{st} \cdot I_s \quad (11)$$

Перед началом расчёт выполняется истинность неравенства. При нарушении истинности неравенства появляется предупреждение (рисунок 14).

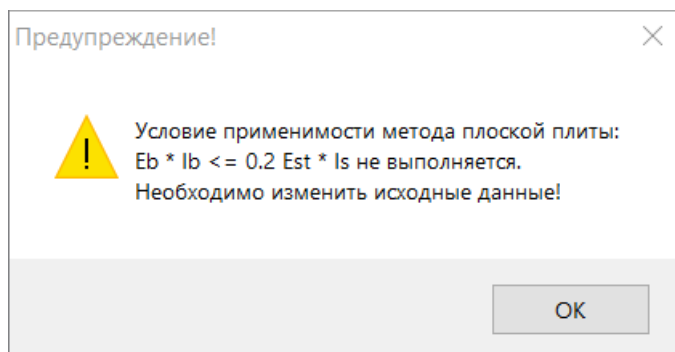


Рис. 14. Предупреждение при не выполнении условия применимости метода плоской плиты

### 2.3.2. Учёт развития пластических деформаций в стальной балке

Расчёт развития пластических деформаций в стальной балке выполняется через коэффициенты  $\omega_3$  зависящий от коэффициента  $\eta$  определяемого по таблице 9.5 СП 35.13330.2011. Так как коэффициенты  $\eta$  определены для коэффициентов использования стальной балки по прочности при действии осевой силы не более 0.7 включительно, рисунок 15, при больших значениях коэффициентов использования, коэффициент  $\eta$  принимается равным  $\eta = 0$ , что приводит к коэффициенту  $\omega_3 = 1.0$ .

Окончание таблицы 9.5

$A_{s2} / A_{s1}$	Значения коэффициента $\eta$ при $N / A_s m R_y$ , равном						
	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70

Рис. 15. Граничное значение коэффициента стальной балки по прочности при действии осевой силы

### 2.3.3. Учёт усадки и ползучести бетона

Учёт усадки выполняется в соответствии с Приложением Э. В сталежелезобетонных конструкциях усадка бетона сдерживается стальными частями сталежелезобетонной балки, к которым относится стальная двутавровая балка и арматура. Это приводит к возникновению напряжений растяжений в бетоне и напряжений сжатия в арматуре. Напряжения растяжения в бетоне, определяемые в соответствии с формулой (Э.1), имеют знак плюс, а напряжения сжатия в арматуре знак минус. Определение напряжений усадки выполняется как для арматуры, так и для бетона в уровне центра тяжести железобетонной плиты.

Учёт ползучести бетона выполняется с применением условного модуля упругости бетона в соответствии с пунктом Щ.2. Приложения Щ. Ползучесть бетона, также, как и усадка, сдерживается стальными частями сталежелезобетонной балки, к которым относится стальная двутавровая балка и арматура. Это, также, как и при усадке, приводит к возникновению напряжений растяжений в бетоне и напряжений сжатия в арматуре.

В соответствии с пунктом 9.7 СП 35.13330.2011 учёт напряжений от ползучести производится при выполнении условия:

$$\sigma_{ef} \geq 0.2 \cdot R_b \quad (12)$$

В случае выполнения условия (12), определение напряжений от ползучести, условно, выполняется как для арматуры, так и для бетона в уровне центра тяжести железобетонной плиты в соответствии с формулами (13) и (14), полученными из формулы (Щ.14):

$$\sigma_{b.kr} = \frac{M_{2.DL}}{n_{b.kr} \cdot W_{b.stb.kr}} - \frac{M_{2.DL}}{n_b \cdot W_{b.stb}} \quad (13)$$

$$\sigma_{r.kr} = \frac{M_{2.DL}}{n_r \cdot W_{b.stb.kr}} - \frac{M_{2.DL}}{n_r \cdot W_{b.stb}} \quad (14)$$

где  $M_{2.DL}$  – положительный изгибающий момент от постоянных нагрузок 2 стадии этапов 'с' и 'd';

$W_{b.stb}$  – момент сопротивления сталежелезобетонного сечения в уровне центра тяжести бетонной части сталежелезобетонного сечения;

$W_{b.stb.kr}$  – момент сопротивления сталежелезобетонного сечения в уровне центра тяжести бетонной части сталежелезобетонного сечения определённый при условном модуле упругости.

В случае невыполнения условия (12) напряжения от ползучести в бетоне  $\sigma_{b.kr}$  и арматуре  $\sigma_{r.kr}$  принимаются равными нулю,  $\sigma_{b.kr} = 0$  МПа и  $\sigma_{r.kr} = 0$  МПа

Напряжения растяжения в бетоне, определяемые в соответствии с формулой (13), имеют знак минус, а напряжения сжатия в арматуре, определяемые по формуле (14) знак плюс.

Учитывая различные правила знаков при определении напряжений от усадки и ползучести, результирующие напряжения, учитываемые в формулах таблицы 9.4, определяются по формулам (15) и (16).

$$\sigma_{bi} = |\sigma_{b.kr}| + |\sigma_{b.shr}| \quad (15)$$

$$\sigma_{ri} = |\sigma_{r.kr}| + |\sigma_{r.shr}| \quad (16)$$

Для проверки сечений, в которых результирующие напряжения растяжения от усадки и ползучести в бетоне  $\sigma_{bi}$  превышают напряжения сжатия в бетоне от действия расчётных вертикальных нагрузок, дополнительно к расчётным случаям 'А', 'Б' и 'В' согласно таблице 9.4, добавлен расчётный случай 'Е'. Расчёт коэффициентов использования стального верхнего и нижнего поясов сталежелезобетонной балки в случае 'Е' выполняется в соответствии с формулами (17) и (18).

$$fl_{s2\_ratio} = \frac{M}{\omega \cdot W_{s2,s}} \quad (17)$$

$$fl_{s1\_ratio} = \frac{M}{\omega \cdot W_{s1,s}} \quad (18)$$



### 2.3.4. Определение усилий для расчёта упоров

Так как при действительной работе балки гипотеза плоских сечений выполняется не для всех зон, к примеру имеется отступление в опорной зоне, эпюра погонных сдвигающих усилий не будет подобна эпюре поперечных сил. Эпюра погонных сдвигающих усилий будет отличаться плавностью, в ней будут отсутствовать резкие скачки характерные для эпюры поперечных сил в местах приложения сосредоточенных воздействий, в частности реакций.

Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий выполняется расчёт сдвигающих усилий на расчётных участках. Под расчётными участками понимаются участки, расположенные между расчётными сечениями. В качестве расчётных сечений приняты следующие сечения:

1. Опоры;
2. Сечение с максимальным изгибающим моментом;
3. Сечение на расстоянии от конца плиты (балки)  $0.36 \cdot (h + b_{sl})$ .

Предполагая, что расчётные сечения следует определять при второй стадии работы конструкции (в работу включены как стальные, так и железобетонные сечения) определим на половине длины рассматриваемой балки расчётные участки. Информация о расчётных участках и сечениях представлена в таблице ниже.

#	Обозначение	Координаты граничных сечений участков	
		Слева	Справа
1	$a_e$	0	$0.36 \cdot (h + b_{sl})$
2	$a_1$	$0.36 \cdot (h + b_{sl})$	L/2
3	$a_1$	L/2	$L - 0.36 \cdot (h + b_{sl})$
4	$a_e$	$L - 0.36 \cdot (h + b_{sl})$	L
Примечание: обозначение участков 1 и 2, а также 3 и 4 приняты одинаковыми на основании симметрии конструкции относительно сечения в середине пролёта.			

Для удобства вычислений построение эпюры погонных сдвигающих усилий делится на три шага.

На первом шаге строится эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб.

На втором шаге строится эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающей сжатие или растяжение конструкции. В актуальной версии программы второй шаг не реализован.

На третьем шаге выполняется сложение эпюр погонных сдвигающих усилий, полученных на первом и втором шагах.

Рассмотрим первый шаг. Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий на каждом из участков определяются действующие усилия сдвига по формуле:

$$S_{iQ} = (\sigma_{bl.Q} \cdot A_b + \sigma_{sl.Q} \cdot A_r) - (\sigma_{br.Q} \cdot A_b + \sigma_{sr.Q} \cdot A_r) \quad (19)$$

где  $\sigma_{bl.Q}$ ,  $\sigma_{Qbr.Q}$  – напряжения при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в левом и правом сечениях расчётного участка соответственно от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб, но не больше чем  $R_b$  ;

$\sigma_{sl.Q}, \sigma_{sr.Q}$  – напряжения при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в левом и правом сечениях расчётного участка от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб соответственно, но не больше чем  $R_s$ .

Эпюры погонных сдвигающих усилий определяется ломанной, построенной по ординатам, приведённым в таблице ниже:

#	Координата	Значение
1	0	0
2	$a_e/2$	$\overline{s_{eQ}} = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\overline{s_{1Q}} = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
4	$L/2$	0
5	$L - (a_e + a_1/2)$	$\overline{s_{1Q}} = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
6	$L - a_e/2$	$\overline{s_{eQ}} = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e}$
7	$L$	0

Полученная эпюра погонных сдвигающих усилий (рисунок 15).

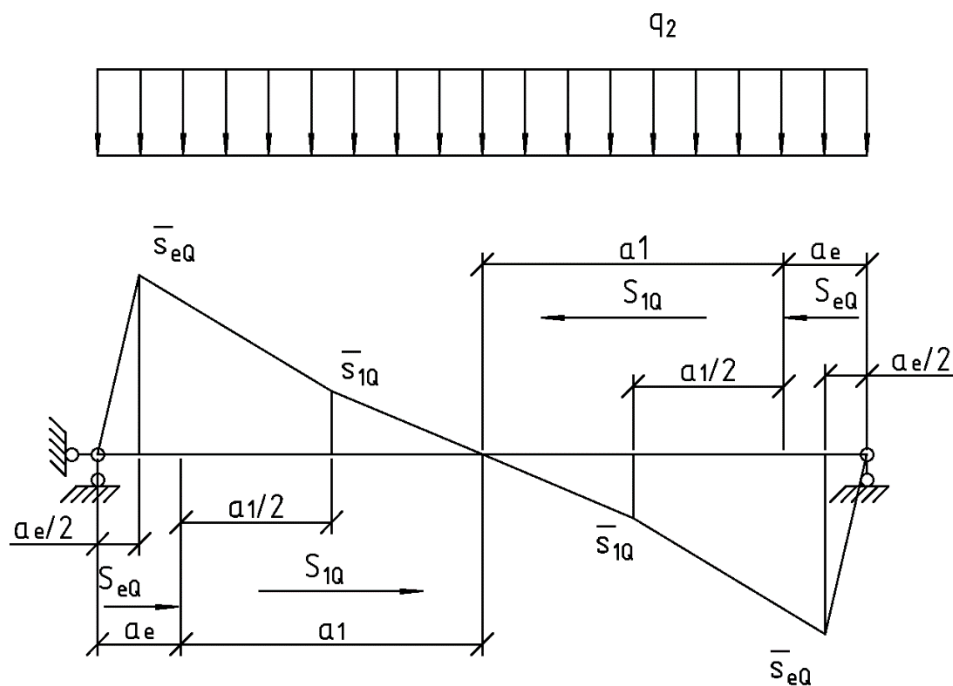


Рис. 15. Эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих изгиб

Рассмотрим второй шаг. Для построения эпюры погонных сдвигающих усилий на каждом из участков определяются действующие усилия сдвига по формуле:

$$S_{iN} = \sigma_{b.N} \cdot A_b + \sigma_{s.N} \cdot A_r \quad (20)$$

где  $\sigma_{b.N}$  – напряжение при гипотезе плоских сечений в центре тяжести поперечного сечения бетона в левом сечении расчётного участка от воздействий второй стадии работы, вызывающих сжатие или растяжение конструкции, но не больше чем  $R_b$  ;

$\sigma_{s.N}$  – напряжение при гипотезе плоских сечений в продольной арматуре в левом сечении расчётного участка от воздействий второй стадии работы, вызывающих сжатие или растяжение конструкции, но не больше, чем  $R_s$  .

Отметим, что к воздействиям второй стадии работы, вызывающем сжатие или растяжение конструкции кроме внешнего воздействия  $N_2$  относятся напряжения от ползучести  $\sigma_{cr}$ , усадки  $\sigma_{shr}$  и температур  $\sigma_t$ .

Эпюры погонных сдвигающих усилий определяется ломанной, построенной по ординатам таблицы представленной ниже:

#	Координата	Значение
1	0	$\overline{s'_{eN}} = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$
2	$a_e/2$	$\overline{s_{eN}} = \frac{S_{eN}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\overline{s_{eN}} = \frac{S_{eN}}{a_e}$
4	$L/2$	$\overline{s'_{eN}} = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$

Полученная эпюра погонных сдвигающих усилий (рисунок 16):

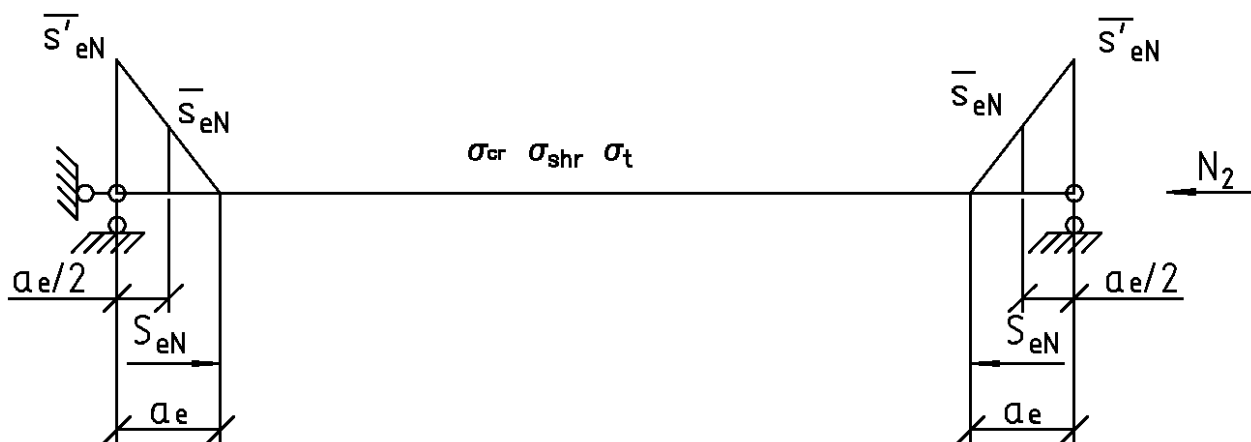


Рис. 16. Эпюра погонных сдвигающих усилий от воздействий второй стадии работы конструкции, вызывающих сжатие или растяжение конструкции

Рассмотрим третий шаг. Эпюра сдвигающих усилий от всех воздействия строится по координатам таблицы ниже:

#	Координата	Значение
1	0	$\bar{s}'_e = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$
2	$a_e/2$	$\bar{s}_e = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e} + \frac{S_{eN}}{a_e}$
3	$a_e + a_1/2$	$\bar{s}_l = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
4	$L/2$	0
5	$L - (a_e + a_1/2)$	$\bar{s}_l = \frac{S_{1Q}}{a_1}$
6	$L - a_e/2$	$\bar{s}_e = \frac{1.15 \cdot S_{eQ}}{a_e} + \frac{S_{eN}}{a_e}$
7	0	$\bar{s}'_e = \frac{S_{eN}}{0.5 \cdot a_e}$

Итоговая эпюра погонных сдвигающих усилий (рисунок 17):

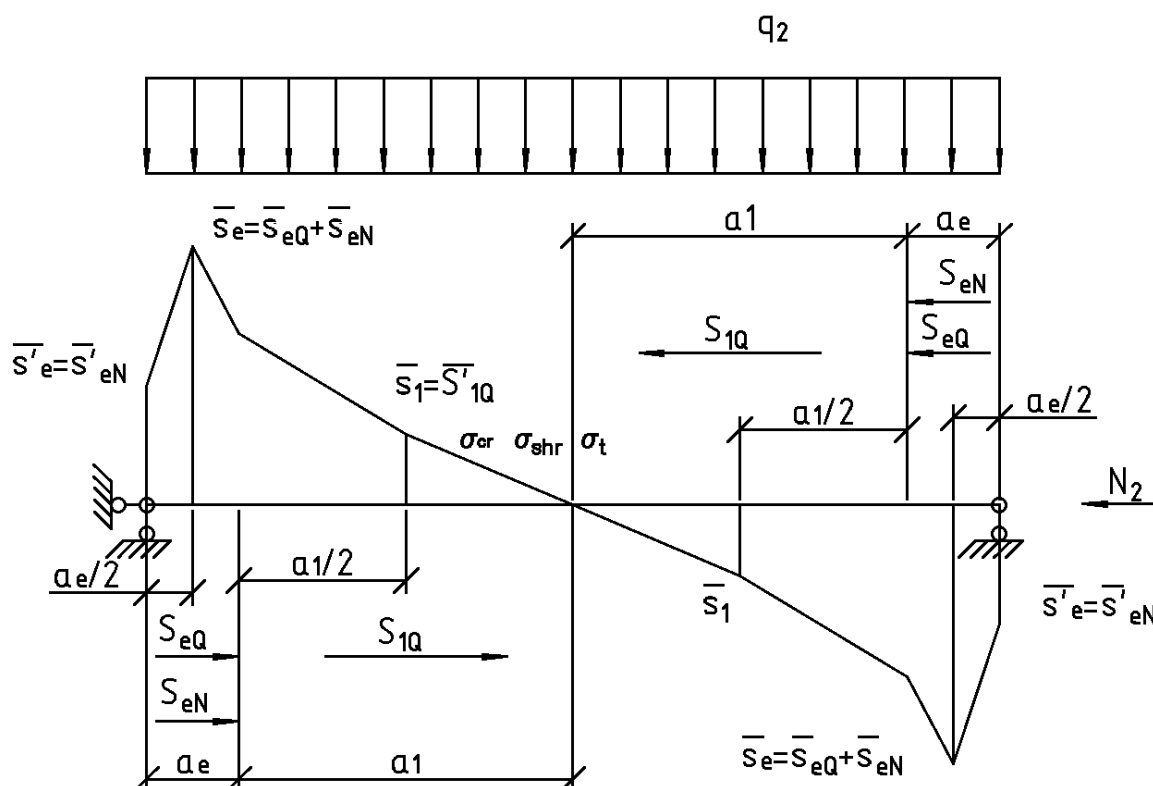


Рис. 17. Эпюра погонных сдвигающих усилий от всех воздействий второй стадии работы конструкции  
Усилия для расчёта каждого упора определяются интегрированием эпюры погонных сдвигающих сил, на соответствующих длинах.

### 3. Примеры расчёта

#### 3.1. СП 266.13330.2016

#### РАСЧЁТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ В СООТВЕТСТВИИ С СП 266.1325800.2016

##### 0. Расчётная модель

- Балка рядовая
- Опалубка: профилированной настил или щиты
- Второстепенные балки не предусмотрены
- Положительный изгибающий момент
- Объединение-упоры Нельсона
- Проверка устойчивости балки на 1 стадии не выполняется

##### 1. Исходные данные

###### 1.1 Материалы

###### 1.1.1 Стальное сечение

Модуль упругости стали

$$E_{st} := 206000 \cdot \text{MPa}$$

Нормативный предел текучести стали

$$R_{y.n} := 355 \cdot \text{MPa}$$

Коэффициент надёжности по материалу

$$\gamma_m := 1.025$$

Расчётный предел текучести стали

$$R_y := \frac{R_{y.n}}{\gamma_m}$$

$$R_y = 346 \cdot \text{MPa}$$

###### 1.1.2 Плита

Модуль упругости бетона

$$E_b := 32500 \cdot \text{MPa}$$

Нормативное сопротивление бетона сжатию

$$R_{b.n} := 22 \cdot \text{MPa}$$

Предельная относительная деформация для сталежелезобетона

$$\epsilon_{b.lim} := 0.0016$$

Коэффициент ползучести бетона:

$$\varphi_{b.cr} := 2.3$$

Коэффициент надёжности по бетону при сжатии

$$\gamma_b := 1.3$$

Расчётное сопротивление бетона сжатию	$R_b := \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}$	$R_b = 16.9 \cdot \text{MPa}$
Модуль деформаций бетона	$E_{b,\tau} := \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$	$E_{b,\tau} = 9848 \cdot \text{MPa}$
Удельный вес бетонной смеси		$\gamma := 2500 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
<b>1.1.3 Араматура</b>		
Модуль упругости арматуры		$E_s := 2.00 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$
Нормативное сопротивление арматуры		$R_{s,n} := 500 \cdot \text{MPa}$
Диаметр арматуры		$d_s := 0 \cdot \text{mm}$
Шаг арматуры:		$b_s := 200 \cdot \text{mm}$
Защитный слой верхней арматуры		$a_{s,u} := 50 \cdot \text{mm}$
Защитный слой нижней арматуры:		$a_{s,l} := 50 \cdot \text{mm}$
Количество рядов арматуры		$n_{\text{row.rebar}} := 2$
Коэффициент надёжности по арматуре		$\gamma_s := 1.15$
Расчётное значение сопротивления арматуры		$R_s := \frac{R_{s,n}}{\gamma_s}$

## 1.2.1 Балка

### 1.2.1.1 Сечение

Номер профиля	35Б2
Высота двутавра	$h_{st} := 350 \cdot \text{mm}$
Толщина стенки	$t_w := 7 \cdot \text{mm}$
Ширина верхней полки	$b_{f2} := 175 \cdot \text{mm}$
Толщина верхней полки	$t_{f2} := 11 \cdot \text{mm}$
Ширина нижней полки	$b_{f1} := 175 \cdot \text{mm}$
Толщина нижней полки	$t_{f1} := 11 \cdot \text{mm}$
Площадь	$A_{st} := 63.14 \cdot \text{cm}^2$
Момент инерции	$I_{st} := 13559 \cdot \text{cm}^4$
Момент сопротивления крайних волокон верхней полки	$W_{f2.st} := 774.8 \cdot \text{cm}^3$
Момент сопротивления крайних волокон нижней полки	$W_{f1.st} := 774.8 \cdot \text{cm}^3$
Расстояние от Ц.Т. до наружной грани верхней полки	$Z_{f2.st} := 17.5 \cdot \text{cm}$
Расстояние от Ц.Т. до наружной грани нижней полки	$Z_{f1.st} := 17.5 \cdot \text{cm}$
Собственный вес балки	$SW_{steel\_beam} := 49.6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
1.2.1.2 Пролёт балки	$l_{beam} := 8 \cdot \text{m}$
1.2.1.3 Шаг балок	$B := 3 \cdot \text{m}$

### 1.2.2 Плита

Тип опалубки	$\text{formwork\_type} := \text{"corrugated\_sheet"}$
Марка настила	$\text{name} := \text{"H75-750-0.8"}$
Высота настила	$h_n := 75 \cdot \text{mm}$
Толщина железобетона над настилом	$h_f := 95 \cdot \text{mm}$
Параметры профилированного настила (применяются при $\text{form\_work\_type} = 2$ )	
Шаг нижних полок	$S_n := 187.5 \cdot \text{mm}$
Ширина нижней полки	$b := 92 \cdot \text{mm}$
Расстояние между внутренними гранями верхних полок	$b_{ap} := 137.5 \cdot \text{mm}$
Расстояние между полками по средней плоскости настила	$b_0 := 114.75 \cdot \text{mm}$
Ориентация настила относительно балки	$\text{sheet\_orient} := \text{"transverse"}$
Собственный вес настила	$SW_{\text{corrugated\_sheet}} := 11.2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

### 1.3 Объединение стальной и железобетонной частей с помощью упор. Нельсона

Предел текучести упора	$R_{y.\text{stud}} := 350 \cdot \text{MPa}$
Диаметр анкера	$d_{an} := 2.2 \cdot \text{cm}$



Координата упора слева от проверяемого (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.l}} := 0\text{-mm}$$

Координата проверяемого упора (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.design}} := 188\text{-mm}$$

Координата упора справа от проверяемого (начало координат – левая опора)

$$x_{\text{stud.r}} := 376\text{-mm}$$

Количество упоров в одной гофре

$$\text{num\_studs} := \text{"one\_stud"}$$

## 1.4 Нагрузки и коэффициенты надёжности на нагрузке

### 1.4.1 Нагрузки

#### 1.4.1.1 Первая стадия

Дополнительная нагрузка от веса бетона

$$SW_{\text{add.concrete}} := 0.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Монтажная нагрузка

$$q_{1a.DL} := 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 1.4.1.2 Вторая стадия

Постоянная нагрузка

$$q_{2.DL} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Временная нагрузка

$$q_{2.LL} := 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Учёт неразрезности настила

$$k := 1.25$$

#### 1.4.2 Коэффициенты надёжности по нагрузке

Собственный вес стальных конструкций	$\gamma_{f,steel} := 1.05$
Собственный вес свежесушеного бетона	$\gamma_{f,concrete} := 1.2$
Дополнительная нагрузка от веса бетона	$\gamma_{f,add.concrete} := 1.1$
Монтажная нагрузка	$\gamma_{f,1.DL} := 1.3$
Постоянная нагрузка II стадии	$\gamma_{f,2.DL} := 1.2$
Временная нагрузка II стадии	$\gamma_{f,LL} := 1.2$

#### 1.5 Коэффициенты условий работы

Коэффициент условий работы стального элемента СП 16.13330	$\gamma_c := 1$
Коэффициент условий работы бетона СП 63.13330	$\gamma_{bi} := 1$
Коэффициент условий работы арматуры по СП 63.13330	$\gamma_{si} := 1$

#### 1.6 Дополнительные воздействия

Уравновешенные напряжения, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры

$$\sigma_{bi} := 0 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{si} := 0 \cdot \text{MPa}$$

## 2.Расчёт

### 2.1. Геометрические характеристики

#### 2.1.1 Стальное сечение

$$h_w := h_{st} - t_{f1} - t_{f2}$$

$$h_w = 32.8 \cdot \text{cm}$$

$$A_{w.st} := h_w \cdot t_w$$

$$A_{w.st} = 22.96 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{f1.st} := b_{f1} \cdot t_{f1}$$

$$A_{f1.st} = 19.25 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{f2.st} := b_{f2} \cdot t_{f2}$$

$$A_{f2.st} = 19.25 \cdot \text{cm}^2$$

Условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона

$$W_{b.st} := \frac{I_{st}}{\left( Z_{f2.st} + h_n + \frac{h_f}{2} \right)} \quad W_{b.st} = 456 \cdot \text{cm}^3$$

#### 2.1.2 Бетонное сечение

Половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса

$$a := \frac{b_{f1}}{2} \quad a = 0.088 \text{ m}$$

Расчётная толщина бетона

$$t_{s1} := h_f \quad t_{s1} = 95 \cdot \text{mm}$$

Расчётная ширина железобетонной плиты

$$b_{s1} := 2 \cdot \begin{cases} \frac{B}{2} & \text{if } l_{\text{beam}} \geq 4 \cdot B \\ \max \left( \min \left( a + 6 \cdot t_{s1}, \frac{B}{2} \right), \frac{l_{\text{beam}}}{8} \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad b_{s1} = 2 \text{ m}$$

Расчётная площадь сечения железобетонной плиты

$$A_b := b_{sl} \cdot t_{sl} \quad A_b = 190000 \cdot \text{mm}^2$$

Момент инерции железобетонной плиты

$$I_b := \frac{b_{sl} \cdot t_{sl}^3}{12} \quad I_b = 14290 \cdot \text{cm}^4$$

Площадь арматуры на единицу длины

$$A_s := \frac{\left( \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)}{b_s} \quad A_s = 0 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

### 2.1.3 Композитное сечение

#### 2.1.3.1 Композитное сечение для проверки балки

Коэффициент приведения  $\alpha_b := \frac{E_{st}}{E_{b,\tau}} \quad \alpha_b = 20.917$

Коэффициент приведения  $\alpha_s := \frac{E_{st}}{E_s} \quad \alpha_s = 1.03$

Высота композитного сечения

$$H_{stb} := h_{st} + h_n + h_f \quad H_{stb} = 520 \cdot \text{mm}$$

Площадь сталежелезобетонного сечения

$$A_{red} := A_{st} + \frac{A_b}{\alpha_b} + n_{row.rebar} \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (A_s \cdot b_{sl}) \quad A_{red} = 15398 \cdot \text{mm}^2$$

Расстояние от наружной грани полки до Ц.Т. плиты

$$C_b := h_n + \frac{h_f}{2} \quad C_b = 122.5 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от наружной грани полки до верхней грани плиты

$$h := h_n + h_f \quad h = 170 \cdot \text{mm}$$

Расстояние между центрами тяжести плиты и стальной балки

$$Z_{b.st} := C_b + Z_{f2.st} \quad Z_{b.st} = 298 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{st.r_u} := Z_{f2.st} + h - a_{s.u} \quad Z_{st.r_u} = 295 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{st.r_l} := Z_{f2.st} + a_{s.l} \quad Z_{st.r_l} = 225 \cdot \text{mm}$$

Статический момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно Ц.Т. стального сечения

$$S_{red} := \frac{1}{\alpha_b} \cdot A_b \cdot Z_{b.st} + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{st.r_u} + Z_{st.r_l}) \quad S_{red} = 2702357 \cdot \text{mm}^3$$

Расстояние между центром тяжести стального и сталежелезобетонного сечения

$$Z_{st.red} := \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad Z_{st.red} = 176 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.red} := Z_{b.st} - Z_{st.red} \quad Z_{b.red} = 122 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_u} := Z_{b.red} + \frac{h_f}{2} - a_{s.u} \quad Z_{red.r_u} = 119 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_l} := Z_{b.red} - \frac{h_f}{2} + a_{s.l} \quad Z_{red.r_l} = 124 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения приведённого к металлу

$$I_{\text{red}} := I_{\text{st}} + A_{\text{st}} \cdot Z_{\text{st.red}}^2 + \frac{1}{\alpha_b} \cdot I_b + \frac{1}{\alpha_b} \cdot A_b \cdot Z_{b.\text{red}}^2 + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{\text{sl}} \cdot (Z_{\text{red.r}_u}^2 + Z_{\text{red.r}_l}^2)$$

$$I_{\text{red}} = 472093985 \cdot \text{mm}^4$$

Расстояние между Ц.Т. сталежелезобетонного сечения и наружной гранью верхней полки

$$Z_{\text{red.f2}} := Z_{\text{f2.st}} - Z_{\text{st.red}} \quad Z_{\text{red.f2}} = -1 \cdot \text{mm}$$

Расстояние между Ц.Т. сталежелезобетонного сечения и наружной гранью нижней полки

$$Z_{\text{red.f1}} := Z_{\text{st.red}} + Z_{\text{f1.st}} \quad Z_{\text{red.f1}} = 351 \cdot \text{mm}$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для верхней полки

$$W_{\text{f2.red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{\text{red.f2}}} \quad W_{\text{f2.red}} = -933687 \cdot \text{cm}^3$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для нижней полки

$$W_{\text{f1.red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{\text{red.f1}}} \quad W_{\text{f1.red}} = 1347 \cdot \text{cm}^3$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для Ц.Т. железобетонной плиты

$$W_{b.\text{red}} := \frac{I_{\text{red}}}{Z_{b.\text{red}}} \quad W_{b.\text{red}} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

### 2.1.3.2 Композитное сечение для проверки упоров

Коэффициент приведения  $\alpha_{b.0} := \frac{E_{st}}{E_b} \quad \alpha_{b.0} = 6.34$

Площадь сталежелезобетонного сечения

$$A_{red.0} := A_{st} + \frac{A_b}{\alpha_{b.0}} + n_{row.rebar} \cdot \frac{1}{\alpha_s} \cdot (A_s \cdot b_{sl}) \quad A_{red.0} = 36290 \cdot \text{mm}^2$$

Статический момент инерции сталежелезобетонного сечения относительно Ц.Т. стального сечения

$$S_{red.0} := \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot A_b \cdot Z_{b.st} + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{st.r_u} + Z_{st.r_l}) \quad S_{red.0} = 8917779 \cdot \text{mm}^3$$

Расстояние между центром тяжести стального и сталежелезобетонного сечения

$$Z_{st.red.0} := \frac{S_{red.0}}{A_{red.0}} \quad Z_{st.red.0} = 246 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.red.0} := Z_{b.st} - Z_{st.red.0} \quad Z_{b.red.0} = 52 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_u.0} := Z_{b.red.0} + \frac{h_f}{2} - a_{s.u} \quad Z_{red.r_u.0} = 49 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{red.r_l.0} := Z_{b.red.0} - \frac{h_f}{2} + a_{s.l} \quad Z_{red.r_l.0} = 54 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения приведённого к металлу

$$I_{red.0} := I_{st} + A_{st} \cdot Z_{st.red.0}^2 + \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot I_b + \frac{1}{\alpha_{b.0}} \cdot A_b \cdot Z_{b.red.0}^2 + \frac{1}{\alpha_s} \cdot A_s \cdot b_{sl} \cdot (Z_{red.r_u.0}^2 + Z_{red.r_l.0}^2)$$

$$I_{red.0} = 619732911 \cdot \text{mm}^4$$



Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения для Ц.Т. железобетонной плиты

$$W_{b.red.0} := \frac{I_{red.0}}{Z_{b.red.0}} \quad W_{b.red} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

## 2.2 Нагрузки

Приведённая толщина бетона в пределах высоты сечения настила

$$h_b := \begin{cases} \frac{b + b_{ap}}{2 \cdot S_n} \cdot h_n & \text{if formwork\_type} = \text{"corrugated\_sheet"} \\ 0 & \text{if formwork\_type} = \text{"flat"} \\ \text{"Wrong formwork type"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Собственный вес свежееуложенной бетонной смеси

$$q_b := \gamma \cdot (h_f + h_b) \quad q_b = 3.454 \cdot \text{kPa}$$

Расчётная нагрузка 1а стадия

$$q_{1a} := \gamma_{f,steel} \cdot SW_{steel\_beam} + k \cdot \left( \gamma_{f,steel} \cdot SW_{corrugated\_sheet} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,concrete} \cdot q_b \cdot B + \gamma_{f,add.concrete} \cdot SW_{add.concrete} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,1.DL} \cdot q_{1a.DL} \cdot B \right)$$

$$q_{1a} = 19.998 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная нагрузка 1b стадия

$$q_{1b} := \gamma_{f,steel} \cdot SW_{steel\_beam} + k \cdot \left( \gamma_{f,steel} \cdot SW_{corrugated\_sheet} \cdot B \dots \right. \\ \left. + \gamma_{f,concrete} \cdot q_b \cdot B + \gamma_{f,add.concrete} \cdot SW_{add.concrete} \cdot B \dots \right)$$

$$q_{1b} = 17.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Расчётная нагрузка 2 стадия

$$q_2 := (\gamma_{f2.DL} \cdot q_{2.DL} + \gamma_{fLL} \cdot q_{2.LL}) \cdot B \quad q_2 = 21.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 2.3 Внутренние усилия в расчётных сечениях

Сечение с максимальным изгибающим моментом

**1а стадия**

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1a} := \frac{q_{1a} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1a} = 159.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**1b стадия**

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1b} := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1b} = 140.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**2 стадия**

Расчётный изгибающий момент

$$M_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_2 = 172.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M := M_{1b} + M_2 \quad M = 313.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Сечение с максимальной поперечной силой

**I стадия**

Расчётная поперечная сила

$$Q_1 := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_1 = 70 \cdot \text{kN}$$

**II стадия**

Расчётная поперечная сила

$$Q_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_2 = 86 \cdot \text{kN}$$

Суммарная поперечная сила

$$Q := Q_1 + Q_2 \quad Q = 157 \cdot \text{kN}$$

## 2.4 Проверка прочности поперечного сечения по нормальным напряжениям

### 2.4.1 С учётом пластической работы

#### 2.4.1.1 Определение напряжений в бетоне и арматуре

Напряжения в бетоне

$$\sigma_b := \frac{M_2}{\alpha_b \cdot W_{b.red}} - \sigma_{bi} \quad \sigma_b = 2 \cdot \text{MPa}$$

Напряжения в расчётной продольной арматуре

$$\sigma_s := \frac{M_2}{\alpha_s \cdot W_{b.red}} + \sigma_{si} \quad \sigma_s = 43 \cdot \text{MPa}$$

#### 2.4.1.2 Усилия воспринимаемые совместно бетоном с арматурой при различном уровне загрузки

$$N_{b.s} := A_b \cdot \sigma_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot \sigma_s \quad N_{b.s} = 406 \cdot \text{kN}$$

$$N_{bR.s} := A_b \cdot R_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot \sigma_s \quad N_{bR.s} = 3215 \cdot \text{kN}$$

$$N_{bR.sR} := A_b \cdot R_b + A_s \cdot n_{row.rebar} \cdot b \cdot R_s \quad N_{bR.sR} = 3215 \cdot \text{kN}$$

Коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1.2

$$\gamma_1 := \min \left( 1 + \frac{\gamma_{bi} \cdot R_b - \sigma_b}{\gamma_c \cdot R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{f2.st}}, 1.2 \right)$$

### 2.4.1.3 Верхний пояс

$$KH_{u.fl} := \begin{cases} \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{b.s}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{b.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_1 \cdot \gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases} \quad KH_{u.fl} = 0.44$$

### 2.4.1.4 Нижний пояс

$$KH_{l.fl} := \begin{cases} \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{b.s}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{b.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.s}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{bR.s}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f1.st}} + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases} \quad KH_{l.fl} = 0.9$$

### 2.4.1.5 Проверка напряжений в железобетонной части сечения

Коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций

$$\sigma_0 := \frac{M - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{f2.st}} \quad \sigma_0 = -830 \cdot \text{MPa}$$

$$k := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_0 \leq \gamma_c \cdot R_y \\ \left( 1 + \frac{0.009 \cdot E_{st}}{\gamma_c \cdot R_y} \right) & \text{if } \sigma_0 > \gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \\ \text{interp} \left[ \left( \frac{\gamma_c \cdot R_y}{\gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}}} \right), \left( 1 + \frac{0.009 \cdot E_{st}}{\gamma_c \cdot R_y} \right), \sigma_0 \right] & \text{if } \sigma_0 \leq \gamma_c \cdot R_y \wedge \sigma_0 < \gamma_c \cdot R_y + \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \end{cases}$$

$$k = -11.368$$

Условный момент сопротивления на уровне центра сечения бетона

$$KI_{concrete} := \begin{cases} \text{"не применимо"} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \text{"не применимо"} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s < \gamma_{si} \cdot R_s \\ \frac{k}{E_{st}} \cdot \left( \frac{M_2 - Z_{b.st} \cdot N_{bR.sR}}{W_{b.st}} - \frac{N_{bR.sR}}{A_{st}} \right) & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_s \geq \gamma_{si} \cdot R_s \end{cases}$$

$\epsilon_{b.lim}$

$$KI_{concrete} = \text{"не применимо"}$$

### 2.4.2 Жёсткопластический материал

Определим положение нейтральной оси относительно верха сечения из уравнения равновесия продольных сил и усилий

Нейтральная ось в железобетонной плите

$$x_b := \frac{R_y \cdot (A_{w.st} + A_{f1.st} + A_{f2.st})}{R_b \cdot b_{sl}} = 63 \cdot \text{mm} \quad x_b = 62.891 \cdot \text{mm}$$

Нейтральная ось в верхней полке

$$x_{f2} := \frac{A_{f1.st} \cdot R_y + (h + t_{f2}) \cdot b_{f2} \cdot R_y + A_{w.st} \cdot R_y + h \cdot b_{f2} \cdot R_y - R_b \cdot A_b}{2 \cdot b_{f2} \cdot R_y} = 161.03 \cdot \text{mm}$$

Нейтральная ось пересекает стенку

$$x_w := \frac{A_{f1.st} \cdot R_y + (h + t_{f2} + h_w) \cdot t_w \cdot R_y + (h + t_{f2}) \cdot t_w \cdot R_y - R_b \cdot A_b - A_{f2.st} \cdot R_y}{2 \cdot t_w \cdot R_y} = -318.13 \cdot \text{mm}$$

$$x_{NA} := \begin{cases} \text{if } x_b \geq 0 \wedge x_b \leq h_f \\ \quad | \quad x_b \\ \quad | \quad \text{break} \\ \text{if } x_{f2} \geq h \wedge x_{f2} < (h + t_{f2}) \\ \quad | \quad x_{f2} \\ \quad | \quad \text{break} \\ \text{if } x_w \geq (h + t_{f2}) \wedge x_w \leq (h + t_{f2} + h_w) \\ \quad | \quad x_w \\ \quad | \quad \text{break} \\ \text{"Решение не существует" } \text{otherwise} \end{cases} \quad x_{NA} = 62.891 \cdot \text{mm}$$

```

NALocation := if  $x_b \geq 0 \wedge x_b \leq h_f$ 
               | "Железобетонная плита"
               | break
               if  $x_{f2} \geq h \wedge x_{f2} < (h + t_{f2})$ 
               | "Верхняя полка"
               | break
               "Стенка" if  $x_w \geq (h + t_{f2}) \wedge x_w \leq (h + t_{f2} + h_w)$ 
               "Решение не существует" otherwise
NALocation = "Железобетонная плита"

```

Определим предельные моменты из уравнений моментов относительно нейтральной оси

Нейтральная ось в железобетонной плите

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,b} := & R_b \cdot b_{sl} \cdot x_{NA} \cdot \frac{x_{NA}}{2} + R_y \cdot A_{f2,st} \cdot \left( h + \frac{t_{f2}}{2} - x_{NA} \right) \dots = 667.437 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + R_y \cdot A_{w,st} \cdot \left( h + t_{f2} + \frac{h_w}{2} - x_{NA} \right) \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left( h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

Нейтральная ось в верхней полке

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,f2} := & R_b \cdot b_{sl} \cdot t_{sl} \cdot \left( x_{NA} - \frac{t_{sl}}{2} \right) + R_y \cdot (x_{NA} - h) \cdot b_{f2} \cdot \frac{(x_{NA} - h)}{2} \dots = 1233 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + R_y \cdot (h + t_{f2} - x_{NA}) \cdot b_{f2} \cdot \left[ \frac{(h + t_{f2} - x_{NA})}{2} \right] \dots \\
 & + R_y \cdot t_w \cdot h_w \cdot \frac{\left( h + t_{f2} + \frac{h_w}{2} - x_{NA} \right)}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left( h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

Нейтральная ось в стенке

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,w} := & R_b \cdot b_{sl} \cdot t_{sl} \cdot \left( x_{NA} - \frac{t_{sl}}{2} \right) + R_y \cdot A_{f2,st} \cdot \left( x_{NA} - h - \frac{t_{f2}}{2} \right) \dots = 534 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\
 & + R_y \cdot t_w \cdot (x_{NA} - h - t_{f2}) \cdot \frac{(x_{NA} - h - t_{f2})}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot t_w \cdot (h + t_{f2} + h_w - x_{NA}) \cdot \frac{(h + t_{f2} + h_w - x_{NA})}{2} \dots \\
 & + R_y \cdot A_{f1,st} \cdot \left( h + t_{f2} + h_w + \frac{t_{f1}}{2} - x_{NA} \right)
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} := \begin{cases} \text{if } NA\text{Location} = \text{"Железобетонная плита"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,b} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{if } NA\text{Location} = \text{"Верхняя полка"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,f2} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{if } NA\text{Location} = \text{"Стенка"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} M_{Rd,w} \\ \text{break} \end{array} \right. \\ \text{"Решения не существует"} \quad \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = 667 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$KI_{\text{rigid\_plast}} := \begin{cases} \text{"Решения не существует"} & \text{if } M_{Rd} = \text{"Решения не существует"} \\ \frac{M}{M_{Rd}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$KI_{\text{rigid\_plast}} = 0.47$$

## 2.5 Проверка на поперечную силу

$$Q_{Rd} := 0.58 \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_w \quad Q_{Rd} = 461 \cdot \text{kN}$$

$$KH_{\text{shear}} := \frac{Q}{Q_{Rd}} \quad KH_{\text{shear}} = 0.34$$

## 2.6 Проверка на действие изгибающих моментов при монтаже

$$KH_{\text{erect}} := \frac{M_{1a}}{\min(W_{f1.st}, W_{f2.st}) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad KH_{\text{erect}} = 0.6$$

## 2.7 Проверка упоров

### 2.7.1 Определение сдвигающей силы воспринимаемой упором

Определение координат расчётных сечений для вычисления нормальных напряжений

Слева от упора

$$x_{\sigma.l} := \frac{(x_{\text{stud}} - x_{\text{stud.l}})}{2}$$

$$x_{\sigma.l} = 94 \cdot \text{mm}$$

Справа от упора

$$x_{\sigma.r} := x_{\text{stud}} + \frac{(x_{\text{stud.r}} - x_{\text{stud}})}{2}$$

$$x_{\sigma.r} = 282 \cdot \text{mm}$$

Определение моментов в расчётных сечениях

Слева от упора

$$M_{x.\sigma.l} := q_2 \cdot \frac{l_{\text{beam}}}{2} \cdot x_{\sigma.l} - q_2 \cdot x_{\sigma.l} \cdot \frac{x_{\sigma.l}}{2}$$

$$M_{x.\sigma.l} = 8.026 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Справа от упора

$$M_{x.\sigma.r} := q_2 \cdot \frac{l_{\text{beam}}}{2} \cdot x_{\sigma.r} - q_2 \cdot x_{\sigma.r} \cdot \frac{x_{\sigma.r}}{2}$$

$$M_{x.\sigma.r} = 23.506 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



## Определение напряжений в расчётных сечениях

Слева от упора

$$\sigma_{x,\sigma,1r} := \frac{M_{x,\sigma,1}}{\alpha_{b,0} \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1r} = 0.1058 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1s} := \frac{M_{x,\sigma,1}}{\alpha_s \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,1s} = 0.6508 \cdot \text{MPa}$$

Справа от упора

$$\sigma_{x,\sigma,r,r} := \frac{M_{x,\sigma,r}}{\alpha_{b,0} \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,r} = 0.3097 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,s} := \frac{M_{x,\sigma,r}}{\alpha_s \cdot W_{b,red,0}} - \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{x,\sigma,r,s} = 1.9061 \cdot \text{MPa}$$

Определение сдвигающей силы воспринимаемой упором

$$S_{stud} := (\sigma_{x,\sigma,r,r} \cdot A_b + \sigma_{x,\sigma,r,s} \cdot A_s \cdot b_{sl}) - (\sigma_{x,\sigma,1r} \cdot A_b + \sigma_{x,\sigma,1s} \cdot A_s \cdot b_{sl}) \quad S_{stud} = 38.756 \cdot \text{kN}$$

### 2.7.2 Определение предельной сдвигающей силы воспринимаемой упором

Полная высота упора  $h_{an} := \min(h_n + 75 \cdot \text{mm}, l_{an}) \quad h_{an} = 125 \cdot \text{mm}$

$$S_h := 0.063 \cdot \frac{d_{an}^2}{\text{cm}^2} \cdot \gamma_c \cdot \frac{R_{y,stud}}{\text{MPa}} \cdot \text{kN} \quad S_h = 106.722 \cdot \text{kN}$$

Коэффициент снижающий несущую способность упоров при настиле

$$n_r := \begin{cases} 1 & \text{if num_studs} = \text{"one\_stud"} \\ 2 & \text{if num_studs} = \text{"more\_than\_one\_stud"} \end{cases}$$

$$k_t := \begin{cases} 1 & \text{if formwork\_type} = \text{"flat"} \\ 0.7 \cdot \frac{b_0 \cdot (h_{an} - h_n)}{h_n^2 \cdot \sqrt{n_r}} & \text{if formwork\_type} = \text{"corrugated\_sheet"} \end{cases} \quad k_t = 0.714$$

$$k_l := \begin{cases} 1 & \text{if formwork\_type} = \text{"flat"} \\ 0.6 \cdot \frac{b_0 \cdot (h_{an} - h_n)}{h_n^2} & \text{if formwork\_type} = \text{"corrugated\_sheet"} \end{cases} \quad k_l = 0.612$$

$$P_{rd\_} := \begin{cases} 0.24 \cdot \frac{l_{an}}{\text{cm}} \cdot \frac{d_{an}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} \geq 2.5 \wedge \frac{l_{an}}{d_{an}} \leq 4.2 \\ \frac{d_{an}^2}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} > 4.2 \end{cases}$$

$$P_{rd} := \begin{cases} k_t & \text{if sheet\_orient} = \text{"transverse"} \\ k_l & \text{if sheet\_orient} = \text{"along"} \end{cases} \cdot P_{rd\_}$$

$$P_{rd} = 44.956 \cdot \text{kN}$$

### 2.7.2 Коэффициент использования упора

$$KH_{stud} := \frac{S_{stud}}{\min(S_h, P_{rd})} \quad KH_{stud} = 0.862$$

### 3. Результат

#### 3.1 Геометрические характеристики сталежелезобетонного сечения

Площадь

$$A_{\text{red}} = 154 \cdot \text{cm}^2$$

Момент инерции

$$I_{\text{red}} = 47209 \cdot \text{cm}^4$$

Момент сопротивления Ц.Т. плиты

$$W_{\text{b.red}} = 3870 \cdot \text{cm}^3$$

Расстояние

$$Z_{\text{b.red}} = 122 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{\text{st.red}} = 176 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{\text{b.st}} = 298 \cdot \text{mm}$$

#### 3.2 Внутренние усилия

Первая стадия

$$M_{1a} = 160 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1b} = 140 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Вторая стадия

$$M_2 = 173 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарно

$$M = 313 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Q = 157 \cdot \text{kN}$$

### 3.3 Проверка на действие изгибающих моментов при монтаже

Прочность  $KI_{erect} = 0.6$

### 3.4 Проверка на действие изгибающих моментов, раздел 6.2.1

Верхняя полка стального сечения  $KI_{ufl} = 0.44$

Нижняя полка стального сечения  $KI_{lfl} = 0.9$

Сталежелезобетон  $KI_{concrete} = \text{"не применимо"}$

### 3.5 Проверка а действие изгибающих моментов (жёсткопластический материал), п. 6.2.1.6

Положение нейтральной оси  $NALocation = \text{"Железобетонная плита"}$

Прочность балки  $KI_{rigid\_plast} = 0.47$

### 3.6 Проверка на действие поперечной силы

Прочность балки  $KI_{shear} = 0.34$

#### 3.3.3 Проверка упора

Расчёт по прочности  $KI_{stud} = 0.86$

**РАСЧЁТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ В СООТВЕТСТВИИ С СП 35.13330.2011****0. Расчётная модель**

- Балка рядовая
- Опалубка: профилированной настил или щиты
- Второстепенные балки не предусмотрены
- Положительный изгибающий момент
- Объединение-упоры Нельсона
- Проверка устойчивости балки на 1 стадии не выполняется

**1. Исходные данные****1.1 Материалы****1.1.1 Стальное сечение**

Сталь

"С390Б"

Модуль упругости стали

 $E_{st} := 206000 \cdot \text{MPa}$ 

Нормативный предел текучести стали

 $R_{y,n} := 390 \cdot \text{MPa}$ 

Коэффициент надёжности по материалу

 $\gamma_m := 1.025$ 

Расчётный предел текучести стали

$$R_y := \frac{R_{y,n}}{\gamma_m}$$

 $R_y = 380 \cdot \text{MPa}$ **1.1.2 Плита**

Класс бетона по прочности на сжатие

"B30"

Модуль упругости бетона

 $E_b := 32500 \cdot \text{MPa}$ 

Условный модуль упругости бетона

$$E_{ef,shr} := 0.5 \cdot E_b$$

 $E_{ef,shr} = 16250 \cdot \text{MPa}$ 

Нормативное сопротивление бетона сжатию

 $R_b := 22.1 \cdot \text{MPa}$ 

Предельная относительная деформация для сталежелезобетона

 $\epsilon_{b,lim} := 0.0016$ 

Предельная относительная деформация усадки бетона

 $\epsilon_{shr} := 0.0002$

Предельная характеристика ползучести бетона	$c_n := 84 \cdot 10^{-6} \cdot \text{MPa}^{-1}$
Удельный вес	$\text{dens} := 2500 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
<b>1.1.3 Арматура</b>	
Марка арматуры	"A240"
Модуль упругости арматуры	$E_T := 210000 \cdot \text{MPa}$
Расчётное сопротивление арматуры	$R_T := 210 \cdot \text{MPa}$
<b>1.2. Геометрия</b>	
<b>1.2.1 Пролёт балки</b>	$l_{\text{beam}} := 17885 \cdot \text{mm}$
<b>1.2.2 Шаг балок</b>	$B := 5.1 \cdot \text{m}$
<b>1.2.3 Стальная часть</b>	
Номер профиля	"70B2"
Высота профиля	$h_s := 697 \cdot \text{mm}$
Высота стенки	$h_w := 660 \cdot \text{mm}$
Толщина стенки	$t_w := 12.5 \cdot \text{mm}$
Ширина пояса	$b_f := 260 \cdot \text{mm}$
Толщина полки	$t_f := 18.5 \cdot \text{mm}$
Площадь балки	$A_s := 183.64 \cdot \text{cm}^2$
Момент сопротивления	$W_s := 4186.63 \cdot \text{cm}^3$
Момент инерции	$I_s := 145904 \cdot \text{cm}^4$

### 1.2.2 Бетонная часть

Зазор между плитой и верхней полкой

$$h_{\Pi} := 0\text{-mm}$$

Расчётная толщина плиты

$$h_f := 90\text{-mm}$$

### 1.2.3 Армирование

Диаметр арматурных стержней

$$d_Y := 6\text{-mm}$$

Шаг арматурных стержней

$$l_Y := 100\text{-mm}$$

Толщина защитного слоя верхней арматуры

$$a_{u.r} := 15\text{-mm}$$

Толщина защитного слоя нижней арматуры

$$a_{l.r} := 15\text{-mm}$$

### 1.3 Объединение стальной и бетонной частей гибкими упорами

Диаметр анкера

$$d_{an} := 22\text{-mm}$$

Длина анкера

$$l_{an} := 75\text{-mm}$$

Координата проверяемого ряда упоров в крайней трети

$$x_e := 994\text{-mm}$$

Координата проверяемого ряда упоров в средней трети

$$x_m := 6200\text{-mm}$$

Шаг рядов упоров в крайней трети

$$d_e := 192\text{mm}$$

Шаг рядов упоров в средней трети

$$d_m := 248\text{mm}$$

Количество упоров в ряду в средней зоне

$$n_e := 2$$

Количество упоров в ряду в крайней зоне

$$n_m := 1$$



## 1.4 Нагрузки и коэффициенты надёжности на нагрузке

### 1.4.1 Нагрузки

#### 1.4.1.1 Первая стадия

Собственный вес балки

$$q_{1a.SW.s} := 144.16 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Собственный вес плиты

$$q_{1a.SW.b} := \text{dens} \cdot h_f = 2.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Дополнительная нагрузка от веса бетона

$$q_{1a.AB} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Монтажная нагрузка

$$q_{1a.DL} := 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 1.4.1.2 Вторая стадия

Нормативная постоянная нагрузка

$$q_{2d.DL} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Нормативная временная нагрузка

$$q_{2d.LL} := 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 1.4.2 Коэффициенты надёжности по нагрузке

Собственный вес стальных конструкций

$$\gamma_{f.s} := 1.05$$

Собственный вес свежесушеного бетона

$$\gamma_{f.b} := 1.2$$

Дополнительная нагрузка от веса бетона

$$\gamma_{f.ac} := 1.1$$

Монтажная нагрузка

$$\gamma_{f.1.DL} := 1.3$$

Постоянная нагрузка II стадии

$$\gamma_{f.2.DL} := 1.2$$

Временная нагрузка II стадии

$$\gamma_{f.2.LL} := 1.3$$

Ползучесть и усадка

$$\gamma_{f.shrink} := 1.1$$



## 1.5 Коэффициенты условий работы

Коэффициент условий работы стального элемента

$$\gamma_c := 1$$

Коэффициент условий работы бетона

$$\gamma_{bi} := 0.9$$

Коэффициент условий работы арматуры по

$$\gamma_{si} := 1$$

## 2. Расчёт на прочность

### 2.1 Расчёт геометрических характеристик

#### 2.1.1. Стальное сечение - балка

Расстояние от Ц.Т. стального сечения  $C_s$  до нижней полки

$$Z_{s1.s} := \frac{h_s}{2}$$

$$Z_{s1.s} = 348.5 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от Ц.Т. стального сечения  $C_s$  до верхней полки

$$Z_{s2.s} := \frac{h_s}{2}$$

$$Z_{s2.s} = 348.5 \cdot \text{mm}$$

$$W_{s1.s} := W_s = 4186.63 \cdot \text{cm}^3$$

- момент сопротивления относительно нижней полки

$$W_{s2.s} := W_s = 4186.63 \cdot \text{cm}^3$$

- момент сопротивления относительно верхней полки

Площадь сечения нижней полки

$$A_{s1} := b_f \cdot t_f = 48.1 \cdot \text{cm}^2$$

Площадь сечения верхней полки

$$A_{s2} := b_f \cdot t_f = 48.1 \cdot \text{cm}^2$$

Площадь сечения стенки

$$A_w := h_w \cdot t_w = 82.5 \cdot \text{cm}^2$$

### 2.1.2. Бетонное сечение - плита

Половина ширины контакта плиты и стального пояса

$$a := \frac{b_f}{2} \quad a = 130 \cdot \text{mm}$$

Расчётная толщина бетона

$$t_{sl} := h_f \quad t_{sl} = 90 \cdot \text{mm}$$

Расчётная ширина свеса железобетонной плиты (табл. 9.3)

$$b := \begin{cases} \frac{B}{2} & \text{if } l_{\text{beam}} \geq 4 \cdot B \\ \max\left(\min\left(a + 6 \cdot t_{sl}, \frac{B}{2}\right), \frac{l_{\text{beam}}}{8}\right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad b = 2235.63 \cdot \text{mm}$$

Расчётная ширина железобетонной плиты

$$b_{sl} := 2 \cdot b$$

$$b_{sl} = 4471.25 \cdot \text{mm}$$

Площадь бетонного сечения

$$A_b := b_{sl} \cdot t_{sl}$$

$$A_b = 402412.5 \cdot \text{mm}^2$$

Момент инерции бетонного сечения

$$I_b := \frac{b_{sl} \cdot t_{sl}^3}{12}$$

$$I_b = 271628437.5 \cdot \text{mm}^4$$

### 2.1.3. Армирование плиты

Площадь арматурного стержня

$$A_d := \frac{\pi \cdot d_r^2}{4} \quad A_d = 0.28 \cdot \text{cm}^2$$

Площадь арматуры верхнего ряда

$$A_{ur} := \frac{A_d}{l_r} \cdot b_{sl} \quad A_{ur} = 12.64 \cdot \text{cm}^2$$

Площадь арматуры нижнего ряда

$$A_{lr} := \frac{A_d}{l_r} \cdot b_{sl} \quad A_{lr} = 12.64 \cdot \text{cm}^2$$

Общая площадь арматуры плиты

$$A_r := A_{ur} + A_{lr} \quad A_r = 25.28 \cdot \text{cm}^2$$

#### 2.1.4 Композитное сечение

Высота сечения:  $H_{stb} := h_s + h_{\pi} + h_f$

$$H_{stb} = 787 \cdot \text{mm}$$

##### 2.1.4.1 Коэффициенты приведения

Коэффициент приведения арматуры к стали

$$n_r := \frac{E_{st}}{E_r}$$

$$n_r = 0.98$$

Коэффициент приведения бетона к стали

$$n_b := \frac{E_{st}}{E_b}$$

$$n_b = 6.34$$

Коэффициент приведения бетона к стали при условном модуле упругости  $E_{ef.shr}$

$$n_{b.shr} := \frac{E_{st}}{E_{ef.shr}}$$

$$n_{b.shr} = 12.68$$

### 2.1.4.2 Коэффициент приведения бетона к стали при условном модуле упругости $E_{ef,kr}$

Площадь стальной части сечения включая арматуру

$$A_{st} := A_s + \frac{A_{ur}}{n_r} + \frac{A_{lr}}{n_r} = 20941.53 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} = 209.42 \cdot \text{cm}^2$$

Статический момент стальной части сечения включая арматуру относительно Ц.Т. стальной балки

$$S_{st,s} := \frac{A_{lr}}{n_r} \cdot \left( a_{lr} + h_n + \frac{h_s}{2} \right) + \frac{A_{ur}}{n_r} \cdot \left( \frac{h_s}{2} + h_n + h_f - a_{ur} \right) \quad S_{st,s} = 1014.26 \cdot \text{cm}^3$$

Расстояние между Ц.Т. стальной балки и Ц.Т.  $A_{st}$

$$Z_{s,st} := \frac{S_{st,s}}{A_{st}} \quad Z_{s,st} = 48.43 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от Ц.Т. стальной части сечения  $C_{st}$  до Ц.Т. железобетонного сечения  $C_b$

$$Z_{b,st} := \frac{h_s}{2} + \left( h_n + \frac{h_f}{2} \right) - Z_{s,st} \quad Z_{b,st} = 345.07 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции стальной части сечения, включая арматуру

$$I_{st} := I_s + A_s \cdot Z_{s,st}^2 + \frac{A_{lr}}{n_r} \cdot \left( \frac{h_s}{2} + h_n + a_{lr} - Z_{s,st} \right)^2 + \frac{A_{ur}}{n_r} \cdot \left( \frac{h_s}{2} + h_n + h_f - a_{ur} - Z_{s,st} \right)^2 \quad I_{st} = 181134.67 \cdot \text{cm}^4$$

Параметр подталивости

$$\nu := \frac{A_b}{n_b} \cdot \left( \frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b.st}^2}{I_{st}} \right) \quad \nu = 7.21$$

Предельная характеристика ползучести бетона

$$\varphi_{kr} := \gamma_{f.shr.kr} \cdot E_b \cdot \epsilon_n \quad \varphi_{kr} = 3$$

Условный модуль упругости

$$E_{ef.kr} := \frac{\nu - 0.5 \cdot \varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr}) \cdot \nu + 0.5 \cdot \varphi_{kr} + 1} \cdot E_b \quad E_{ef.kr} = 6950.94 \cdot \text{MPa}$$

Коэффициент приведения бетона к стали при условном модуле упругости  $E_{ef.kr}$

$$n_{b.kr} := \frac{E_{st}}{E_{ef.kr}} \quad n_{b.kr} = 29.64$$

#### 2.1.4.3 Геометрические характеристики

Площадь сталежелезобетонного сечения балки:

$$A_{stb.f(n_{b0})} := \frac{A_b}{n_{b0}} + \frac{A_{u.r}}{n_r} + \frac{A_{l.r}}{n_r} + A_s$$

$$A_{stb} := A_{stb.f(n_b)} \quad A_{stb} = 84428.937061 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{stb.shr} := A_{stb.f(n_{b.shr})} \quad A_{stb.shr} = 52685.232571 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{stb.kr} := A_{stb.f(n_{b.kr})} \quad A_{stb.kr} = 34519.904222 \cdot \text{mm}^2$$

Расстояние от Ц.Т. железобетонного сечения  $C_b$  до Ц.Т. стального сечения  $C_s$

$$Z_{b.s} := \frac{h_f}{2} + h_n + \frac{h_s}{2} \quad Z_{b.s} = 393.5 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от Ц.Т. композитного сечения Cstb до Ц.Т. стального сечения Cs

$$Z_{s.stb.f}(n_{b0}) := \frac{\frac{b_{sl} \cdot t_{sl}}{n_{b0}} \cdot \left( \frac{h_f}{2} + h_{\pi} + \frac{h_s}{2} \right)}{A_{stb.f}(n_{b0})} \dots$$

$$+ \frac{\frac{A_{lr}}{n_r} \cdot \left( a_{lr} + h_{\pi} + \frac{h_s}{2} \right) + \frac{A_{ur}}{n_r} \cdot \left( \frac{h_s}{2} + h_{\pi} + h_f - a_{ur} \right)}{A_{stb.f}(n_{b0})}$$

$$Z_{s.stb} := Z_{s.stb.f}(n_b)$$

$$Z_{s.stb} = 307.91 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{s.stb.shr} := Z_{s.stb.f}(n_{b.shr})$$

$$Z_{s.stb.shr} = 256.34 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{s.stb.kr} := Z_{s.stb.f}(n_{b.kr})$$

$$Z_{s.stb.kr} = 184.16 \cdot \text{mm}$$

Расстояние от центра тяжести  $A_{stb.shr}$  до центра тяжести  $A_{st}$

$$Z_{st.stb.shr} := Z_{s.stb.shr} - Z_{s.st}$$

$$Z_{st.stb.shr} = 207.91 \cdot \text{mm}$$

Статический момент стальной части сечения относительно Ц.Т. композитного сечения Cstb

$$S_{st.shr} := A_{st} \cdot Z_{st.stb.shr}$$

$$S_{st.shr} = 4353922.83 \cdot \text{mm}^3$$

Расстояние от Ц.Т. композитного сечения Cstb до Ц.Т. железобетонного сечения Cb

$$Z_{b.stb.f}(n_{b0}) := Z_{b.s} - Z_{s.stb.f}(n_{b0})$$

$$Z_{b.stb} := Z_{b.stb.f}(n_b)$$

$$Z_{b.stb} = 85.59 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.stb.shr} := Z_{b.stb.f}(n_{b.shr})$$

$$Z_{b.stb.shr} = 137.16 \cdot \text{mm}$$

$$Z_{b.stb.kr} := Z_{b.stb.f}(n_{b.kr})$$

$$Z_{b.stb.kr} = 209.34 \cdot \text{mm}$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения балки

$$I_{stb.f(n_{b0})} := I_s + A_s \cdot Z_{s.stb.f(n_{b0})}^2 + \frac{1}{n_{b0}} \cdot \left( \frac{b_{sl} \cdot t_{sl}^3}{12} + A_b \cdot Z_{b.stb.f(n_{b0})}^2 \right) \dots$$

$$+ \frac{A_{lr}}{n_r} \cdot \left[ Z_{b.stb.f(n_{b0})} - \left( h_n + \frac{h_f}{2} \right) + a_{lr} \right]^2 \dots$$

$$+ \frac{A_{ur}}{n_r} \cdot \left[ Z_{b.stb.f(n_{b0})} - \left( h_n + \frac{h_f}{2} \right) + (h_n + h_f) - a_{ur} \right]^2$$

$$I_{stb} := I_{stb.f(n_b)}$$

$$I_{stb} = 3729246801.56 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{stb.shr} := I_{stb.f(n_{b.shr})}$$

$$I_{stb.shr} = 3335169543.28 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{stb.kr} := I_{stb.f(n_{b.kr})}$$

$$I_{stb.kr} = 2801342501.9 \cdot \text{mm}^4$$

Момент сопротивления железобетонной части сечения:

$$W_{b.stb.f(n_{b0})} := \frac{I_{stb.f(n_{b0})}}{Z_{b.stb.f(n_{b0})}}$$

$$W_{b.stb} := W_{b.stb.f(n_b)}$$

$$W_{b.stb} = 43571.29 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{b.stb.shr} := W_{b.stb.f(n_{b.shr})}$$

$$W_{b.stb.shr} = 24316.15 \cdot \text{cm}^3$$

$$W_{b.stb.kr} := W_{b.stb.f(n_{b.kr})}$$

$$W_{b.stb.kr} = 13382.08 \cdot \text{cm}^3$$

Условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона

$$W_{bs} := \frac{I_s}{Z_{b.s}}$$

$$W_{bs} = 3707.85 \cdot \text{cm}^3$$

## 2.2 Нагрузки

Расчётная нагрузка 1 стадии этап 'а'

$$q_{1a} := \gamma_{f.s} \cdot q_{1a.SW.s} + \gamma_{f.b} \cdot q_{1a.SW.b} \cdot B + \gamma_{f.ac} \cdot q_{1a.AB} \cdot B + \gamma_{f.1.DL} \cdot q_{1a.DL} \cdot B$$

$$q_{1a} = 18.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная нагрузка 1 стадии этап 'b'

$$q_{1b} := \gamma_{f.s} \cdot q_{1a.SW.s} + \gamma_{f.b} \cdot q_{1a.SW.b} \cdot B + \gamma_{f.ac} \cdot q_{1a.AB} \cdot B$$

$$q_{1b} = 14.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная постоянная нагрузка 2 стадии

$$q_{2.DL} := \gamma_{f.2.DL} \cdot q_{2d.DL} \cdot B$$

$$q_{2.DL} = 12.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Расчётная нагрузка 2 стадии

$$q_2 := (\gamma_{f.2.DL} \cdot q_{2d.DL} + \gamma_{f.2.LL} \cdot q_{2d.LL}) \cdot B$$

$$q_2 = 38.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## 2.3 Усилия в расчётных сечениях

Сечение с максимальным изгибающим моментом

1а стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1a} := \frac{q_{1a} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1a} = 731.84 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1b стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_{1b} := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_{1b} = 599.29 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

2 стадия

Расчётный изгибающий момент

$$M_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} \quad M_2 = 1549.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M := M_{1b} + M_2 \quad M = 2149.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



### Сечение с максимальной поперечной силой

#### I стадия

Расчётная поперечная сила

$$Q_1 := \frac{q_{1b} \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_1 = 134 \cdot \text{kN}$$

#### II стадия

Расчётная поперечная сила

$$Q_2 := \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}}{2}$$

$$Q_2 = 347 \cdot \text{kN}$$

Суммарная поперечная сила

$$Q := Q_1 + Q_2 \quad Q = 481 \cdot \text{kN}$$

### 2.4 Напряжения в расчётных сечениях

#### 2.4.1 Напряжение от усадки бетона

Напряжения растяжения от усадки в бетоне:

Коэффициент  $\nu_{\text{shr.b}} := 0$

$$\sigma_{\text{shr.b}} := \epsilon_{\text{shr}} \cdot E_{\text{ef.shr}} \cdot \left( \frac{A_{\text{st}}}{A_{\text{stb.shr}}} - \frac{S_{\text{st.shr}}}{I_{\text{stb.shr}}} \cdot Z_{\text{b.stb.shr}} - \nu_{\text{shr.b}} \right) \quad \sigma_{\text{shr.b}} = 0.71 \cdot \text{MPa}$$

Напряжения сжатия от усадки в арматуре:

Коэффициент  $\nu_{\text{shr.rs}} := 1$

$$\sigma_{\text{shr.r}} := \epsilon_{\text{shr}} \cdot E_r \cdot \left( \frac{A_{\text{st}}}{A_{\text{stb.shr}}} - \frac{S_{\text{st.shr}}}{I_{\text{stb.shr}}} \cdot Z_{\text{b.stb.shr}} - \nu_{\text{shr.rs}} \right) \quad \sigma_{\text{shr.r}} = -32.83 \cdot \text{MPa}$$

#### 2.4.2 Напряжения от ползучести бетона

Момент от постоянной нагрузки на второй стадии:

$$M_{2d} := \frac{q_{2.DL} \cdot l_{\text{beam}}^2}{8} = 489.41 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Напряжения растяжения от ползучести в бетоне:

$$\sigma_{b.kr0} := \frac{M_{2d}}{n_{b.kr} \cdot W_{b.stb.kr}} - \frac{M_{2d}}{n_b \cdot W_{b.stb}} = -0.538 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{b.kr0} = -0.54 \cdot \text{MPa}$$

Напряжения сжатия от ползучести в арматуре:

$$\sigma_{r.kr0} := \frac{M_{2d}}{n_r \cdot W_{b.stb.kr}} - \frac{M_{2d}}{n_r \cdot W_{b.stb}} = 25.83 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{r.kr0} = 25.83 \cdot \text{MPa}$$

### 2.4.3 Напряжения в бетоне и арматуре от ползучести и усадки

$$\sigma_{b.kr} := \begin{cases} \sigma_{b.kr0} & \text{if } \frac{M_{2d}}{n_b \cdot W_{b.stb}} > 0.2 \cdot R_b \\ 0 & \text{if } \frac{M_{2d}}{n_b \cdot W_{b.stb}} \leq 0.2 \cdot R_b \end{cases} \quad \sigma_{r.kr} := \begin{cases} \sigma_{r.kr0} & \text{if } \frac{M_{2d}}{n_b \cdot W_{b.stb}} > 0.2 \cdot R_b \\ 0 & \text{if } \frac{M_{2d}}{n_b \cdot W_{b.stb}} \leq 0.2 \cdot R_b \end{cases}$$

$$\sigma_{b.kr} = 0 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{r.kr} = 0 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{bi} := |\sigma_{b.kr}| + |\sigma_{shr.b}| = 0.71 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{bi} = 0.71 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ri} := |\sigma_{r.kr}| + |\sigma_{shr.r}| = 32.83 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{ri} = 32.83 \cdot \text{MPa}$$

## 2.5 Проверка прочности поперечного сечения по нормальным напряжениям

### 2.5.1 Напряжения в бетоне и арматуре

Напряжения в бетоне

$$\sigma_b := \frac{M_2}{n_b \cdot W_{b.stb}} - \sigma_{bi} \quad \sigma_b = 4.902 \cdot \text{MPa}$$

Напряжения в расчётной продольной арматуре

$$\sigma_r := \frac{M_2}{n_r \cdot W_{b.stb}} + \sigma_{ri} \quad \sigma_r = 69.086 \text{ MPa}$$

### 2.5.2 Усилия воспринимаемые железобетонным сечением при различном уровне загрузки

$$N_{br} := A_b \cdot \sigma_b + A_r \cdot \sigma_r \quad N_{br} = 2147.19 \text{ kN}$$

$$N_{bR,r} := A_b \cdot R_b + A_r \cdot \sigma_r \quad N_{bR,r} = 9067.99 \text{ kN}$$

$$N_{bR,R} := A_b \cdot R_b + A_r \cdot R_r \quad N_{bR,R} = 9424.29 \text{ kN}$$

### 2.5.3 Коэффициенты для учёта развития пластических деформаций в расчётном сечении стальной балки

Площадь меньшего пояса

$$A_{f,min} := \min(A_{s1}, A_{s2}) = 48.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{f,min} + A_w}{A_s} = 0.71$$

$$\eta_{br} := \eta(N_{br}) = 3.23$$

$$\eta_{bR,r} := \eta(N_{bR,r}) = 0$$

$$\eta_{bR,R} := \eta(N_{bR,R}) = 0$$

Напряжения в расчётной продольной арматуре

$$\sigma_r := \frac{M_2}{n_r \cdot W_{b.stb}} + \sigma_{ri} \quad \sigma_r = 69.086 \text{ MPa}$$

## 2.5.2 Усилия воспринимаемые железобетонным сечением при различном уровне загрузки

$$N_{br} := A_b \cdot \sigma_b + A_r \cdot \sigma_r \quad N_{br} = 2147.19 \text{ kN}$$

$$N_{bRr} := A_b \cdot R_b + A_r \cdot \sigma_r \quad N_{bRr} = 9067.99 \text{ kN}$$

$$N_{bRR} := A_b \cdot R_b + A_r \cdot R_r \quad N_{bRR} = 9424.29 \text{ kN}$$

## 2.5.3 Коэффициенты для учёта развития пластических деформаций в расчётном сечении стальной балки

Площадь меньшего пояса

$$A_{f.min} := \min(A_{s1}, A_{s2}) = 48.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{f.min} + A_w}{A_s} = 0.71$$

$$\eta_{br} := \eta(N_{br}) = 3.23$$

$$\eta_{bRr} := \eta(N_{bRr}) = 0$$

$$\eta_{bRR} := \eta(N_{bRR}) = 0$$

$$\omega_{3.br} := 1 + \eta_{br} \cdot (\omega - 1) = 1.25$$

$$\omega_{3.bRr} := 1 + \eta_{bRr} \cdot (\omega - 1) = 1$$

$$\omega_{3.bRR} := 1 + \eta_{bRR} \cdot (\omega - 1) = 1$$

$$m_1 := \min \left( 1 + \frac{\gamma_{bi} \cdot R_b - \sigma_b}{\gamma_c \cdot R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}, 1.2 \right) = 1.2$$

$$\omega_{4.br} := \max \left( \frac{\omega_{3.br}}{m_1}, 1 \right) = 1.04$$

### 2.5.4 Верхний пояс

$$KI_{ufl} := \begin{cases} \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{br}}{W_{s2.s} \cdot \omega_{4.br}} - \frac{N_{br}}{A_s} \right)}{m_1 \cdot \gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r < \gamma_{si} \cdot R_r \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{bR.R}}{W_{s2.s} \cdot \omega_{3.bR.R}} - \frac{N_{bR.R}}{A_s} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r < \gamma_{si} \cdot R_r \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{bR.R}}{W_{s2.s} \cdot \omega_{3.bR.R}} - \frac{N_{bR.R}}{A_s} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r \geq \gamma_{si} \cdot R_r \end{cases}$$

$$KI_{ufl} = 0.4$$

### 2.5.5 Нижний пояс

$$KI_{lfl} := \begin{cases} \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{br}}{W_{s1.s} \cdot \omega_{3.br}} + \frac{N_{br}}{A_s} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b < \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r < \gamma_{si} \cdot R_r \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{bR.r}}{W_{s1.s} \cdot \omega_{3.bR.r}} + \frac{N_{bR.r}}{A_s} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r < \gamma_{si} \cdot R_r \\ \frac{\left( \frac{M - Z_{b.s} \cdot N_{bR.R}}{W_{s1.s} \cdot \omega_{3.bR.R}} + \frac{N_{bR.R}}{A_s} \right)}{\gamma_c \cdot R_y} & \text{if } \sigma_b \geq \gamma_{bi} \cdot R_b \wedge \sigma_r \geq \gamma_{si} \cdot R_r \end{cases}$$

$$KI_{lfl} = 0.964$$

### 2.6 Проверка на поперечную силу

$$Q_{Rd} := 0.58 \cdot R_y \cdot t_w \cdot h_w \quad Q_{Rd} = 1821 \cdot \text{kN}$$

$$KI_{shear} := \frac{Q}{Q_{Rd}}$$

$$KI_{shear} = 0.26$$

## 2.7 Проверка на действие изгибающих моментов при монтаже

$$KI_{\text{erect}} := \frac{M_{1a}}{\min(W_{s1.s}, W_{s2.s}) \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$$KI_{\text{erect}} = 0.46$$

## 2.8 Проверка упоров

### 2.8.1 Расчет сдвигающих сил

Вектор координат граничных сечений расчетных участков:

слева:

$$a_l := \begin{bmatrix} 0 \\ 0.36 \cdot (H_{\text{stb}} + b_{s1}) \end{bmatrix}$$

$$a_l = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.89 \end{pmatrix} \text{ m}$$

справа:

$$a_r := \begin{bmatrix} 0.36 \cdot (H_{\text{stb}} + b_{s1}) \\ \frac{l_{\text{beam}}}{2} \end{bmatrix}$$

$$a_r = \begin{pmatrix} 1.89 \\ 8.94 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Вектор длин участков:

$$a_i := a_r - a_l$$

$$a_i = \begin{pmatrix} 1.89 \\ 7.05 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Вектор моментов на границах участков:

$$M_l := \left( \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}}{2} \right) \cdot a_l - \left( \frac{q_2}{2} \right) \cdot a_l^2$$

$$M_l = \begin{pmatrix} 0 \\ 586.68 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r := \left( \frac{q_2 \cdot l_{\text{beam}}}{2} \right) \cdot a_r - \left( \frac{q_2}{2} \right) \cdot a_r^2$$

$$M_r = \begin{pmatrix} 586.68 \\ 1549.79 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Вектор напряжений на границах участков:

$$\sigma_{b,l} := \frac{M_l}{n_b \cdot W_{b.stb}}$$

$$\sigma_{b,l} = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.12 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{r,l} := \frac{M_l}{n_r \cdot W_{b.stb}}$$

$$\sigma_{r,l} = \begin{pmatrix} 0 \\ 13.73 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{b,r} := \frac{M_r}{n_b \cdot W_{b.stb}}$$

$$\sigma_{b,r} = \begin{pmatrix} 2.12 \\ 5.61 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{r,r} := \frac{M_r}{n_r \cdot W_{b.stb}}$$

$$\sigma_{r,r} = \begin{pmatrix} 13.73 \\ 36.26 \end{pmatrix} \cdot \text{MPa}$$

Вектор сдвигающих усилий на участках:

$$S_i := \begin{cases} \text{for } i \in 0..1 \\ S_i \leftarrow \left( \min(\sigma_{b,r_i}, R_b) \cdot A_b + \min(\sigma_{r,r_i}, R_r) \cdot A_r \right) - \left( \min(\sigma_{b,l_i}, R_b) \cdot A_b + \min(\sigma_{r,l_i}, R_r) \cdot A_r \right) \\ \text{return } S \end{cases}$$

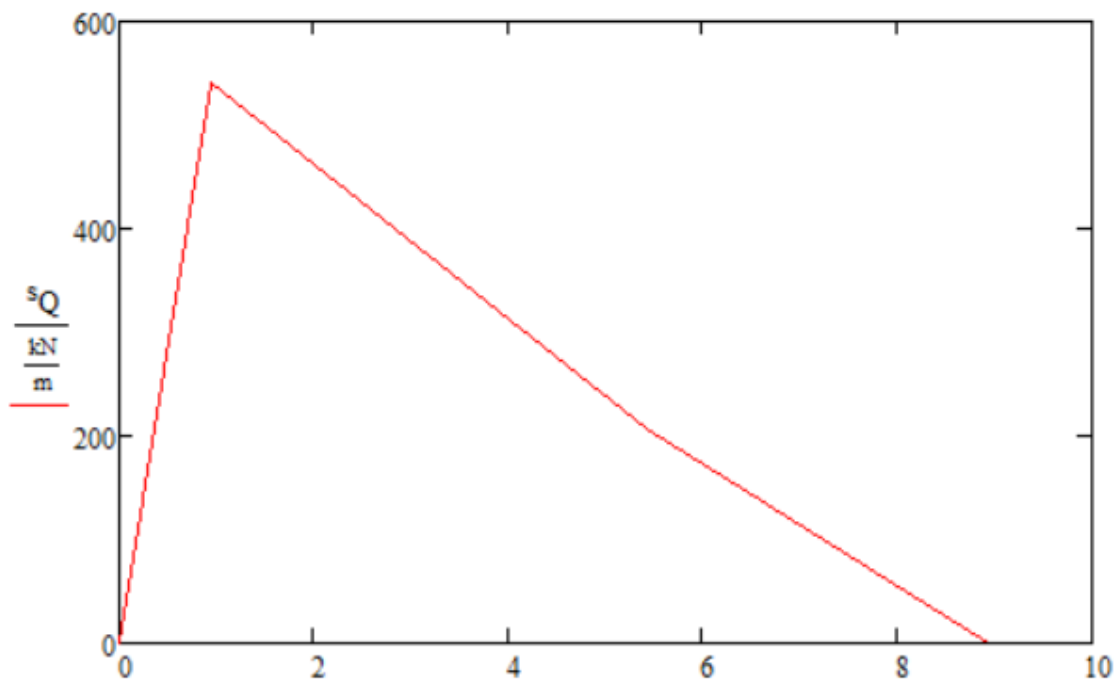
$$S_i = \begin{pmatrix} 889.55 \\ 1460.31 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Вектор погонных сдвигающих сил

$$s_Q := \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{1.15 \cdot S_{i_0}}{a_{i_0}} \\ S_{i_1} \\ \frac{S_{i_1}}{a_{i_1}} \\ 0 \end{pmatrix}$$

Вектор границ участков

$$a_3 := \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{a_{i_0}}{2} \\ a_{i_0} + \frac{a_{i_1}}{2} \\ \frac{l_{beam}}{2} \end{pmatrix}$$



Расчётное усилие на расчётный ряд в крайней трети  $a_3$

$$S_e := \int_{x_e - \frac{d_e}{2}}^{x_e + \frac{d_e}{2}} \text{linterp}(a_3, s_Q, v) dv$$

$$S_e = 102.32 \cdot \text{kN}$$

Расчётное усилие на расчётный ряд в средней трети

$$S_1 := \int_{x_m - \frac{d_m}{2}}^{x_m + \frac{d_m}{2}} \text{linterp}(a_3, s_Q, v) dv = 39.97 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 = 39.97 \cdot \text{kN}$$



Несущая способность упора на сдвиг:

$$P_{rd} := \begin{cases} \left( 0.24 \cdot \frac{l_{an}}{\text{cm}} \cdot \frac{d_{an}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \right) \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} \leq 4.2 \\ \left[ \left( \frac{d_{an}}{\text{cm}} \right)^2 \cdot \sqrt{10 \cdot \frac{R_b}{\text{MPa}}} \right] \cdot \text{kN} & \text{if } \frac{l_{an}}{d_{an}} > 4.2 \end{cases} \quad P_{rd} = 58.87 \cdot \text{kN}$$

## 2.8.2 Коэффициент использования упора

$$KI_{stud} := \max \left( \frac{S_e}{n_e \cdot P_{rd}}, \frac{S_1}{n_m \cdot P_{rd}} \right) \quad KI_{stud} = 0.87$$

## 3. Результат

### 3.1 Геометрические характеристики сталежелезобетонного сечения

Площадь

$$A_{stb} = 844 \cdot \text{cm}^2$$

Момент инерции

$$I_{stb} = 372925 \cdot \text{cm}^4$$

Момент сопротивления Ц.Т. плиты

$$W_{b.stb} = 43571 \cdot \text{cm}^3$$

Расстояние

$$Z_{b.stb} = 86 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{s.stb} = 308 \cdot \text{mm}$$

Расстояние

$$Z_{b.s} = 394 \cdot \text{mm}$$

### 3.2 Усилия

Первая стадия

$$M_{1a} = 732 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1b} = 599 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Вторая стадия

$$M_2 = 1550 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Суммарно

$$M = 2149 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Q = 481 \cdot \text{kN}$$

### 3.3 Проверка на действие изгибающих моментов при мон

Прочность

$$KI_{\text{erect}} = 0.46$$

### 3.4 Проверка на действие изгибающих моментов

Верхняя полка стального сечения

$$KI_{\text{u.fl}} = 0.4$$

Нижняя полка стального сечения

$$KI_{\text{l.fl}} = 0.96$$

### 3.5 Проверка на действие поперечной силы

Прочность балки

$$KI_{\text{shear}} = 0.26$$

### 3.6 Проверка упора

Расчёт по прочности

$$KI_{\text{stud}} = 0.87$$