

Программы семейства ЛИРА-САПР
версии 2014 года

ПРИМЕНЕНИЕ ПК ЛИРА-САПР ДЛЯ РАСЧЕТОВ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

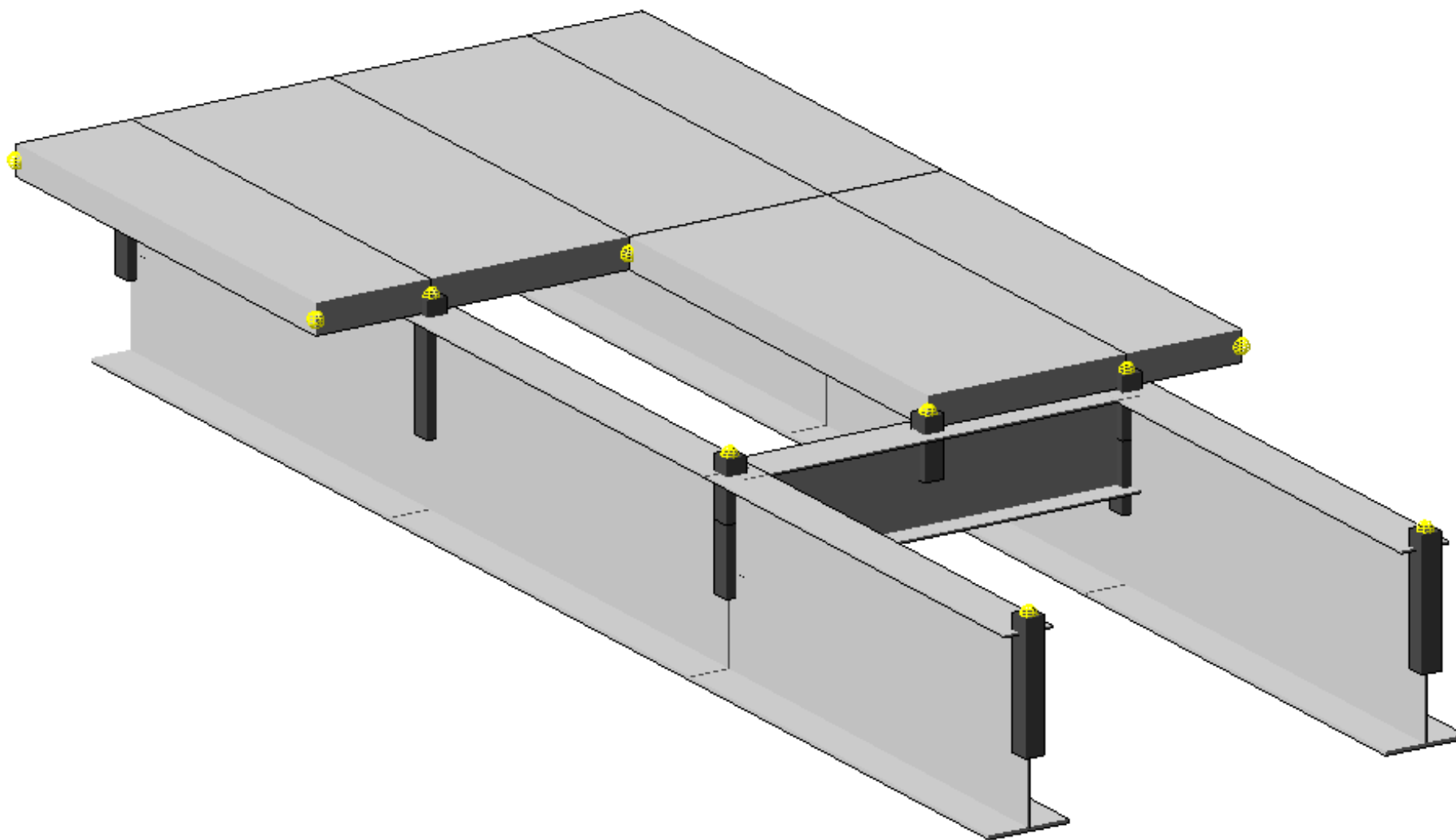
Козлов Алексей Владимирович
ООО «ПРАКТИС-ЦЕНТР», г.Воронеж
Доцент кафедры проектирования автодорог и
мостов ВГАСУ

www.practice.center

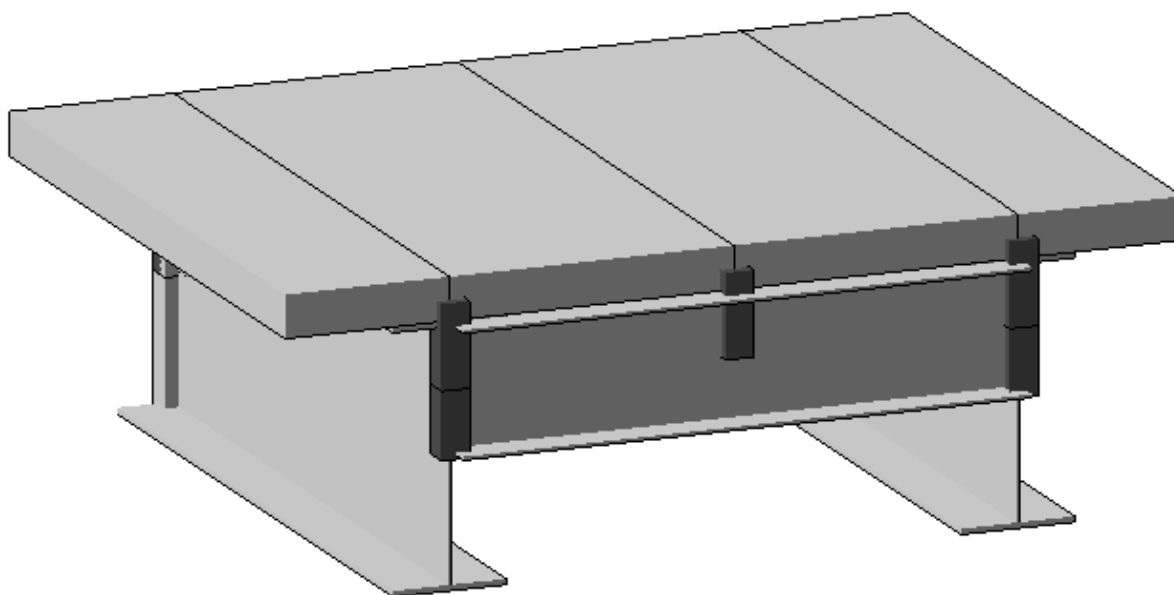
Расчет сталежелезобетонных пролетных строений

- Расчет главных балок по прочности
- Расчет плиты с учетом физической нелинейности железобетона (автоматический выбор расчетного случая)
- Учет длительных процессов (усадки и ползучести)
- Учет стадийности возведения, в т.ч. с возможностью бетонирования захватками
- Расчет сдвиговых усилий по стыку плиты с главными балками
- Регулирование усилий

Общий вид сталежелезобетонного пролетного строения



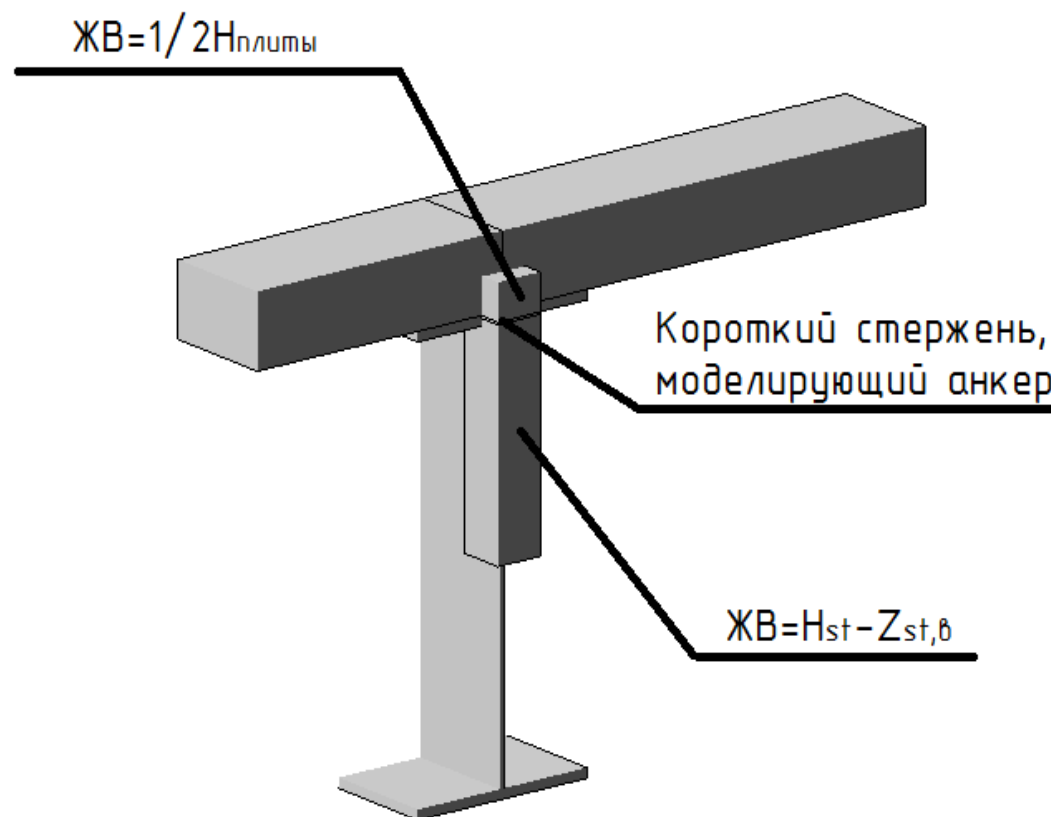
Расчетная схема сталежелезобетонной балки (вариант 1)



Вариант со стержневыми КЭ главных и поперечных балок, подвешенными на ЖВ к плите.

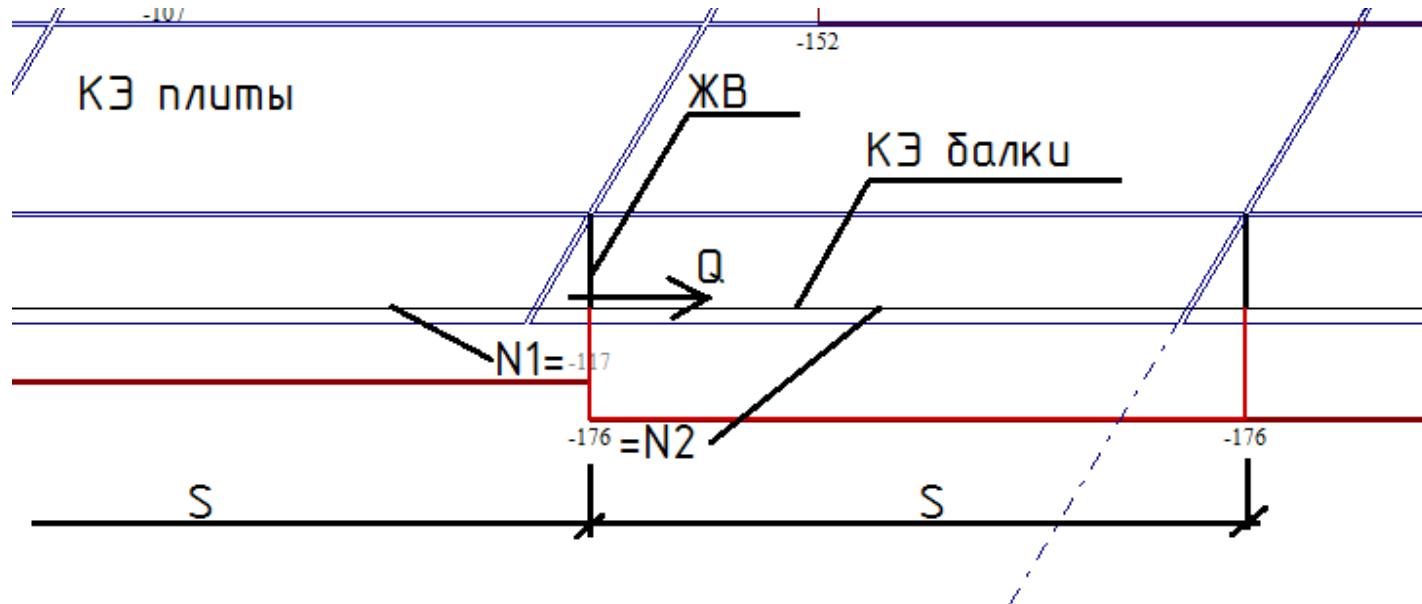
Моделируется абсолютно жесткое соединение плиты и балки (гипотеза плоских сечений)

Расчетная схема сталежелезобетонной балки (вариант 2)



ЖВ моделируется КЭ 10 с очень большой жесткостью (например, $1e10$). Анкера имеют конечную жесткость (причем можно использовать КЭ 255 с учетом предельного усилия), что позволяет моделировать ограниченный сдвиг плиты по балке.

Определение сдвигающего усилия



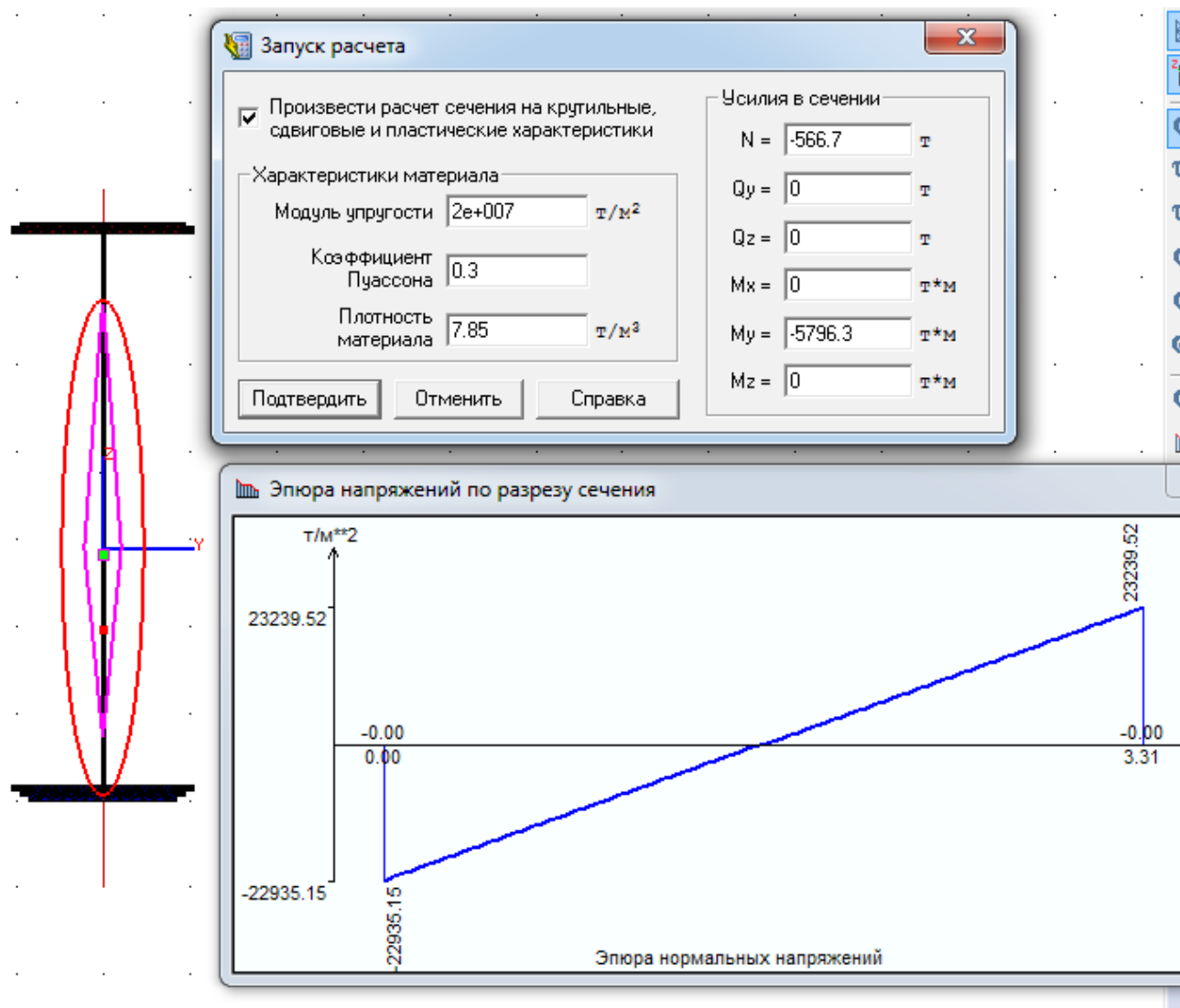
Усилие сдвига, передаваемое ЖВ, равно разнице продольных сил в соседних элементах главных балок:

$$Q = N1 - N2$$

Погонное сдвигающее усилие $T = Q/S$, где S — шаг продольной разбивки (требуется сгущения в опорных зонах и местах стыковки разных сечений балок).

При моделировании по 2-му варианту Q находится непосредственно в КЭ анкера, и дополнительно можно оценить сдвиг низа плиты относительно верха главной балки.

Расчет главной балки



Полученные расчетом стержневого КЭ главной балки компоненты НДС (N, M, Q, если необходимо — в разных плоскостях и с учетом кручения), задаются в КС-САПР, и в любой точке сечения можно получить нормальные и касательные напряжения.

На рисунке показан расчет сечения с 2-мя листами в верхнем поясе и 3-мя в нижнем.

Учет физической нелинейности железобетонной плиты

Закон нелинейного деформирования материалов

☒ Учитывать армирующий материал
☒ Учитывать ползучесть бетона

Основной материал | Армирующий материал | Ползучесть бетона

Закон нелинейного деформирования
14 - кусочно-линейный закон деформирования

№ записи: 1 | Новая | Копировать | Удалить

Комментарий: |

$e = R_b / E$ — закон Гука

Загрузить закон из файла

Расчетное сопротивление бетона сжатию R_b

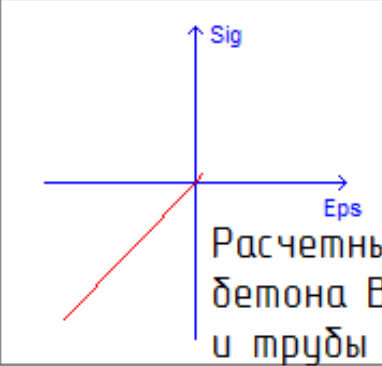
Параметры закона нелинейного деформирования

Деформация	Напряжение
-0.000482	-1600
0	0
3.3E-005	110

$e = R_{bt} / E$

Нарисовать

$\sigma - \tau / \text{м}^2$



Расчетный закон прочности бетона В30 по СНиП Мосты и трубы (линейный)

Теории прочности (для КЭ пластин)

Наибольших главных

Предельн. напряжение

Растяжение:

Сжатие:

Расчетное сопротивление растяжению R_{bt}

Сохранить закон в файл

☒ Текущий закон ☐ Все законы проекта

Подтвердить | Отменить | Справка

При достижении предельных значений (R_b или R_{bt}) моделируется горизонтальная площадка — течение материала.

Учет физической нелинейности железобетонной плиты

Законы нелинейного деформирования материалов

☒ Учитывать армирующий материал
☒ Учитывать ползучесть бетона

Основной материал Армирующий материал Ползучесть бетона

Закон нелинейного деформирования

14 - кусочно-линейный закон деформирования

Загрузить закон из файла

№ записи: 2 Новая Копировать Удалить

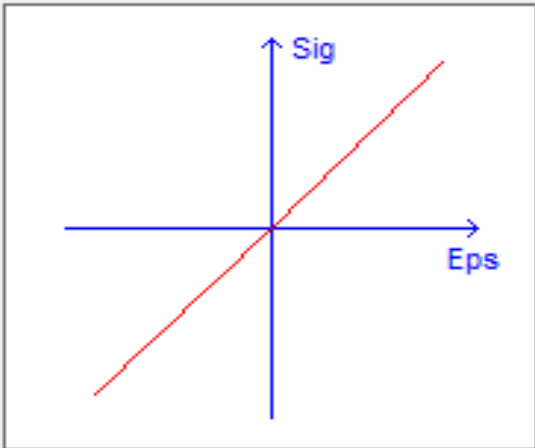
Комментарий: |

Параметры закона нелинейного деформирования

Деформация	Напряжение
-0.001775	-35500
0	0
0.001775	35500

Нарисовать

$\sigma - \tau/\text{м}^2$



☐ Теории прочности (для КЭ пластин)

Для задания параметров деформирования арматуры после бетона нужно сменить номер записи, нажав кнопку "Новая", иначе для бетона и арматуры будет применяться один закон деформирования.

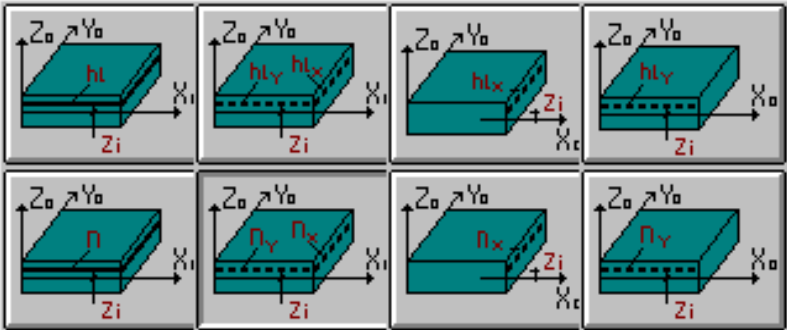
Сохранить закон в файл

☒ Текущий закон ☐ Все законы проекта

Подтвердить Отменить Справка

Учет физической нелинейности железобетонной ПЛИТЫ

Тип арматурных включений



Арматура стержневого типа
(физический эквивалент сетки в процентах армирования)

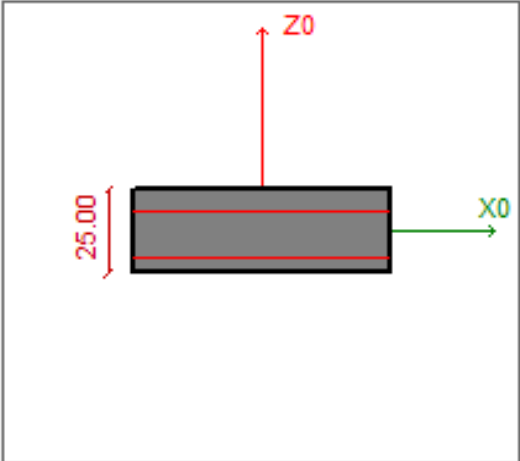
Номер слоя арматуры
1

N_y 1.6 %

N_x 1.1 %

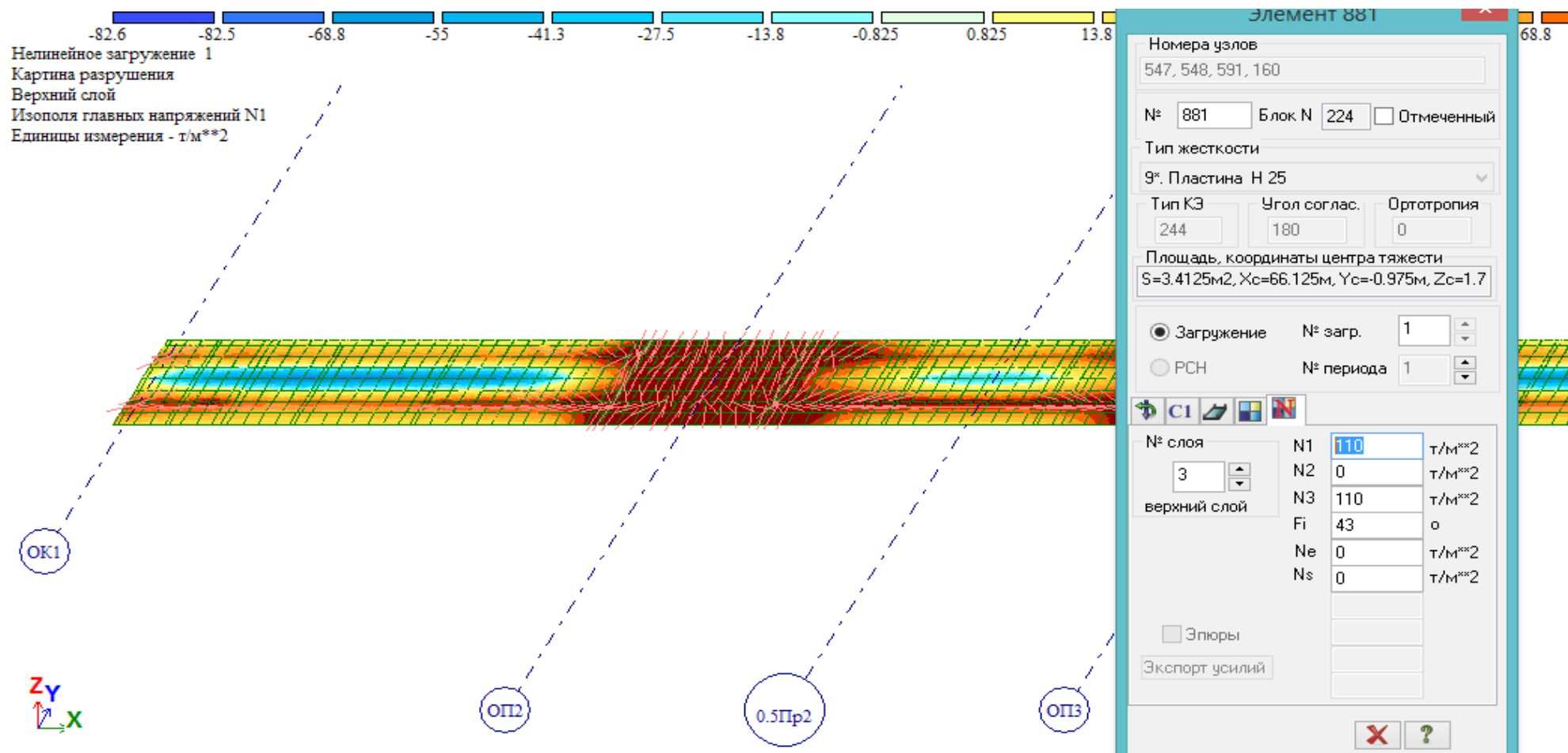
z 6 см

Подтвердить Справка



Данным способом можно задавать различное армирование в разных направлениях

Учет физической нелинейности железобетонной плиты



Картина разрушения бетона плиты: при достижении главными напряжениями заданного расчетного сопротивления ($N1=N3=R_{bt}=110$ т/м²) основной материал считается разрушенным, и оставшееся усилие воспринимает армирующий материал. Т.о., происходит автоматический учет расчетного случая в каждом сечении пролетного строения.

Длительные процессы: ползучесть

Законы нелинейного деформирования материалов

Основной материал | Армирующий материал | Ползучесть бетона

☒ Учитывать армирующий материал
☒ Учитывать ползучесть бетона

Закон ползучести бетона
44 - кусочно-линейный закон ползучести

Загрузить закон из файла

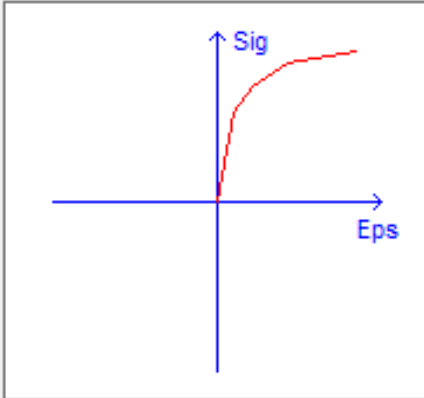
№ записи: 1 | Новая | Копировать | Удалить

Комментарий

Параметры закона нелинейного деформирования

T	φ(T)
0	0
180	2
360	2.6
720	3.1
1440	3.42

Нарисовать



Теории прочности (для КЭ пластин)

$$\varphi(T) = c_t * E_b$$

c_t — по Прил. Т и 7.32 СП 35.13330 (либо Прил.13* и Прил.11* СНиП 2.05.03 — имеются отличия в коэффициентах ξ_3 и ξ_4)

Длительные процессы: ползучесть по EN1992-1-1

41 - степенной закон ползучести (EuroCode prEN)

Загрузить закон из файла

Комментарий

Параметры закона нелинейного деформирования

Параметры	Значения
φ_0	
β_H	

Нарисовать

φ_0 – теоретический коэффициент ползучести (во сколько раз увеличивается деформация за бесконечное время действия нагрузки);

β_H – коэффициент, зависящий от относительной влажности и теоретического размера элемента.

Коэффициент ползучести, учитываемый в расчете, определяется по формуле:

$$\varphi(T) = \varphi_0 \left(\frac{T}{T + \beta_H} \right)^{0.3}$$

β_H — коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH , %) и условный размер элемента (h_0 , мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 15 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа,} \quad (\text{B.8a})$$

h_0 — условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{B.6})$$

где A_c — общая площадь поперечного сечения бетона;
 u — периметр элемента, контактирующий с атмосферой;

Предельное значение к-та ползучести φ_0 определяется по номограммам п.3.1.4 рис.3.1. β_H определяется по Приложению В.

Периоды времени для расчета с учетом ползучести

Шаговый метод

История

<<1>>

<1.вес покрытия (

<2.регулирование:

Ползучесть

Учет ползучести бетона может быть выполнен для каждой заданной истории нагружения. Для того чтобы доступ к полю ввода информации **Ползучесть** стал возможен, необходимо установить курсор мыши на номер истории.

В это поле вносится (через пробел) количество дней (суток), по прошествии которых при расчете будет учитываться влияние ползучести бетона. Так, например, если в это поле ввода внести числа (через пробел) 10 28 164 365, то влияние ползучести в задаче будет учитываться по истечении 10, 28, 164 и 365 дней.

Печать

Окончательный результат

Ползучесть

90 365 1460

Параметры

Печать

N загрузки

Метод расчета

(1) Простой шаговый

Минимальное число итераций

300

Количество шагов

10

После выполнения расчета с заданными характеристиками ползучести, в результатах расчета становится активным окно «Номер формы», в котором 0 соответствует периоду 0 дней, 1 — 90, 2 — 365, 3 — 1460 (тем периодам, которые были заданы в окне моделирования нелинейных нагружений)

ОПЗ

Окно "Номер формы, составляющей, периода"

0

1

2

3

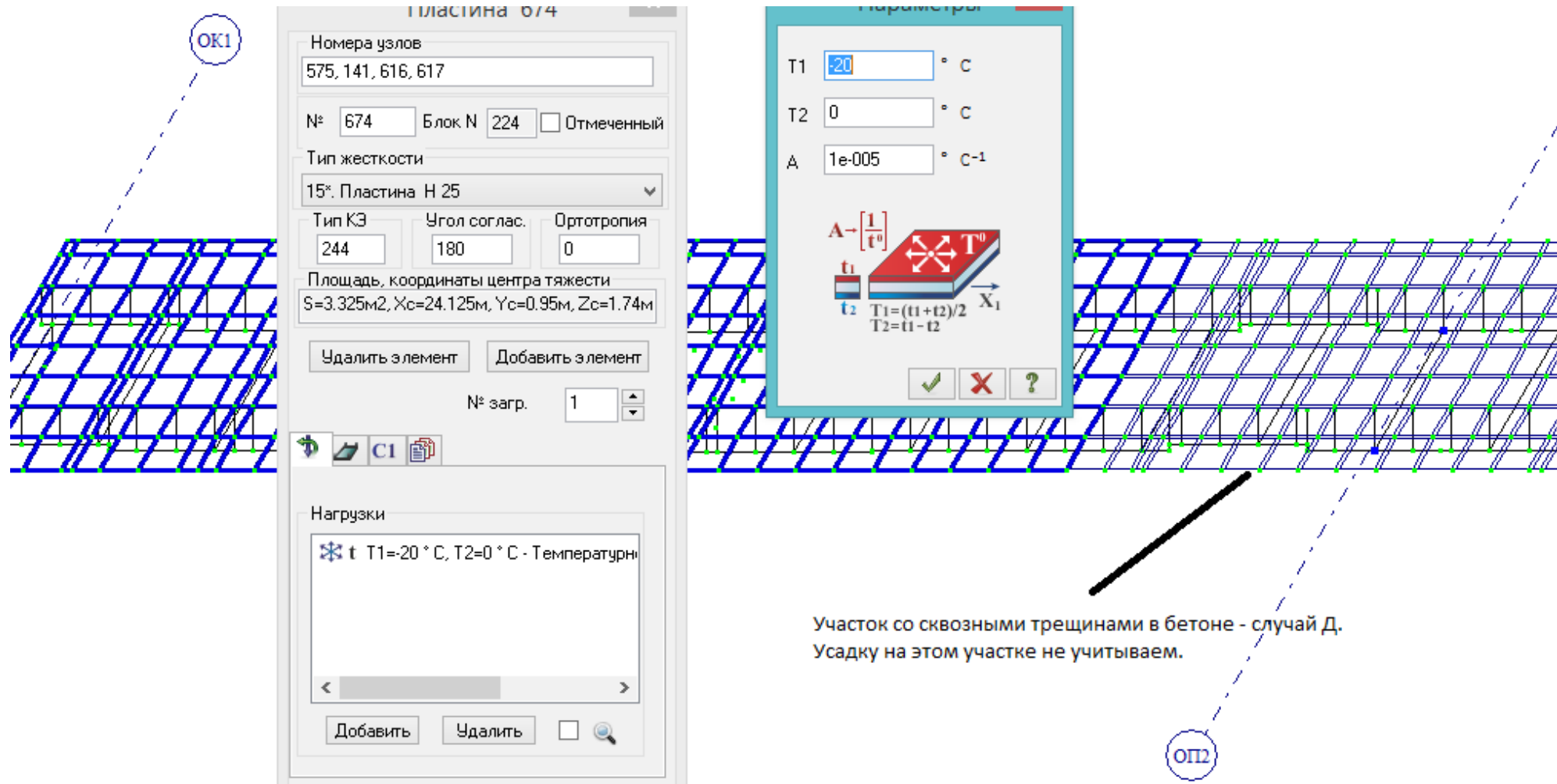
0

2

Уз.: 0 / 1957

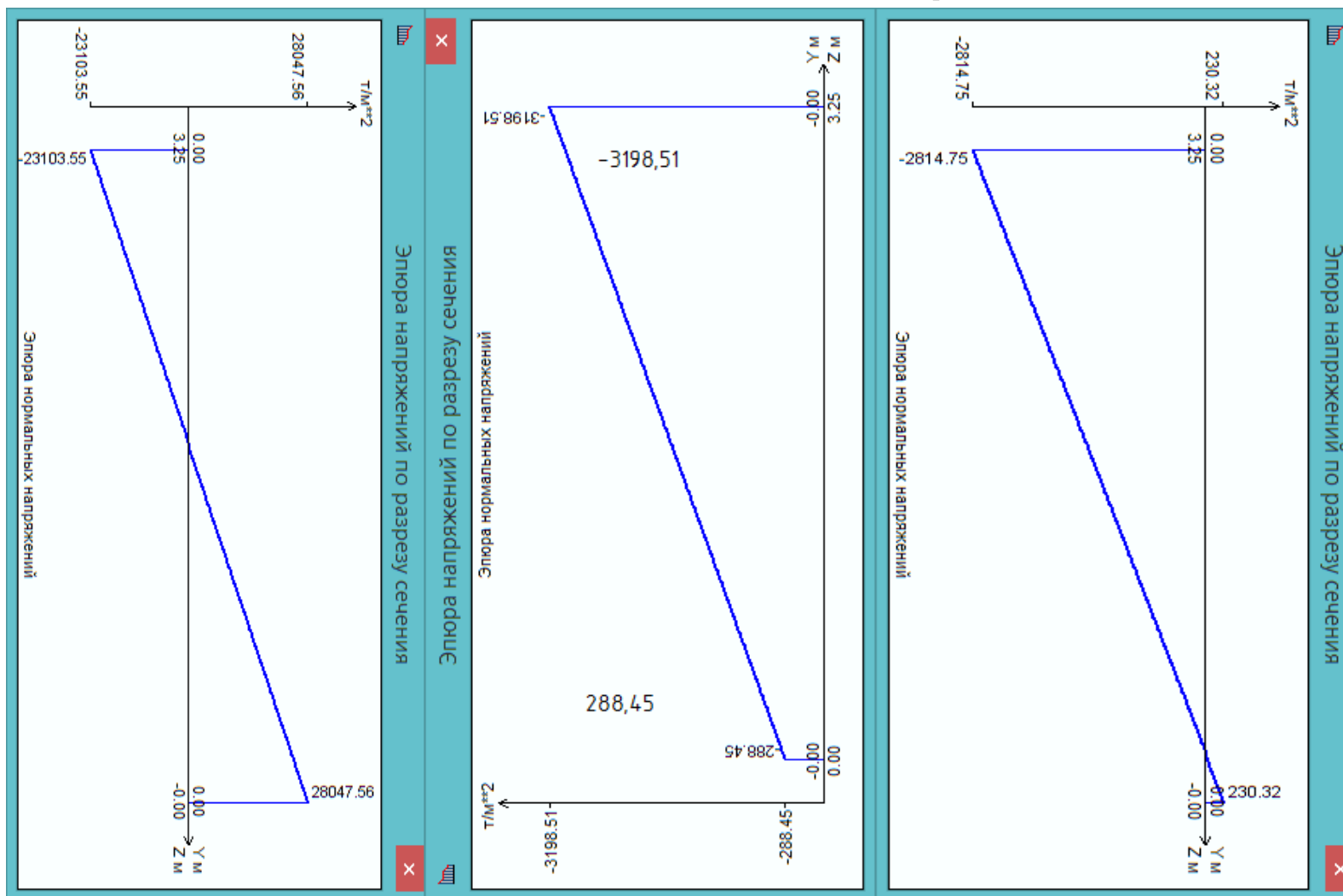
Эл.: 0 / 2111

Длительные процессы: усадка



Усадку можно учесть температурным воздействием на плиту: $\varepsilon_{shr} = \alpha \cdot T$, где ε_{shr} — предельная относительная деформация усадки согласно 9.9 СП35 (5.9 СНиП). При этом в расчетной схеме задается условный модуль упругости бетона $E_{ef,shr} = 0,5E_b$; в данном расчете для вычисления напряжений от усадки использована отдельная расчетная схема.

Влияние длительных процессов на НДС балки СТЖБ пролета



1 — без длительных; 2 — усадка; 3 — ползучесть 4 года. Сечение в крайнем пролете 3-пролетной балки. Верх= $-23103,55-3198,51-2814,75=-29116,81$ (+26%). Низ= $28047,56-228,45+230,32=28049,43$ (практически не изменилось).

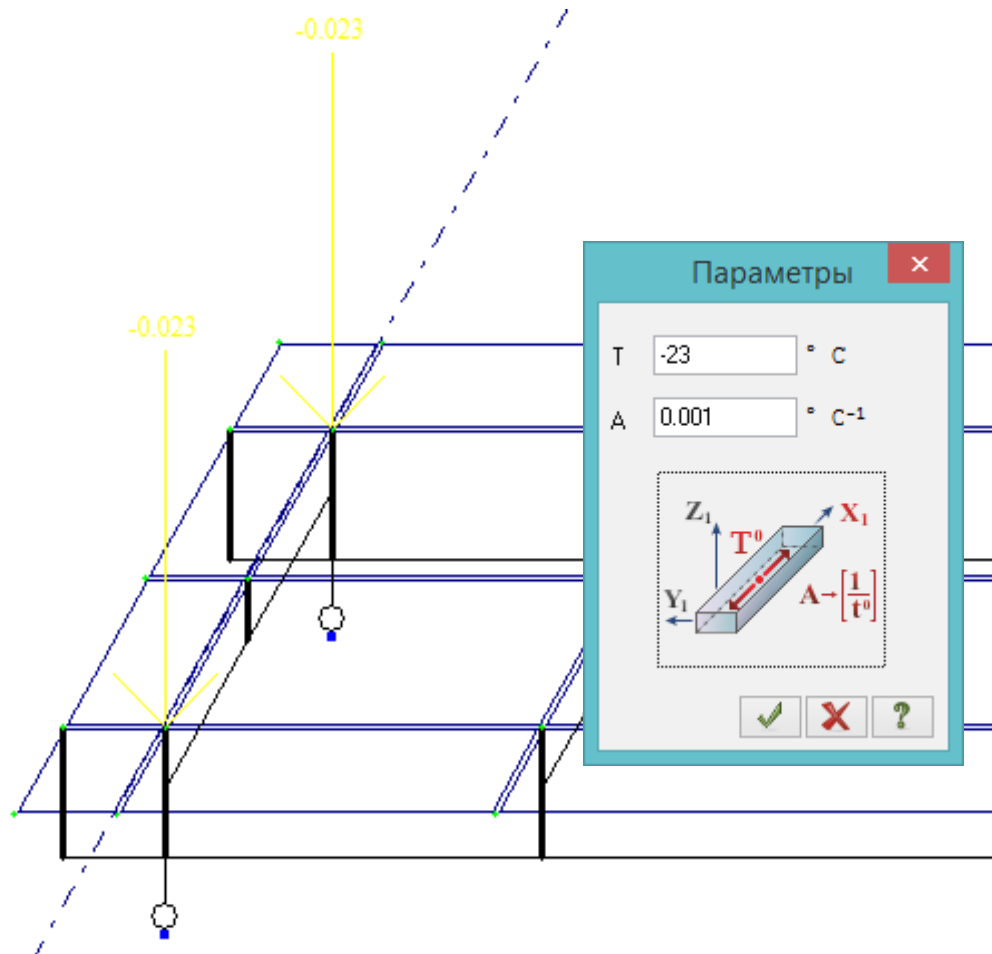
Регулирование усилий

- Перераспределение усилий между балкой и плитой путем подъема/опускания пролетного строения на крайних или средних опорах после устройства монолитной плиты
- Учет неравномерных осадок соседних опор для статически неопределимых систем согласно 5.46 и 5.47 СП 35.13330 (1.46 и 1.47 СНиП 2.05.03)

Данные воздействия перераспределяют напряжения между надопорными и пролетными сечениями: разгружая пролет, нагружают надопорное, и наоборот.

Неравномерная осадка опор

При схеме неразрезной балки 2х23.39, дополнительный перелом продольного профиля в 2‰ над средней опорой образуется при осадке обеих крайних опор на 0.023 м при отсутствии осадки средней опоры:



Если отсутствует необходимость учета ползучести бетона плиты, неравномерную осадку можно смоделировать нагрузкой — заданным перемещением опорных узлов. Однако ползучесть не может быть учтена совместно с этой нагрузкой; в таком случае заданное перемещение можно сделать температурой:

при длине опорного стержня 1 м, осадка 23 мм получится при его охлаждении на 23°C и коэффициенте температурного расширения 0,001.

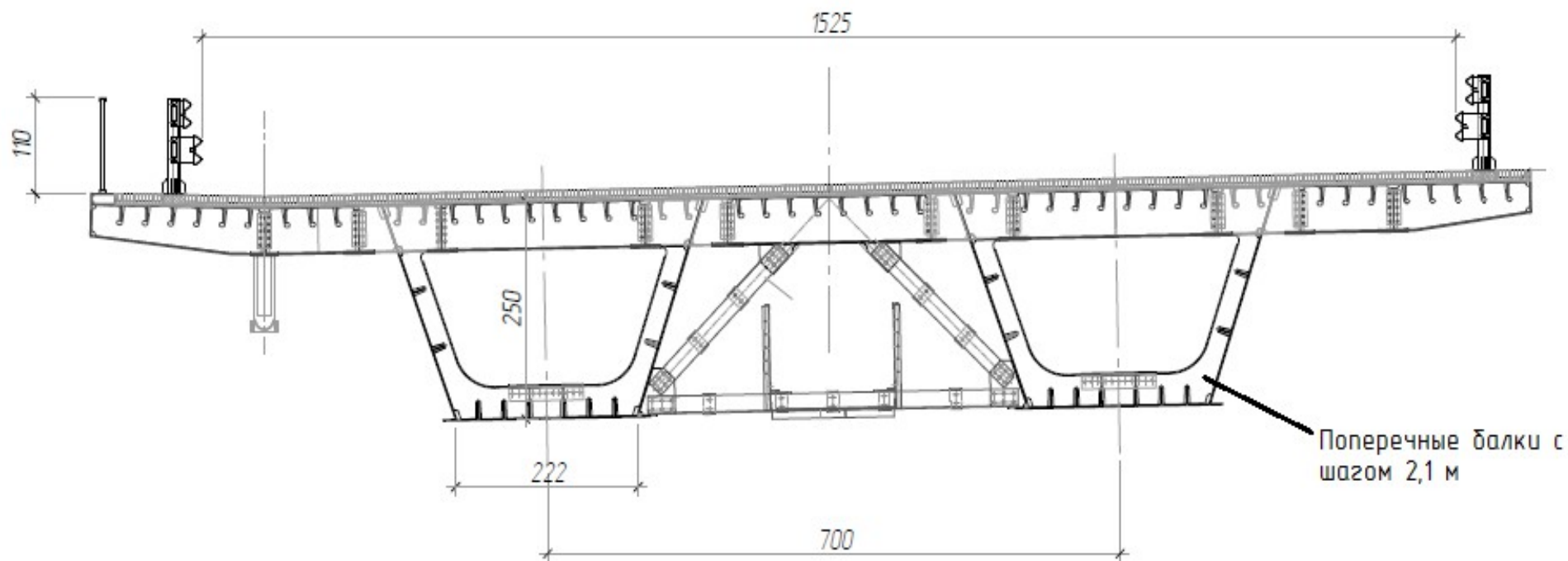
В данном случае приращение напряжений в сечении над средней опорой от разности осадок составило:

$$\sigma_{\text{верх}} = 1539 \text{ т/м}^2 \quad \sigma_{\text{низ}} = -1675 \text{ т/м}^2$$

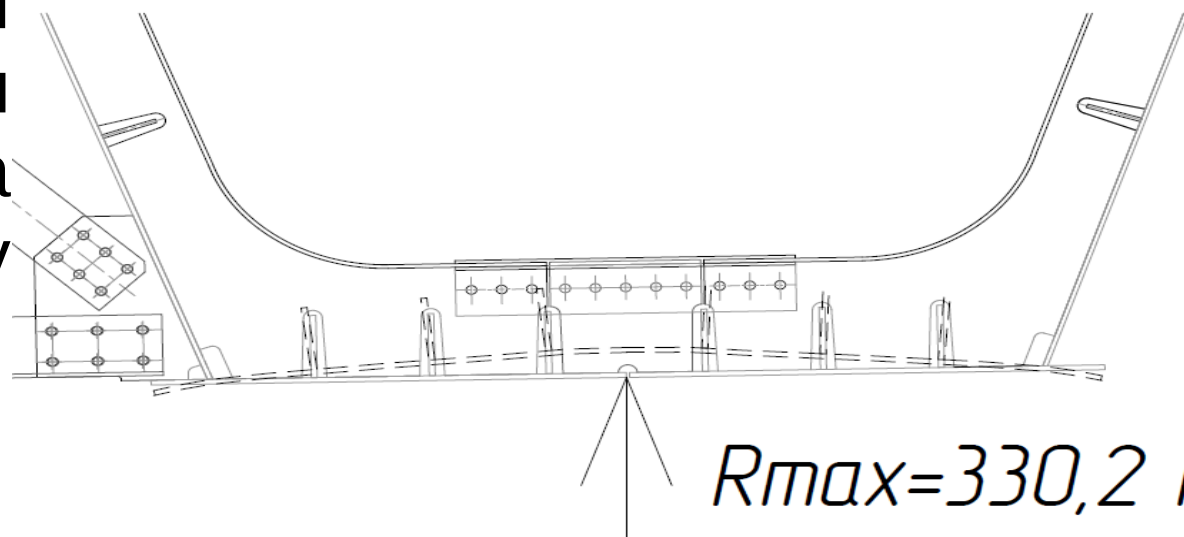
Особенности приведенных выше расчетных схем

- + : простота создания и редактирования;
- + : прозрачность результатов на каждом этапе;
- + : выполнение расчетов в соответствии с требованиями СП35.13330 (СНиП 2.05.03);
- : требуется множество вспомогательных ручных расчетов, как для подготовки и задания исходных данных, так и для анализа результатов;
- : расчеты выполняются в нескольких расчетных схемах, нельзя объединить всё в одну

Расчет нижней ортотропной плиты коробчатого пролетного строения на стадии надвижки



В процессе надвижки нижняя ортотропная плита стала продавливаться между поперечными балками



Общий расчет пролетного строения

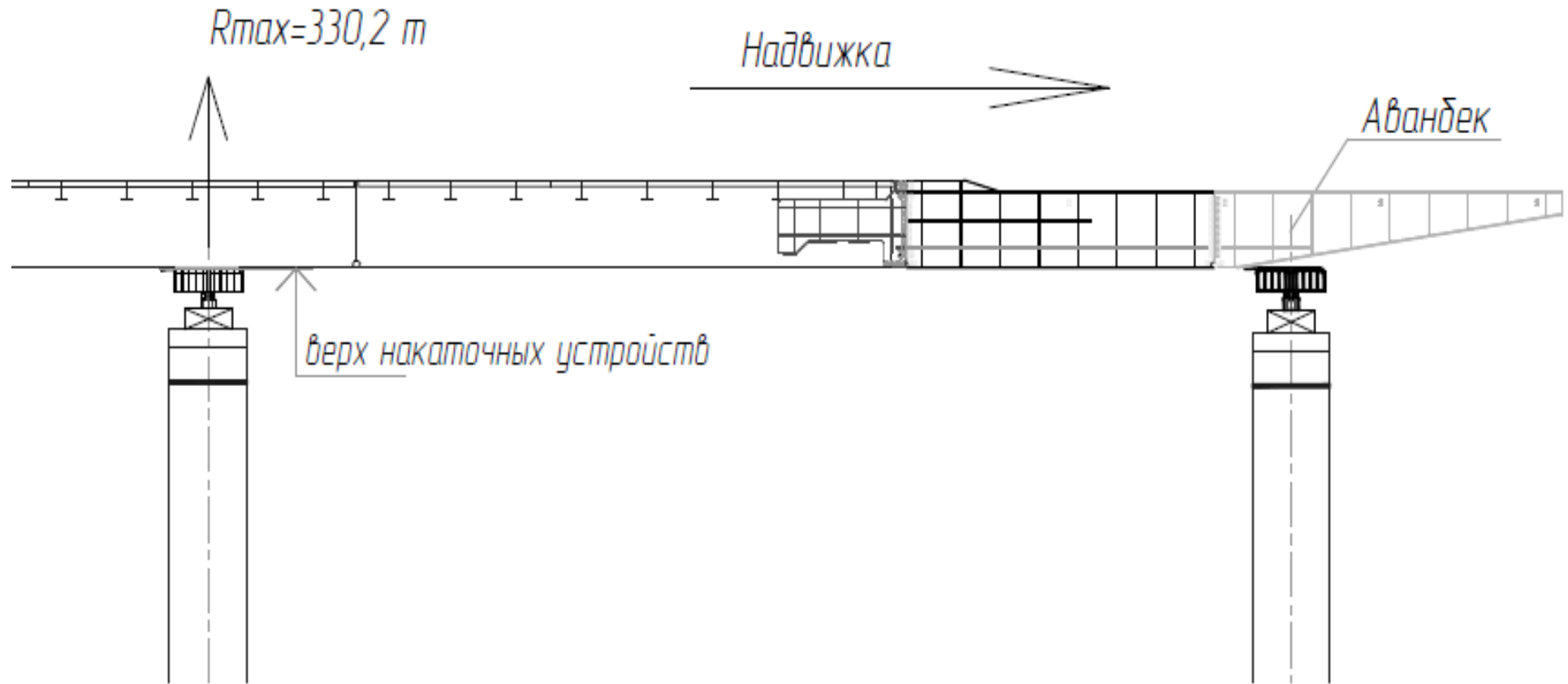
На стадии эксплуатации:

- коэффициент запаса по устойчивости стенки — 1,2;
- коэффициент запаса по прочности верхней и нижней ортотропной плиты — 1,75.

На стадии надвижки:

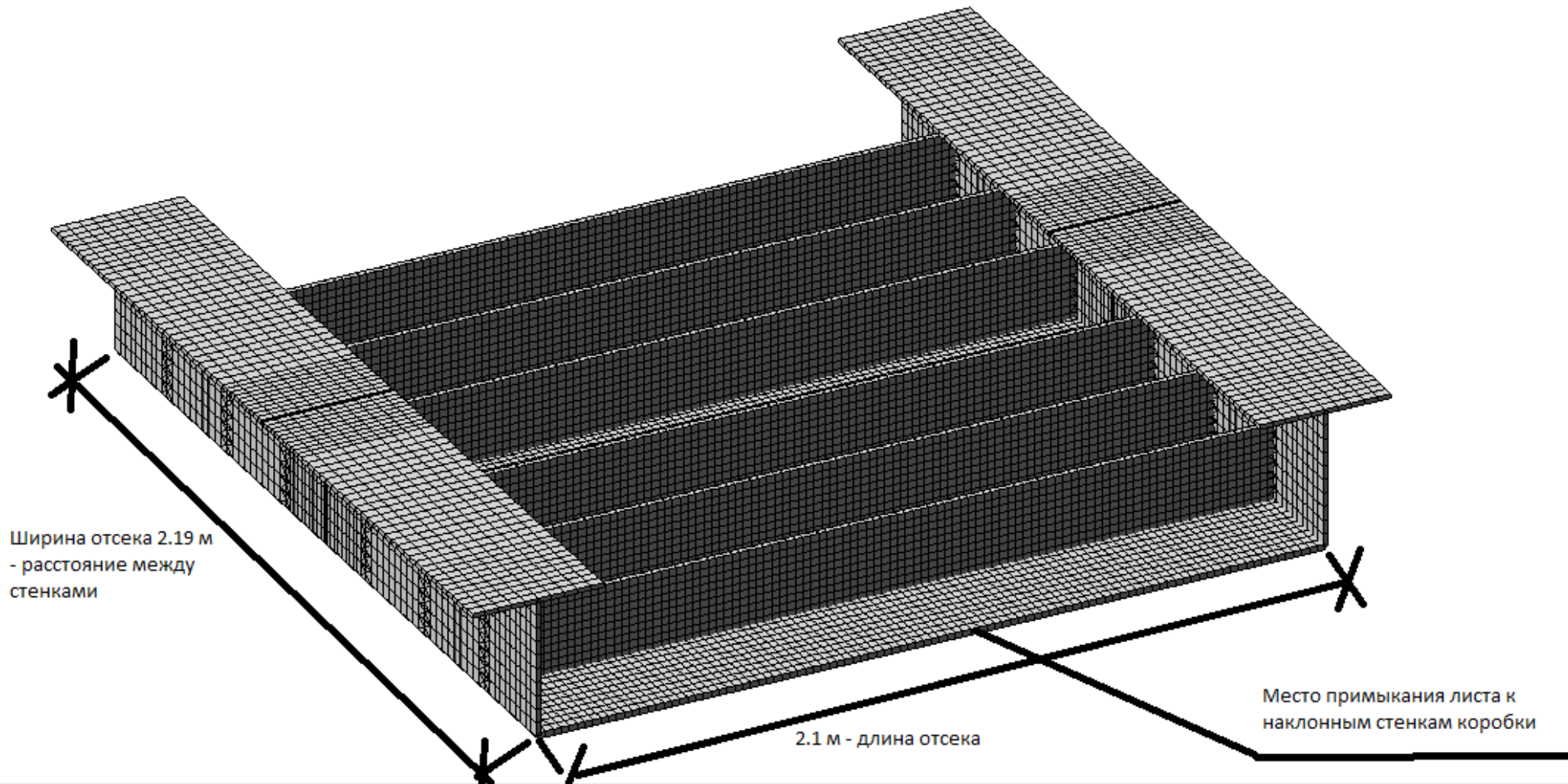
- коэффициент запаса по устойчивости стенки — 1,14;
- коэффициент запаса по прочности верхней и нижней ортотропной плиты — 1,67.

Максимальная опорная реакция при надвижке



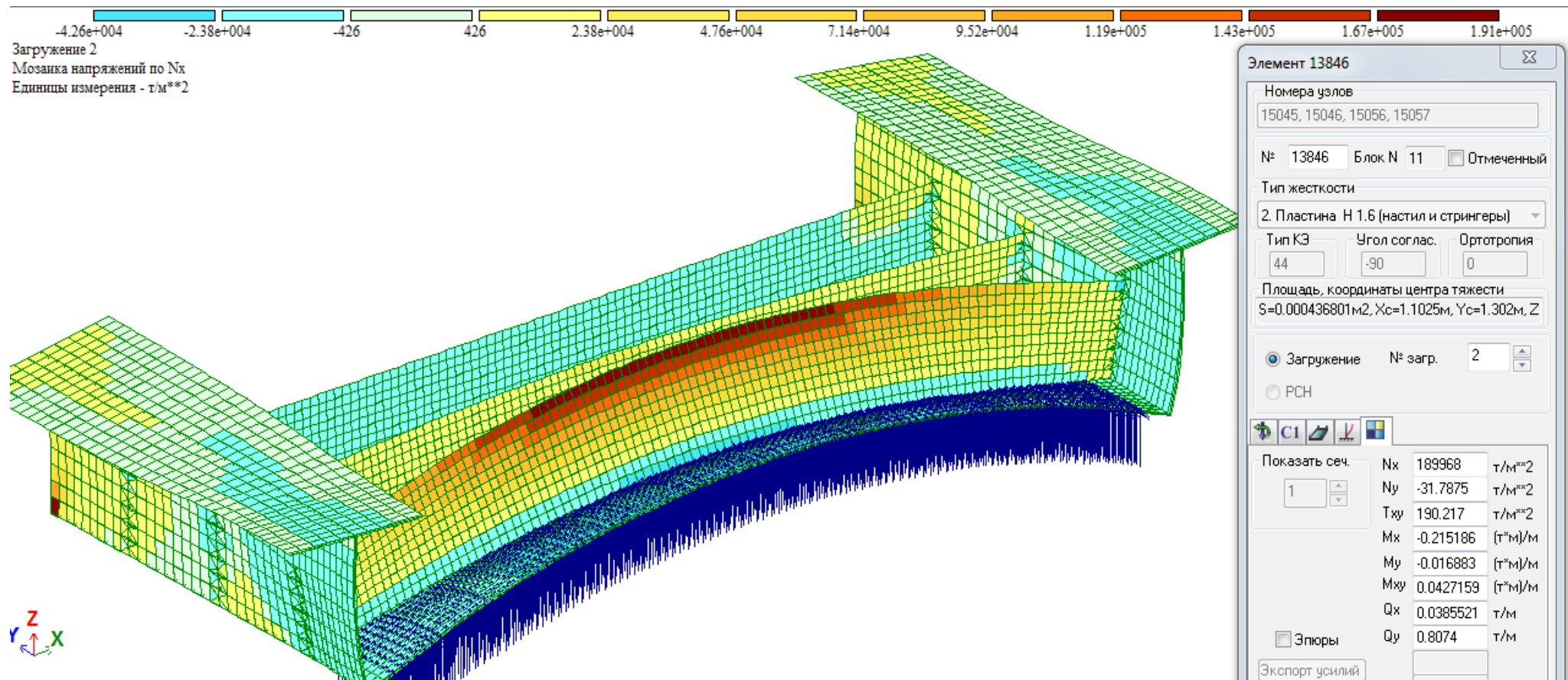
В момент наезда аванбека на следующую опору, на накаточное устройство предыдущей опоры действует опорная реакция 330,2 т (с учетом перекоса между 2-мя балками 65%/35% согласно п.51 «Методических рекомендаций по применению полимерных материалов для постройки мостов методом продольной надвижки», Минтрансстрой, 1974)

Расчет местных напряжений, возникающих в нижней ортотропной плите на стадии надвижки



Расчетная схема отсека. Нижний лист — t16; продольные ребра — 200x16; поперечные ребра — в.л. 350x12, г.л. 350x12

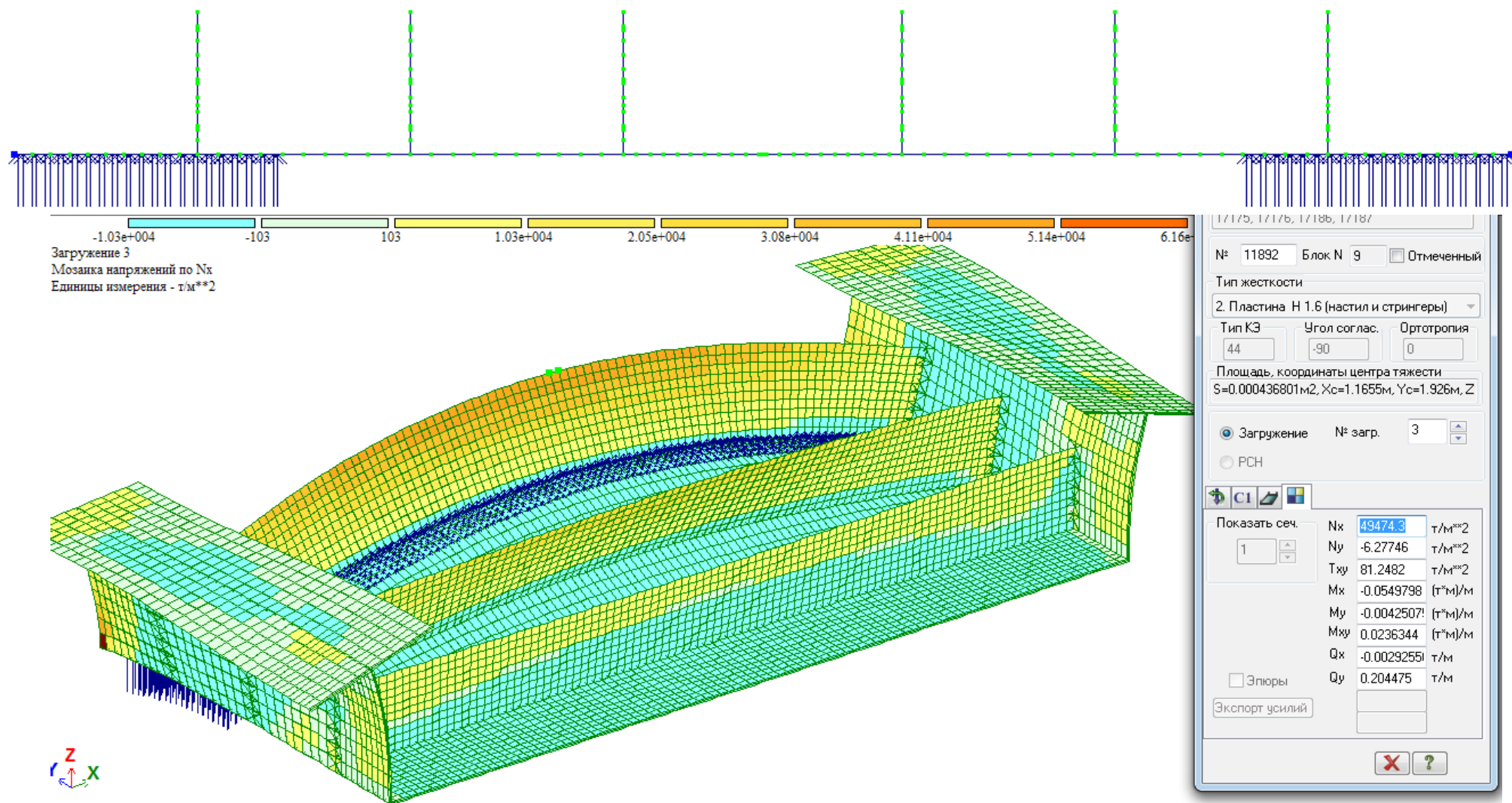
Расчет местных напряжений, возникающих в нижней ортотропной плите на стадии надвижки



Приложение опорной реакции 330 т через устройство скольжения размером 2000x400 мм. В средних продольных ребрах, в предположении упругой работы, напряжение достигает 190000 т/м² (1860 МПа) — превышает расчетное сопротивление стали С345 в 5.4 раза.

На стадии эксплуатации опорная реакция 580 т передается на поперечную диафрагму, и подобной проблемы не возникает.

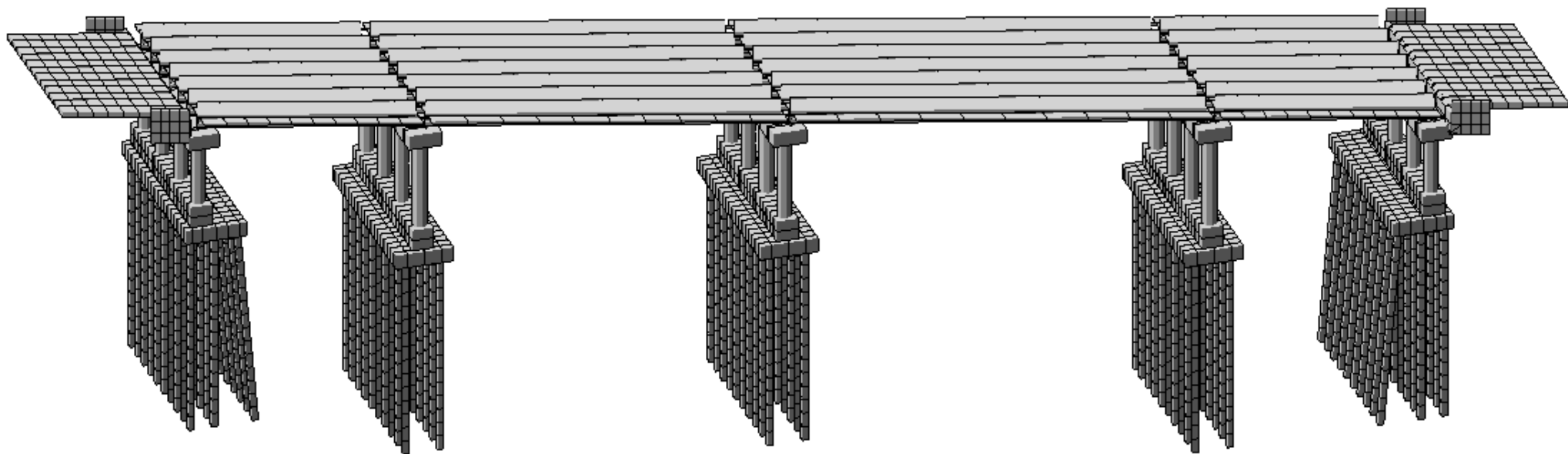
Варианты исправления ситуации



При установке устройств скольжения размером 2×0.4 м по краям нижней ортотропной плиты напряжение в крайнем ребре составит 495 МПа и превысит расчетное сопротивление.

Проектной организацией было принято решение об усилении нижнего пояса. В настоящий момент надвигка завершена, следы пластических деформаций отсутствуют.

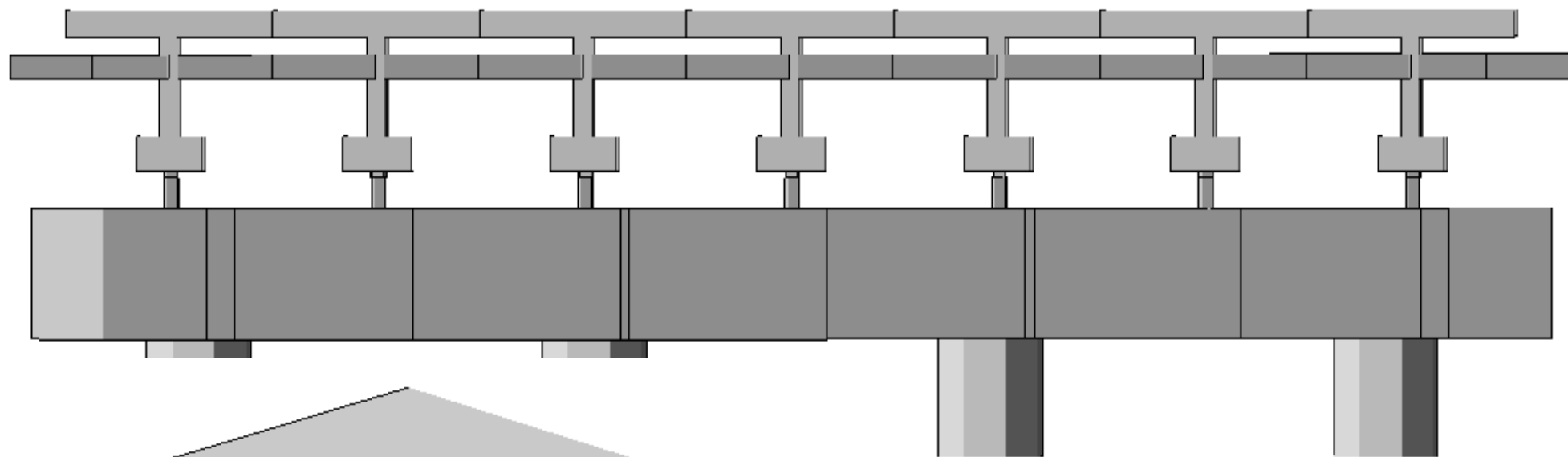
Расчет железобетонного путепровода



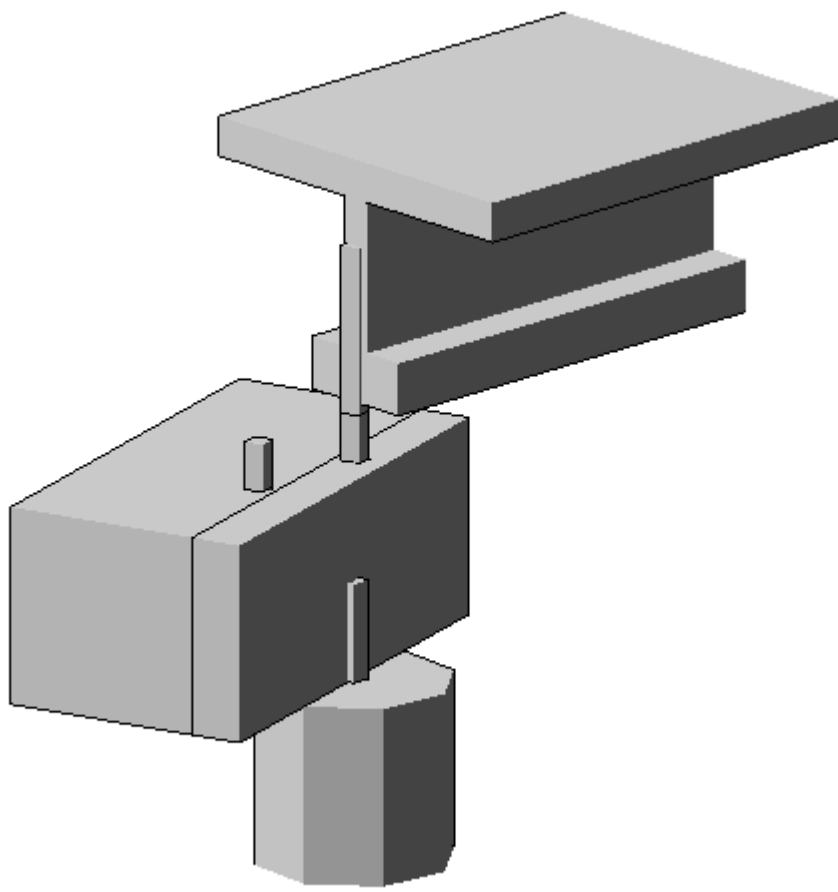
Автодорожный путепровод по схеме: 15+24+28+15. Пересекает автомобильную дорогу под углом 73° . Расчет опор выполнен в одной схеме на все сочетания постоянных и временных нагрузок по двум группам предельных состояний:

- 14 загрузений (постоянные нагрузки, в т.ч. боковое давление грунта; варьирование положения нагрузки АК поперек оси путепровода; варьирование положения тележек АК и НК вдоль оси путепровода; сопутствующие нагрузки — торможение и поперечные удары; температурное воздействие);
- 9 сочетаний с использованием таблицы РСУ

Условия опирания балок и объединение их в температурно-неразрезную систему



В расчетной схеме моделируется реальное опирание конструкций друг на друга, т. е. с учетом расстояний между центрами тяжести стержневых КЭ.



ОпираНИЕ балок и объединение в температурно-неразрезную систему

№ загр. 3

Шарниры

1-й узел			2-й узел		
<input type="checkbox"/> X1	0.	т/м	<input type="checkbox"/> X1	0.	т/м
<input type="checkbox"/> Y1	0.	т/м	<input checked="" type="checkbox"/> Y1	188	т/м
<input type="checkbox"/> Z1	0.	т/м	<input checked="" type="checkbox"/> Z1	188	т/м
<input type="checkbox"/> UX	0.	т*м	<input type="checkbox"/> UX	0.	т*м
<input type="checkbox"/> UY	0.	т*м	<input checked="" type="checkbox"/> UY	0	т*м
<input type="checkbox"/> UZ	0.	т*м	<input checked="" type="checkbox"/> UZ	0	т*м

Моделирование опорной части с помощью шарниров

Моделирование продольного объединения в ТНПС по плите с помощью КЭ 1 (статическая схема на вертикальную нагрузку остается разрезной)

Моделирование эксцентриситетов опирания с помощью абсолютно жестких стержней

2. КЭ 1 численное

EF	270000	т
Ely	0	т*м ²
Elz	0	т*м ²
Gik	0	т*м ²
Y1	0	см
Y2	0	см
Z1	0	см
Z2	0	см
Ru_Y	0	см
Ru_Z	0	см
q	0.001	т/м

1. Брус 10 X 10

E	1e+012	т/м ²
B	10	см
H	10	см
Ro	0.0001	т/м ³

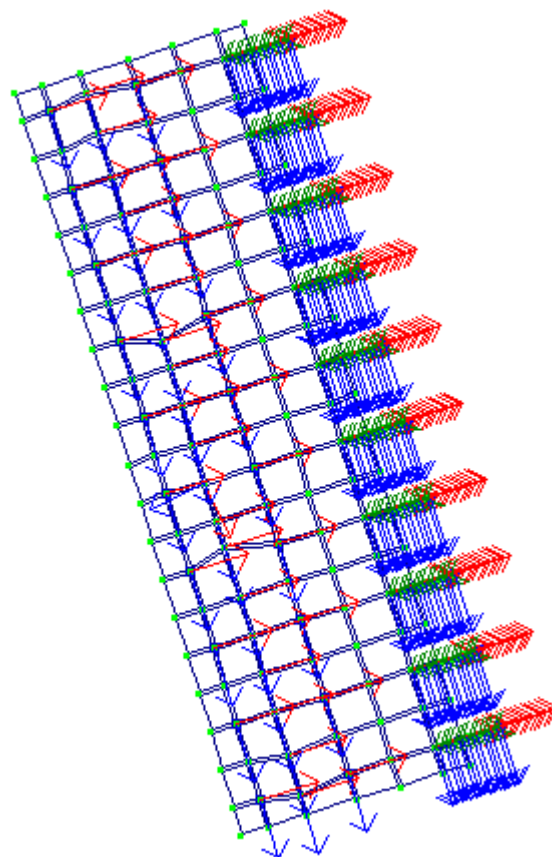
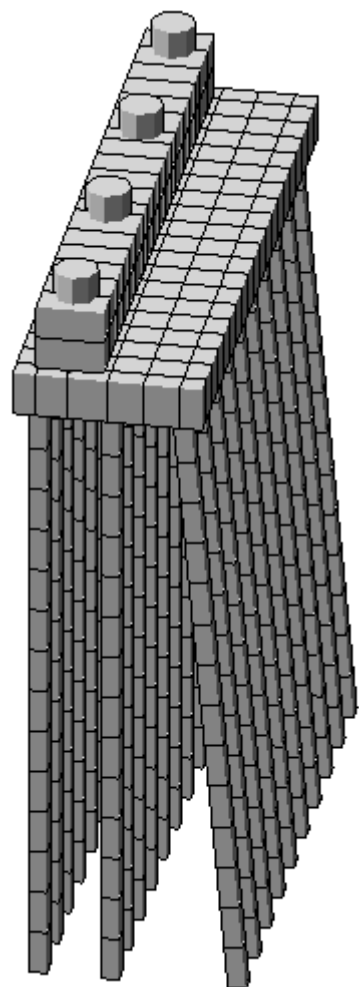
Учет

☐ GF GFy 0 т

$$\frac{S_h}{\delta} = \frac{AG}{a}, \left[\frac{m}{M} \right]$$

Резино-металлическую опорную часть (РОЧ) можно задать с помощью абсолютных шарниров на поворот и вычисленной жесткости на линейные перемещения по формуле 6.33 СП 35.13330 (ф.34 СНИП).

Граничные условия (моделирование работы свай)



1. Для косого пересечения местные оси свай нужно выставить перпендикулярно осям ростверка.

2. Совместная работа сваи с грунтом на горизонтальные воздействия моделируется с помощью коэффициентов постели согласно Прил.Д СП 50-102-2003 (B_c и H_c — условная ширина сваи по Д.8)

Местные оси стержней Шарниры Кoeffициенты постели C_1, C_2 сече

оздание Редактирование Жесткости На

Задание коэфф. C_1 и C_2

Назначить на элементы типа:

- ☒ Стержни
- ☐ Пластины
- ☐ Двухузловые КЭ 53
- ☐ Одноузловые КЭ 54

Односторонняя работа упр. основания ☐ Назначить элементам

Кoeffициенты постели

☐ Получить по модели грунта P_z т/м²

☒ Назначить

☒ C_{1z} т/м³

☐ C_{2z} т/м

Расчет C_1, C_2

☒ ☐ $B_c=B$ B_c см

☒ Учет C_{1y}, C_{2y}

C_{1y} т/м³

C_{2y} т/м

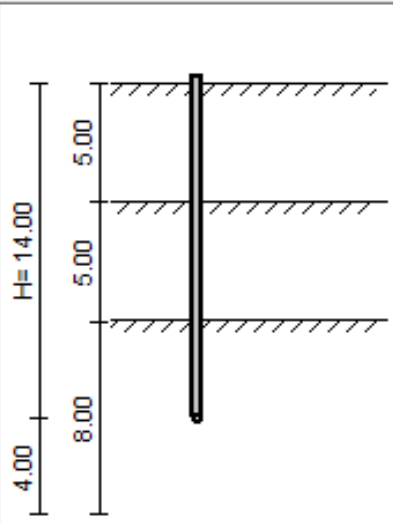
H_c см

Угол зоны грунта

☒ F_i ° ☐ рад

Граничные условия (моделирование работы свай)

Расчет одиночной сваи



Глубина погружения нижнего конца сваи (H) 14 м

дφ 0 м ☒ Осадка

Грунты по боковой поверхности сваи

Слой 1 | Слой2 | Слой3

Вид грунта песчаные средней крупн

Толщина слоя (ti), м 10

γ_{cf} 1

Коефф. Пуассона 0.3

Модуль деформации, тс/м2 2400

Добавить Удалить последний слой

Коефф. условий работы

γ_c 1 $\gamma_{c\&}$ 1

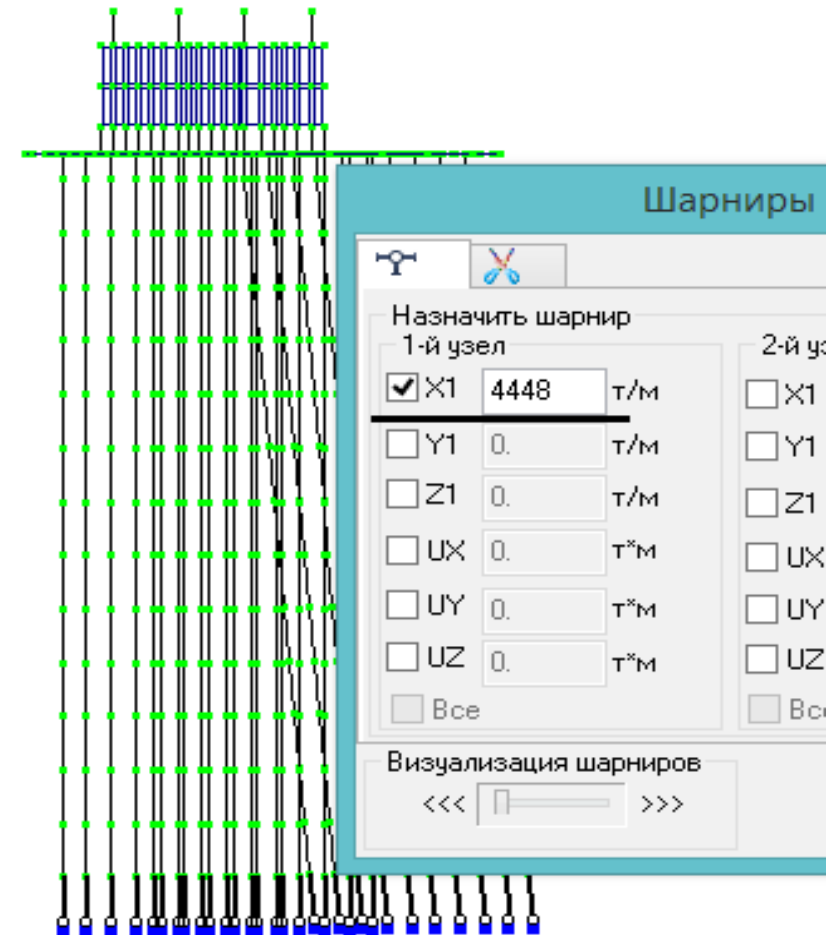
Расчет

Отчет

Несущая способность 149.8 тс

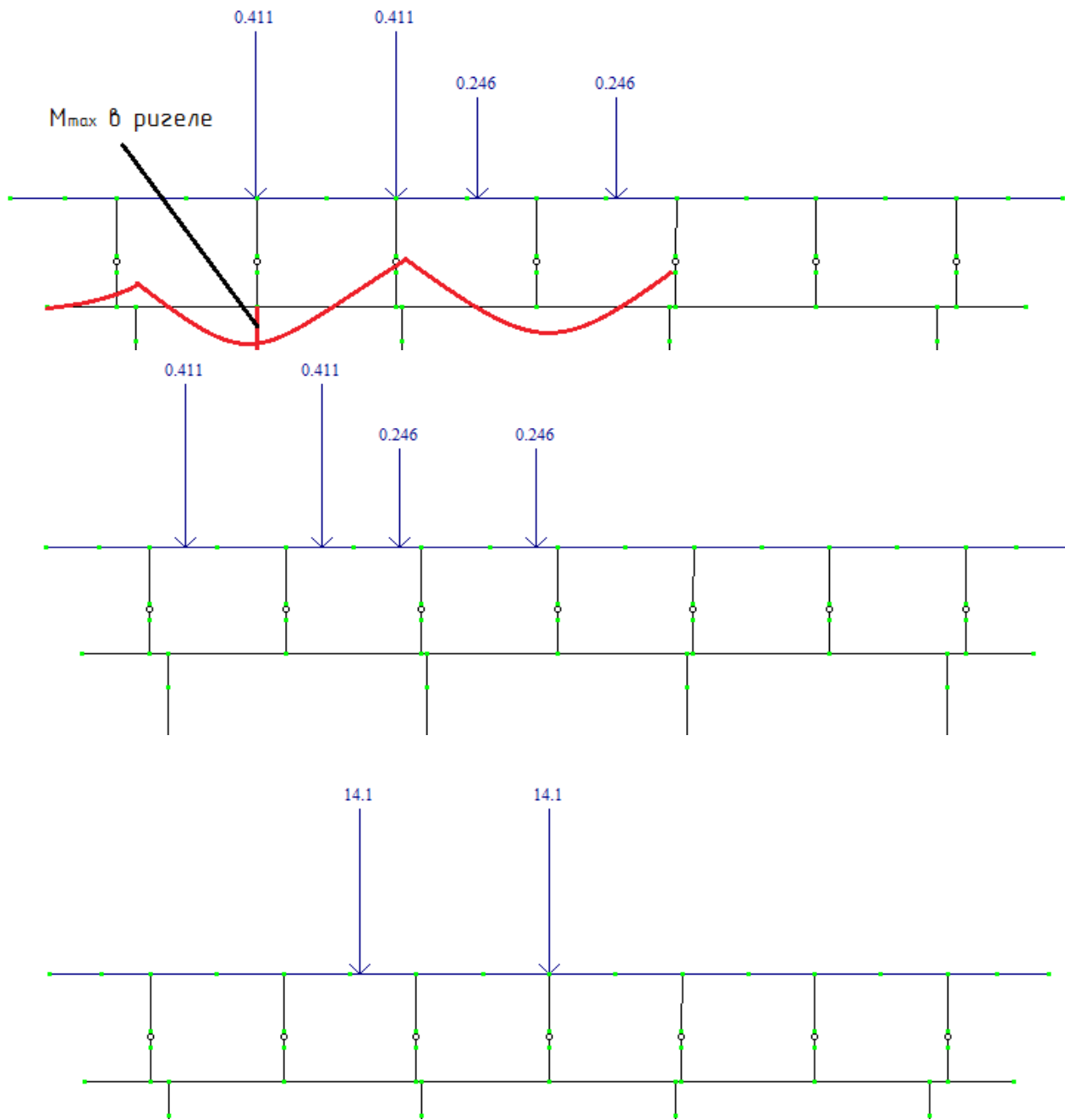
Осадка 2.4057 см

Погонная жесткость 4448 тс/м



3. Для учета осадки в основание свай вводится шарнир по местной оси стержня X1 с жесткостью, вычисленной в ЭСПРИ — Основания и фундаменты.

Загружение временными подвижными нагрузками

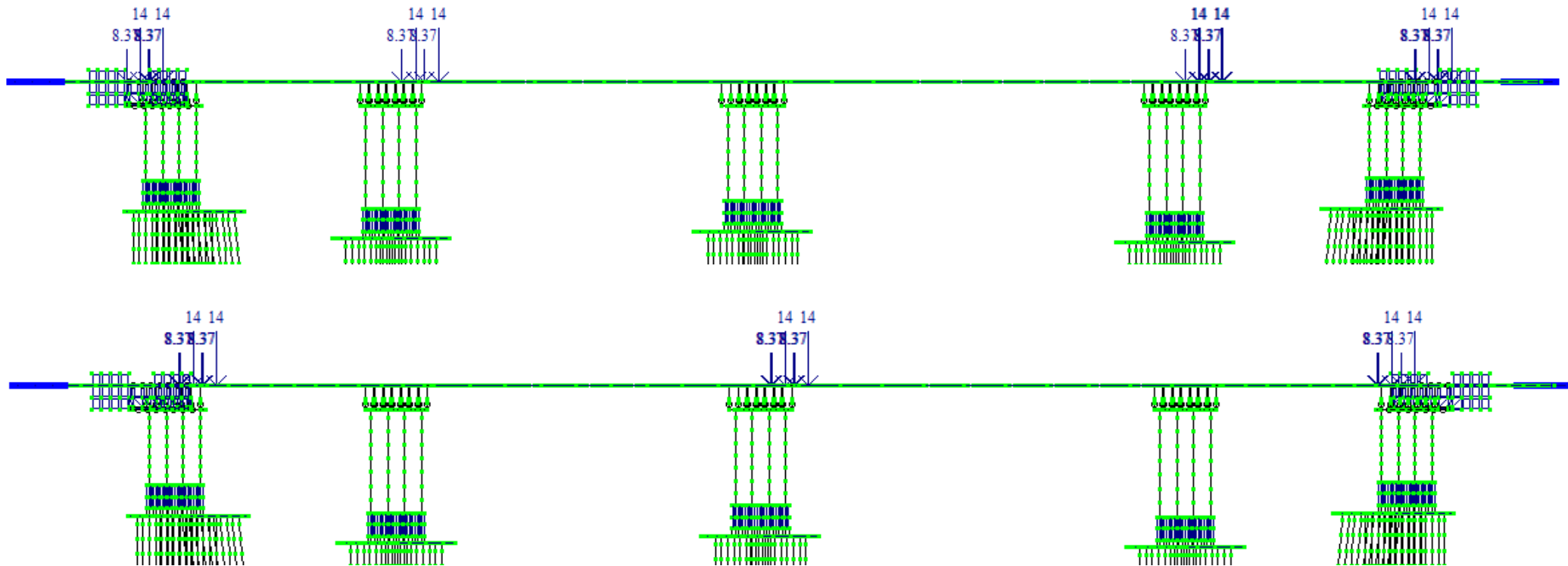


Расположение АК на поперечнике по 1 случаю — для расчета опор чаще всего худшим является положение, в котором возникает максимальный момент в ригеле.

Расположение АК на поперечнике по 2 случаю — максимально близко к барьерному ограждению. N_{\max} в сваях.

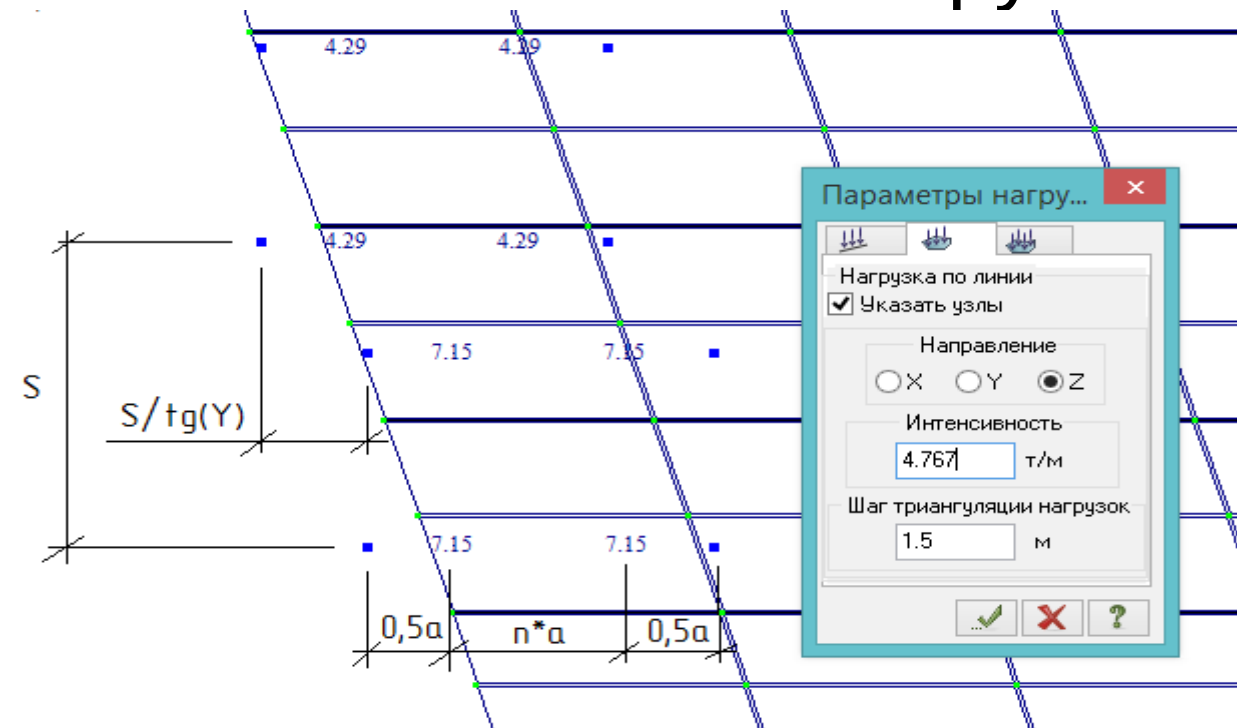
Расположение НК — также, как и АК по 1 случаю, для расчета ригеля нужно расположить одну линию колес по оси балки.

Расположение тележек АК и НК на проезжей части вдоль оси сооружения



На сооружении в момент времени может находиться только одна тележка на одной полосе движения. Поэтому для расчета 5-и опор нужно создавать 7 загрузок: тележки над опорами 1-5, и тележки на 2-х сопряжениях. Но т.к. система является разрезной, можно поступить следующим образом: в одном загрузке разместить тележки на сопряжениях, на ОП2 и ОП4, а в другом — на пролетах над ОК1, ОП3 и ОК5. Так же можно поступить и с нагрузкой НК. Внутри одного загрузения влияние этих взаимоисключающих нагрузок друг на друга минимально.

Установка временной подвижной нагрузки с использованием инструмента «нагрузка-штамп»



Установка 4-колесных тележек АК или 8-колесных тележек НК в разные положения на проезжей части (в данной задаче — 28 положений тележки АК и 7 положений тележки НК) была бы крайне затруднительной с использованием стандартного инструмента. Для облегчения установки подобной нагрузки удобно пользоваться

«нагрузкой-штампом». Для этого создается прямоугольная площадка из 4-х узлов, объединенных в блок или по какому-то уникальному признаку (например, закрепление по UX, которого больше нет ни у каких узлов схемы). В поперечном направлении размер площадки равен колее нагрузки, а в продольном — $0,5a + n \cdot a + 0,5a$, где a — база, расстояние между осями тележки, n — число осей минус 1. Чтобы получить нагрузку из 2-х колес А14 (по 7,15 т на каждое) с базой $a=1,5$ м, нужно расположить узлы на расстоянии 3 м друг от друга, указать шаг триангуляции нагрузки 1,5 м (равен базе), и интенсивность $q=P/a$, где P — требуемая сосредоточенная сила. Для линии колес Н14 из 4-х сосредоточенных сил по 12,85 т с базой 1,2 м расстояние между узлами составит 4,8 м, интенсивность — $12,85/1,2=10,708$ т/м.

Заполнение таблицы РСУ

№.	Имя загрузки	Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	соб вес	Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
2	покрытие (1.39)	Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 0 1.39 1.00	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
3	боковое грунта	Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 0 1.40 1.00	1.00 0.50 1.00 0.50 1.00 0.50 1.00 0.50
4	A14 полосы 1 случ	Временное д...	1 0 0 0 0 7 8 1.15 1.00	1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
5	A14 тележки 1 (сопр, ОП2, ОП4)	Временное д...	1 0 0 1 0 0 0 1.95 1.00	1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
6	A14 тележки 1 (ОК1, ОПЗ, ОК5)	Временное д...	1 0 0 1 0 0 0 1.95 1.00	1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
7	поперечный удар	Временное д...	1 0 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00
8	торможение	Временное д...	1 0 1 0 0 0 0 1.20 1.00	0.80 0.80 0.70 0.70
9	A14 полосы 2 случ	Временное д...	1 0 0 0 0 0 0 1.15 1.00	1.00 1.00
10	A14 тележки 2 (сопр, ОП2, ОП4)	Временное д...	1 0 0 2 0 0 0 1.95 1.00	1.00 1.00
11	A14 тележки 2 (ОК1, ОПЗ, ОК5)	Временное д...	1 0 0 2 0 0 0 1.95 1.00	1.00 1.00
12	H14 (сопр, ОП2, ОП4)	Временное д...	1 0 0 3 0 0 0 1.38 1.00	1.00 1.00
13	H14 (ОК1, ОПЗ, ОК5)	Временное д...	1 0 0 3 0 0 0 1.38 1.00	1.00 1.00
14	температура	Временное д...	1 0 1 3 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.70 0.70 0.80 0.80

$K_n=1,4$

$K_n=0,7$

Приложение Д (справочное)

Коэффициент сочетаний η для временных нагрузок и воздействий

Номера нагрузок (воздействий), наиболее неблагоприятных для данного расчета	Номера комбинаций нагрузок (воздействий), действующих одновременно или порознь с наиболее неблагоприятными	Коэффициент η при различных комбинациях временных нагрузок и воздействий												
		№ 7 (временные вертикальные нагрузки)	№ 8 (давление грунта от подвижного состава)	№ 9 (центробежная сила)	№ 10 (поперечные удары подвижного состава)	№ 11 (торможение или сила тяги)	№ 12 (ветровая нагрузка)	№ 13 (ледовая нагрузка)	№ 14 (нагрузка от навала судов)	№ 15 (температурные климатические воздействия)	№ 16 (воздействие морозного пучения грунта)	№ 17 (строительные нагрузки)	№ 18 (сейсмические нагрузки)	№ 19 (трение или сопротивление сдвигу в опорных частях)
7 и 8	9	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	10	1	1	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	9, 11, 12, 15	0,8	0,8	0,8	—	0,7	<u>0,50</u> 0,25	—	—	0,7	—	—	—	—
	9, 13, 15 и S	0,8	0,8	0,8	—	—	<u>0,50</u> 0,25	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 13, 15 и S	0,8	0,8	—	0,7	—	—	0,7	—	0,7	—	—	—	0,7
	10, 14	0,8	0,8	—	0,7	—	—	—	0,7	—	—	—	—	—
	11, 12, 15	0,8	0,8	—	—	0,7	<u>0,50</u> 0,25	—	—	0,7	—	—	—	—
12, 13, 15	0,8	0,8	—	—	—	<u>0,50</u> 0,25	—	—	0,7	—	—	—	—	

Сочетания для мостов очень сильно отличаются от ПГС, поэтому таблицу РСУ нужно заполнять вручную уже готовыми сочетаниями из Приложения Д СП35.13330

Расчет РСУ: новый подход

Коэффициенты для РСУ										
#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(б С)	5 сочет.	6 сочет.	7 сочет.	8 сочет.	9 сочет.	10 сочет.
5	0.00	0.00	1.00	0.80	0.80	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	1.00	0.80	0.80	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.80	0.80	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
12	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1.00	1.00	0.00	0.70	0.70	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00

Вид	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 1.39 1.00	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
Постоянное ...	0 0 0 0 0 0 1.40 1.00	1.00 0.50 1.00 0.50 1.00 0.50 1.00 0.50 1.00
Временное д...	1 0 0 0 0 7 8 1.15 1.00	0.00 0.00 1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
Временное д...	1 0 0 1 0 0 0 1.95 1.00	0.00 0.00 1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
Временное д...	1 0 0 1 0 0 0 1.95 1.00	0.00 0.00 1.00 0.80 0.80 0.70 0.70
Временное д...	1 0 0 0 0 0 0 1.20 1.00	0.00 0.00 1.00
Временное д...	1 0 1 0 0 0 0 1.20 1.00	0.00 0.00 0.00 0.80 0.80 0.70 0.70
Временное д...	1 0 0 0 0 0 0 1.15 1.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 1.00 1.00
Временное д...	1 0 0 2 0 0 0 1.95 1.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 1.00 1.00
Временное д...	1 0 0 2 0 0 0 1.95 1.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 1.00 1.00
Временное д...	1 0 0 3 0 0 0 1.38 1.00	1.00 1.00 0.00
Временное д...	1 0 0 3 0 0 0 1.38 1.00	1.00 1.00 0.00
Временное д...	1 0 1 3 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.00 0.70 0.70 0.80 0.80

В последних версиях ЛИРА-САПР 15 столбцов таблицы РСУ формируются группами по 4 столбца: 1 сочетание с одной временной, 2 сочетание обычное, 3 — особое с сейсмикой, 4 — особое без сейсмике, 5=1, 6=2, и т. д. В этих группах РСУ можно менять коэффициенты сочетаний, но состав загрузений по сути остается один, заданный логическими связями. Такой подход неприменим для расчетов мостов: нам больше

подошло бы, если бы все 15 столбцов были аналогичны второму для их заполнения вручную. Если по новому алгоритму запустить на расчет таблицу РСУ, показанную на рисунке, то рассчитаны будут только первые 2 столбца, т. к. в данной задаче нет сейсмике и особого загрузения. Если задать фиктивное сейсмическое и особое воздействие (например, по 1 кг на опорный узел), то 3 и 4 столбцы будут учтены, но с 5 по 9 также проигнорируются. Для расчета РСУ по-старому требуется вручную поправить текстовый файл исходных данных и выполнить расчет в старом процессоре.

Сравнение расчета РСУ «по-старому» и «по-новому»

УНГ		41													
1683	1	1	9	A	-86.983	.00376	.09081	-.03372	21.777	13.956	2.7658	-.00300	1	2	3 13
1705	2	2	8	A	-345.49	-.01039	-.38156	.28976	-2.7740	.47024	3.4529	.01568	1	2	3 4 5 9 13
1703	1	4	8	A	-336.16	-.01660	-1.1022	.17240	19.191	12.641	2.5563	-.04598	1	2	3 4 5 9 13
1703	1	6	8	A	-336.16	-.01660	-1.1022	.17240	19.191	12.641	2.5563	-.04598	1	2	3 4 5 9 13
1683	1	7	9	A	-86.983	.00376	.09081	-.03372	21.777	13.956	2.7658	-.00300	1	2	3 13
1705	2	8	8	A	-345.49	-.01039	-.38156	.28976	-2.7740	.47024	3.4529	.01568	1	2	3 4 5 9 13
1693	1	9	9	A	-150.31	.00372	.08793	-.03198	22.773	14.328	2.7995	-.00267	1	2	3 13
1686	2	10	9	A	-99.424	.00131	.00248	-.00586	-1.6188	-2.2345	.60336	-.00666	1	2	3 13
1693	1	11	9	A	-150.31	.00372	.08793	-.03198	22.773	14.328	2.7995	-.00267	1	2	3 13
1686	2	12	9	A	-99.424	.00131	.00248	-.00586	-1.6188	-2.2345	.60336	-.00666	1	2	3 13
1499	2	13	3	A	-233.15	-.01676	-7.9981	5.2930	-.22448	-.16816	-.00602	-.75205	1	2	3 4 5 10 11
1813	2	14	3	A	-218.59	.00065	7.5884	-4.9679	-.09437	-.06403	.00669	.78822	1	2	3 4 6 10 11
1469	2	15	3	A	-183.94	-.01837	-7.9938	5.2949	-.22292	-.16630	-.00502	-.74520	1	2	3 4 5 10 11
1793	2	16	3	A	-188.45	.00497	7.5873	-4.9684	-.09058	-.06830	-.00304	.78639	1	2	3 4 10 11
1707	2	18	8	A	-351.71	0	0	0	0	0	-4.9695	.28043	1	2	3 4 5 9 13
1707	2	20	8	A	-351.71	0	0	0	0	0	-4.9695	.28043	1	2	3 4 5 9 13
1707	2	22	8	УНГ 41 основная схема											
1683	1	23	9	0	1705	2	2	2	A1-311.37	-.01565	-.55074	.41999	-1.0825	-.06724	1.0003 .02506 1 2 3 4 5 9
1705	2	24	8	0	1703	1	4	2	A1-302.04	-.02502	-1.6099	.25857	4.8418	3.5809	.78137 -.06486 1 2 3 4 5 9
1703	1	26	8	0	1707	2	8	2	A1-317.60	0	0	0	0	0	-1.6541 .40278 1 2 3 4 5 9
1693	1	27	9	0	1477	1	9	2	A1-181.79	.00137	-.02866	.03557	.06814	.04099	.00772 .00963 1 2 3 6
1706	2	28	9	0	1686	2	10	2	A1-147.68	-.00919	-.16835	.30966	-.54065	-.79443	.05176 .17767 1 2 3 4 5 9
1693	1	29	9	0	1693	1	11	2	A1-194.50	-.02604	-1.6634	.28753	-.37557	-.01419	.03120 -.05993 1 2 3 5
1686	2	30	9	0	1706	2	12	2	A1-314.49	-.00873	-.17190	.31429	-.54011	-.79314	.05326 .17549 1 2 3 4 5 9
1469	2	31	3	0	1487	2	13	2	A1-296.65	.07072	-1.4459	.44278	1.0929	2.1901	.45791 -.01655 1 2 3 4 5 9
1813	2	32	3	0	1811	1	14	2	A1-244.59	-.10472	.22865	-.10982	4.0376	2.8181	.59307 -.01625 1 2 3 4 6 9
1489	2	33	3	0	1791	2	15	2	A1-146.68	-.13001	-1.3926	.41653	1.0629	2.1736	.45640 -.01845 1 2 3 4 5 9
1793	2	34	3	0	1467	1	16	2	A1-148.92	.10408	.09514	-.03533	4.0173	2.8106	.59240 -.00315 1 2 3 4 6 9
1695	1	35	9	0	1467	1	27	2	A1-181.54	.00134	-.02747	.03489	.04395	.03195	.00690 .00950 1 2 3 6
1687	2	36	9	0	1804	2	29	1	A1-194.34	.00131	.00342	-.00749	.00041	.00088	.00080 -.00733 1 2 3
1815	2	37	5	0	1822	2	30	2	A1-241.12	-.03039	-.94428	.39718	-.49306	-.19575	.02812 -.03787 1 2 3 4 5
1491	2	38	5	0	1468	2	31	2	A1-182.49	-.02514	-.98627	.45256	-.28680	-.11049	.01877 -.01252 1 2 3 5
				0	1695	1	35	2	A1-197.07	-.02148	-.96937	.40461	-.40453	1.4823	2.0012 -.06854 1 2 3 4 5 9
				0	1687	2	36	2	A1-150.79	0	0	0	0	0	-1.6548 .39072 1 2 3 4 5 9
				0	1815	2	37	2	A1-310.51	0	0	0	0	0	-1.3188 .41073 1 2 3 4 5 9
				0	1812	1	38	2	A1-298.07	-.12871	-1.2442	.25433	1.0760	2.1806	1.3710 -.13908 1 2 3 4 5 9

Результат расчета РСУ для УНГ 41 (буронабивные сваи промежуточной опоры) по-старому и по-новому (в рамке). Расчет выполнен в одной и той же задаче, для расчета по-старому был подправлен текстовый файл.

Конструирование элементов мостовых сооружений

7. Брус 230 X 100 (ригель ОП)

Тип КЗ: 10, К-во сечений: 2, Ортоотропия: ☐

Длина, координаты центра тяжести: L=1.9868м, Xc=46.3404м, Yc=4.3м, Zc=-1.59м

Сочетания...

АРМАТУРА продольная

Арм...	AU1	AU2	AU3	AU4
Полная				
Прочн...				
Круче...				

Ар...	AS1	AS2	AS3	AS4	%
Пол...	34.50				0.15
Про...	24.15				0.11
Круч...					

АРМАТУРА поперечная

Шаг ...	ASW1	ASW2	Кратк...	Длит...
Полн...	1.75	0.830	0.30	0.30
Круч...				

Норматив СНиП 2.03.01-84*

Модуль - Стержень

Комментарий: Общие характеристики

Расстояние к ц.т. арматуры: низ 7.00; верх 7.00; бок 7.00 см

Длина стержня: 1.99 м

Армирование несимметричное

Арматура распределена вдоль граней

Процент армирования: min 0.05; max 10.00

Подбор арматуры по 2-му пред. сост.

Диаметр арматурных стержней 25 мм

Бетон

Класс бетона В30

Комментарий: Характеристики бетона

Вид бетона: тяжелый

Условия твердения: Естественное

Ширина раскрыти трещин: кратк. 0.30; длит. 0.30 мм

Арматура

Класс прод. арматуры X: A-III

Класс поперечной арматуры: A-I

Комментарий: Характеристики арматуры

Мак диаметр: 40.00 мм

8. 62

8. 62

8. 62

8. 62

км 274 (км 274)

Файл Редактировать Опции Информация...

км 274 (км 274) (стержень) Основная схема

Элемент	Сечение	Сочетание	N т	Mкр т*м	Mу т*м
1471	1	A1	-1.5499	-1.0814	66.322
		A1	-1.5503	-1.6171	66.325

Выполнен сравнительный расчет армирования ригеля в ЛИРА-САПР и требуемого армирования по мостовым нормам (расчет в программе beton 1.2). Усилия: $M_{расч}=66,33$ тм, $M_{норм}=59,92$ тм.

При площади нижнего армирования 34,5 см² раскрытие трещины в ЛИРА-САПР 0,03 см, в betone - 0,026 см.

При требуемой ЛИРА-САПР площади арматуры по прочности 24.15 см² предельный момент в betone составляет 78,6 тм, т. е. обеспечен запас прочности 18%.

Конструирование элементов мостовых сооружений: задание характеристик материалов

Характеристики бетона

Класс бетона: B30

Вид бетона: тяжелый

Марка легкого бетона по средней плотности D: 800

Случайные эксцентриситеты

По высоте сечения EY: 0 см

По ширине сечения EZ: 0 см

Условия твердения

☒ естественное твердение ☐ тепловая обработка ☐ автоклавная обработка

Условия эксплуатации конструкции

☒ обычные условия ☐ благоприятные для нарастания прочности бетона

Коэффициенты условий работы

Произведение коэффициентов из т. 15 СНиП 2.03.01-84* (кроме Yb2 и Yb4): 0.925

Значения

	Значение
Class	B30
Rb	1730.00 т/м**2 (1600 – мост)
Rbt	122.00 т/м**2
Rbn	2240.00 т/м**2
Rbtn	184.00 т/м**2
Eb	3310000.00 т/м**2

Характеристики арматуры

Класс продольной арматуры Вдоль X: A-III d=10...40

Класс продольной арматуры Вдоль Y: A-III d=10...40

Класс поперечной арматуры: A-I d=6...40

Максимальный диаметр арматурных стержней, мм: 40

Количество арматурных стержней в углах сечения: 1

Учет сейсмического воздействия

Коэффициент из т. 7 СНиП II-7-81: 1

Коэффициент условий работы при расчете наклонных сечений (т. 7 СНиП II-7-81): 1

Коэффициент условий работы арматуры (произвед. из т. 24 СНиП 2.03.01-84*): 0.95

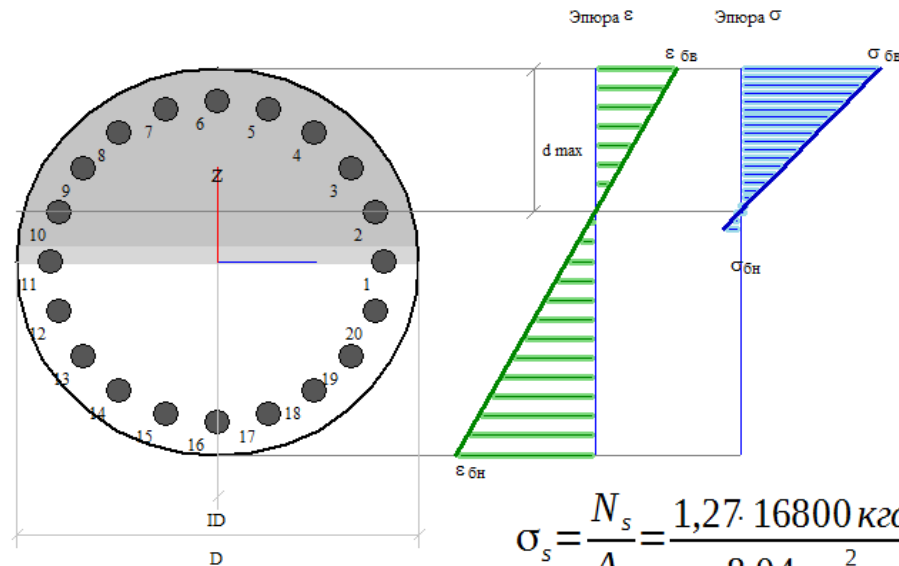
Значения

Значение	X Продо...	Y Продо...	Попере...
Класс	A-III	A-III	A-I
Диаметры	10...40	10...40	6...40
Rs т/м**2	37500.0	(35500)	23000.0
Rsw т/м**2	30000.0	30000.0	18000.0
Rsc т/м**2	37500.0	37500.0	23000.0
Rs,ser т/...	40000.0	40000.0	24000.0
Es т/м**2	200000...	200000...	210000...

Нормативные характеристики бетона и арматуры в СНиП 2.05.03 и СНиП 2.03.01 отличаются минимально. Гораздо большее отличие имеется в расчетных характеристиках — мостовые нормы жестче. При назначении элементам мостов материалов можно использовать условные коэффициенты работы, равные отношению расчетных сопротивлений мостовых и ПГС норм.

Нелинейный расчет внецентренно-сжатой круглой стойки опоры

$D=80\text{ см}, B 40, 20 d 32 \text{ AIII}$
 $N_I=148,9\text{ т}, M_I=113,6\text{ тм}$
 $N_{II}=117,02\text{ т}, M_{II}=85,59\text{ тм}$



$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} = \frac{1,27 \cdot 16800 \text{ кгс}}{8,04 \text{ см}^2} = 2654 \text{ кгс/см}^2$$

запас прочности $3550/2654=1,34$

Параметр	Единица измерения	Значение
ε _{бв}		-8321.881
ε _{бн}		14194.273
σ _{бв}	т/м**2	-1691.5
σ _{бн}	т/м**2	219.2
σ _{бmax}	т/м**2	-1691.5
A tr	мм	0.00
B tr	см	40.00
L tr	см	0.00
α	рад	-0.00
d max	см	29.6
D	см	80.0
ID	см	0.0

Номер арматурного стержня	Диаметр	Площадь, см**2	Расчетное сопротивление, т/м**2	Усилие, т
1		8.04	0	1.6
2		8.04	0	-3.1
3		8.04	0	-7.4
4		8.04	0	-10.7
5		8.04	0	-12.9
6		8.04	0	-13.7
7		8.04	0	-12.9
8		8.04	0	-10.7
9		8.04	0	-7.4
10		8.04	0	-3.1
11		8.04	0	1.6
12		8.04	0	6.3
13		8.04	0	10.5
14		8.04	0	13.9
15		8.04	0	16.1
16		8.04	0	16.8
17		8.04	0	16.1

При расчетах внецентренно сжатых элементов мостов СНИП ограничивает максимальные сжимающие напряжения для предотвращения образования продольных трещин. Физически нелинейным

расчетом в ЛИРА-САПР можно получить полную картину НДС внецентренно сжатого элемента вплоть до усилий в каждом арматурном стержне.

Расчет сечения

-- В плоскости момента --

ЕС/R= 7.2 устойчивость проверять не требуется

Расчет круга по пункту 3.71 пособия к СНИП 2.03.01-84

$M_{deist} = N \cdot e_{сж} \cdot \eta \cdot \epsilon \cdot \alpha = (122.7 \text{ т} \cdot \text{м}) < M_{max} (= 161.5 \text{ т} \cdot \text{м})$

Высота сжатой зоны : 21.2 см.

Прочность сечения обеспечена

Запас прочности:

$161,5/122,7=1,32$

-- Из плоскости момента --

Прочность и устойчивость обеспечены :

$N (= 148.90 \text{ тн.}) < N_{MAX} (= 1362.90 \text{ тн.})$

-- Расчет по трещиностойкости --

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне не превышают допустимые.

$SIGMA_{max} (= 178.7 \text{ кг/кв.см}) < R_{B,mc2} (= 200.0 \text{ кг/кв.см})$

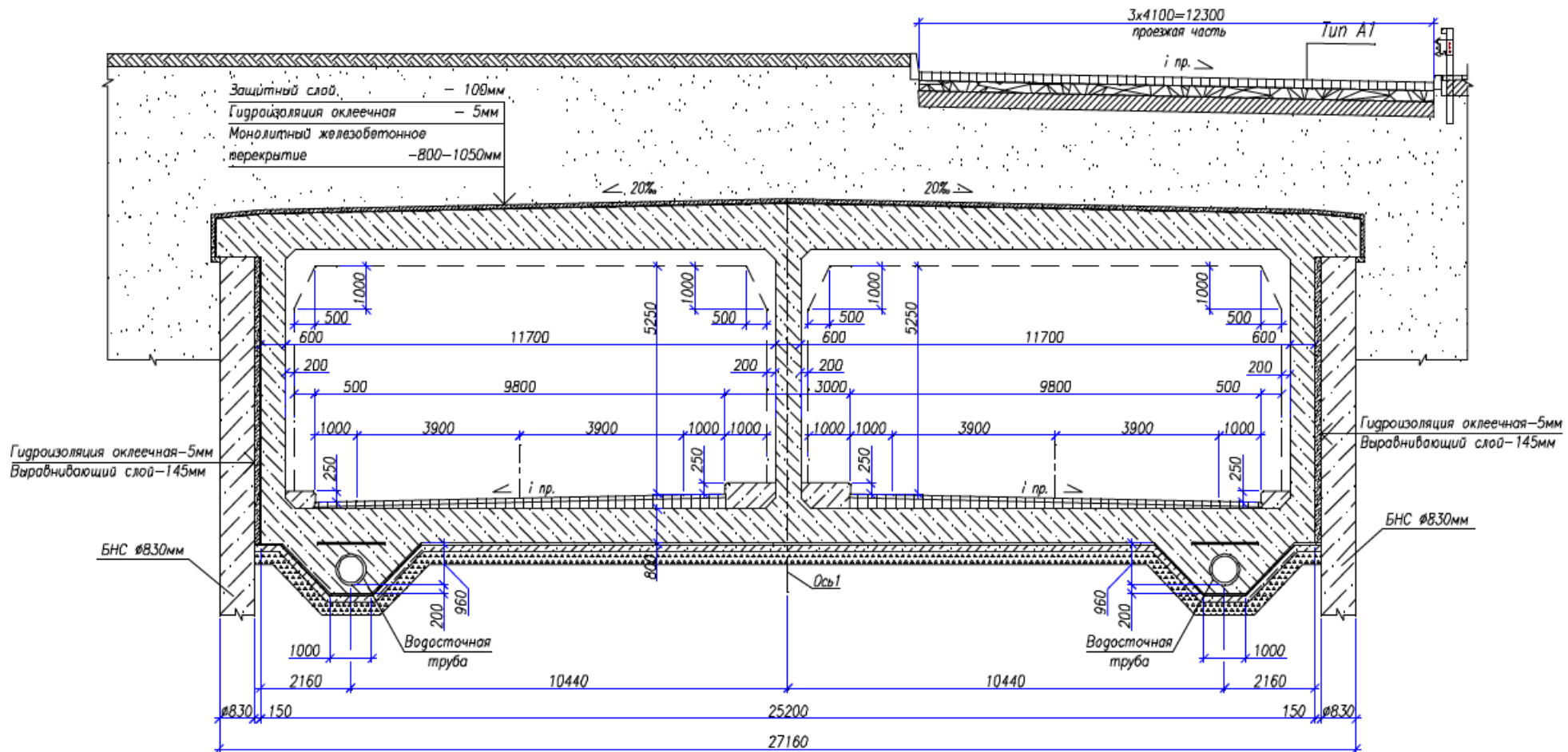
Трещиностойкость по образованию продольных трещин обеспечена

Высота сжатой зоны : 35.0 см.

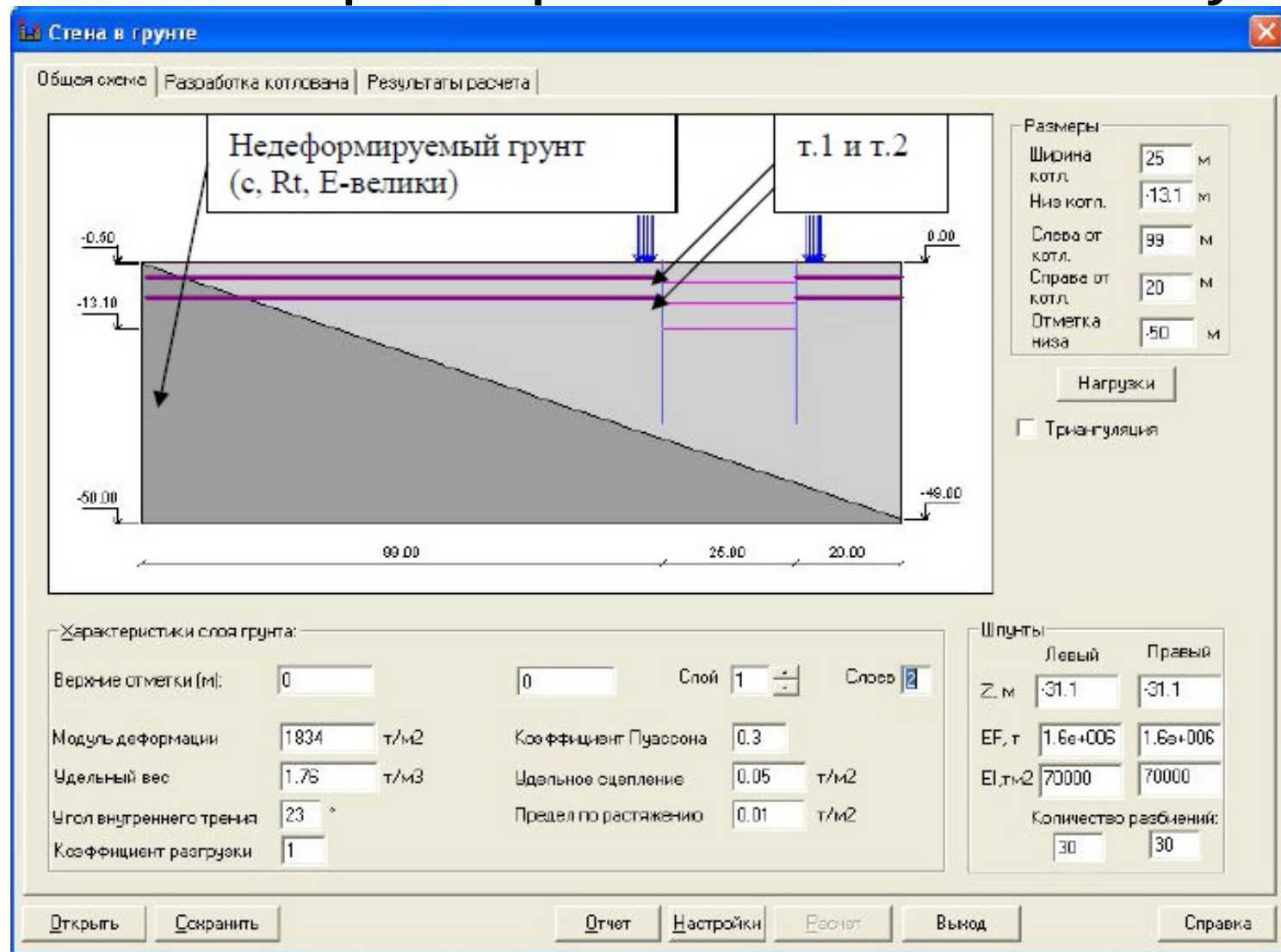
Ширина раскрытия нормальных трещин равна 0.01055 см.

Расчет автодорожного тоннеля

Тоннель мелкого заложения возводится открытым способом в котловане из бурокасательных свай $d=830$ мм. Крепление котлована осуществляется горизонтальными распорками (расстрелами) из 1400-й трубы, демонтируемыми по мере возведения стен тоннеля. Рассмотрен участок глубиной 11.1 м + 2 м — замена грунта.

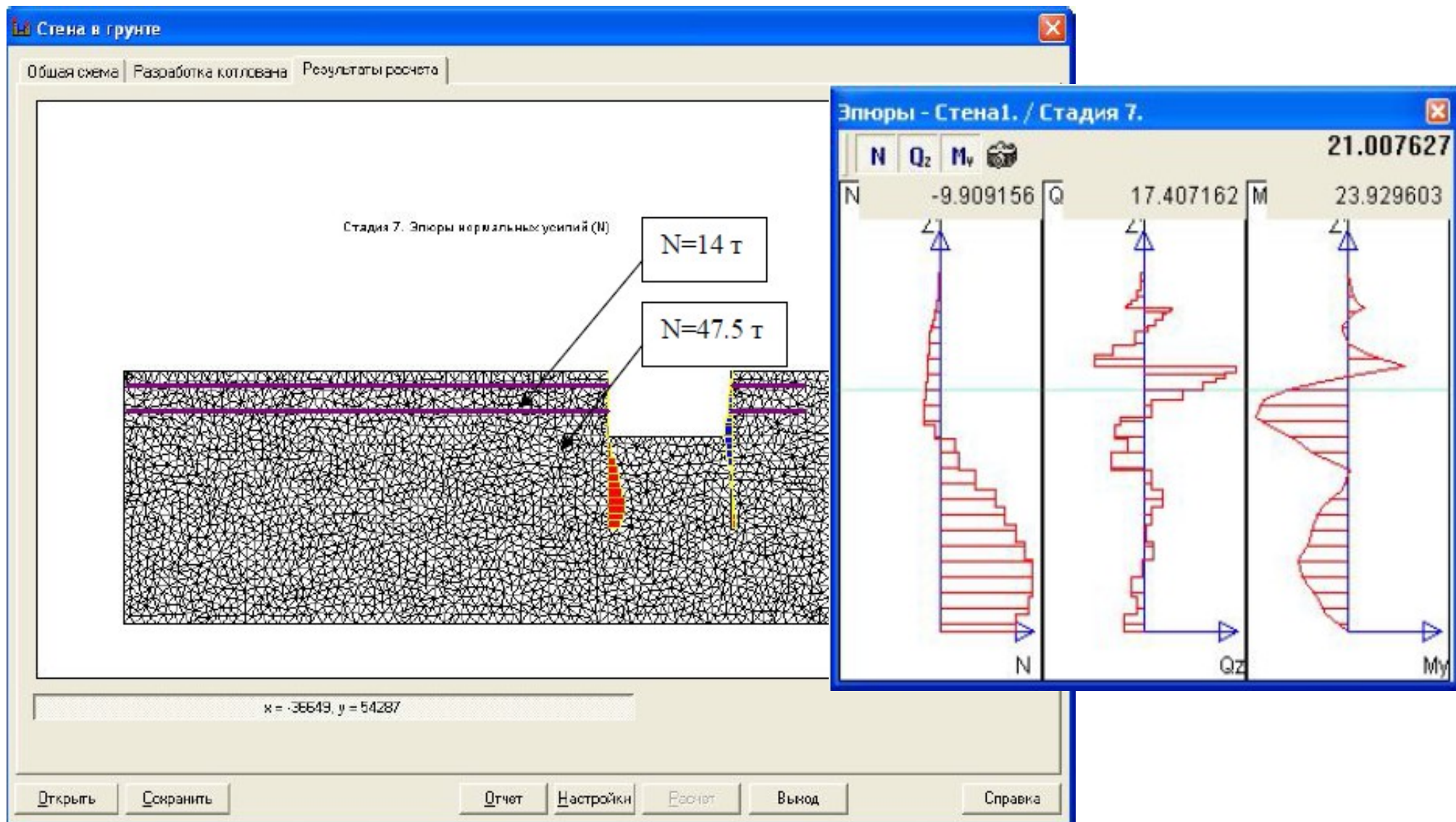


Расчет поэтапной разработки котлована и установки расстрелов в ЭСПРИ-Шпунт

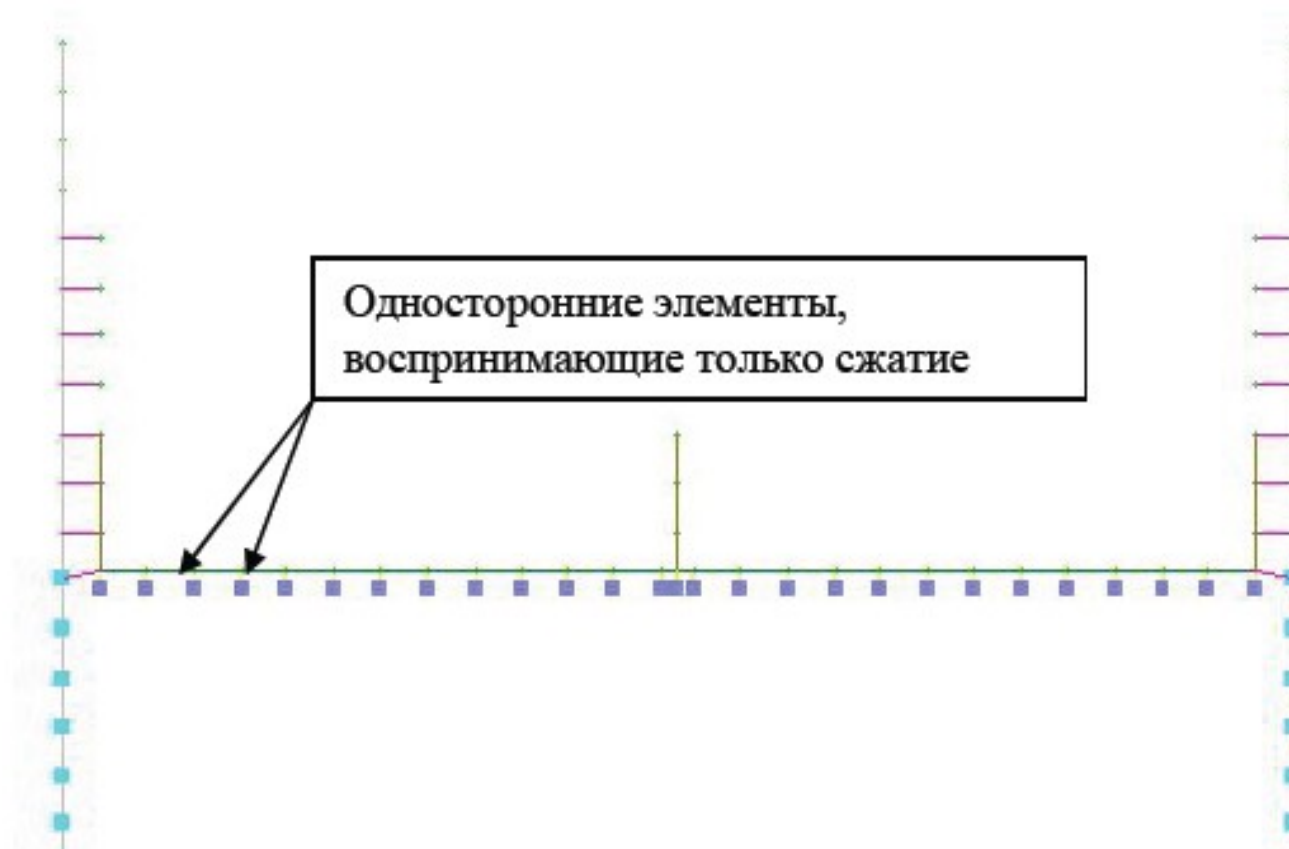


Для моделирования жестких расстрелов абсолютно жесткие анкера заделаны в абсолютно жесткий грунт

Усилия в расстрелах и сваях, ограждающих котлован



Расчет возведения тела тоннеля в ЛИРА-САПР



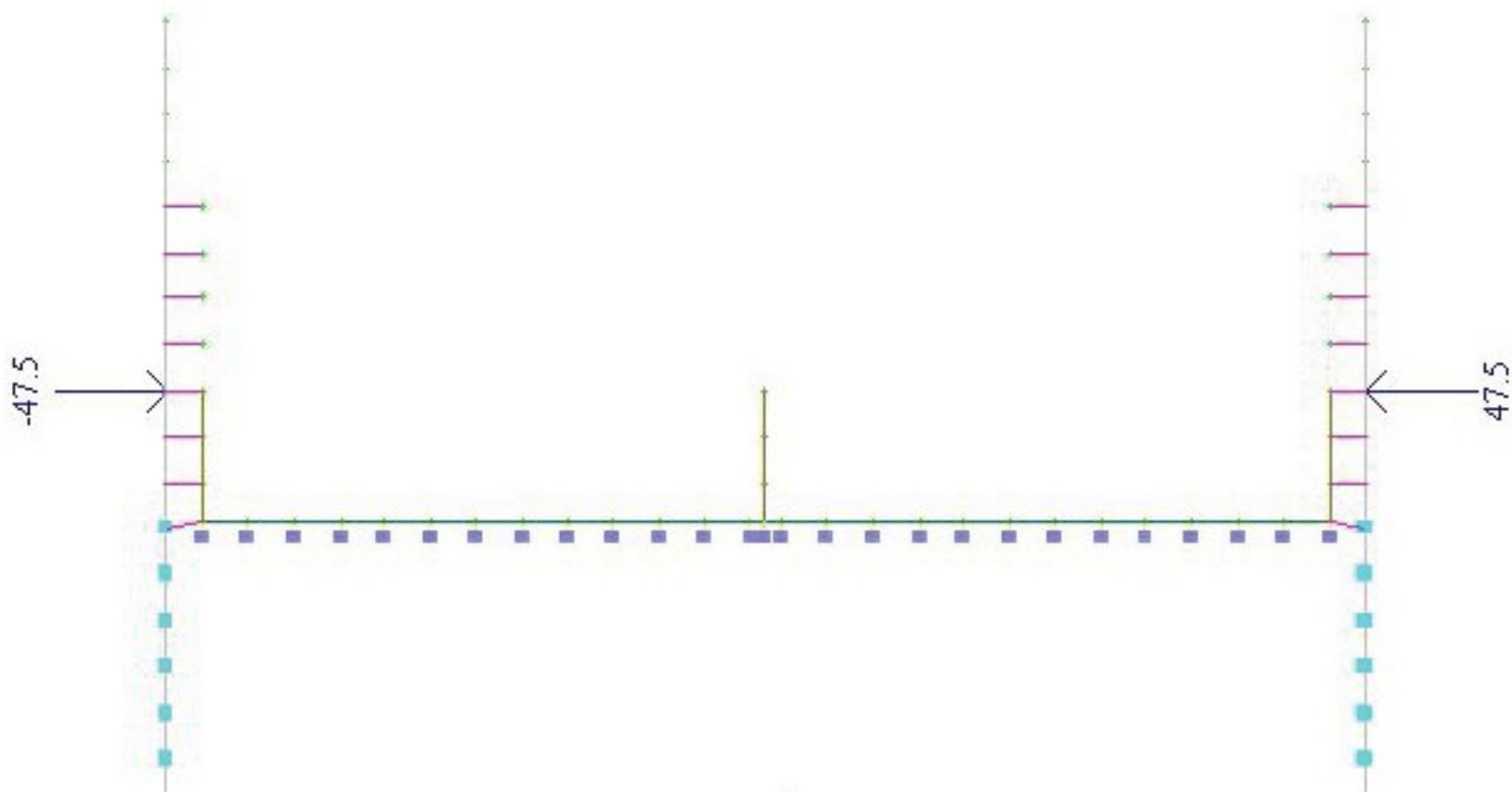
Расчетная схема на 1-ой стадии монтажа (нижняя часть БНС условно не показана)

Грунт по боковой поверхности сваи моделируется КЭ-51

Между лотком и дном котлована устанавливаются односторонние КЭ-262

Между стеной тоннеля и ограждающими котлован сваями устанавливаются элементы трения КЭ-264

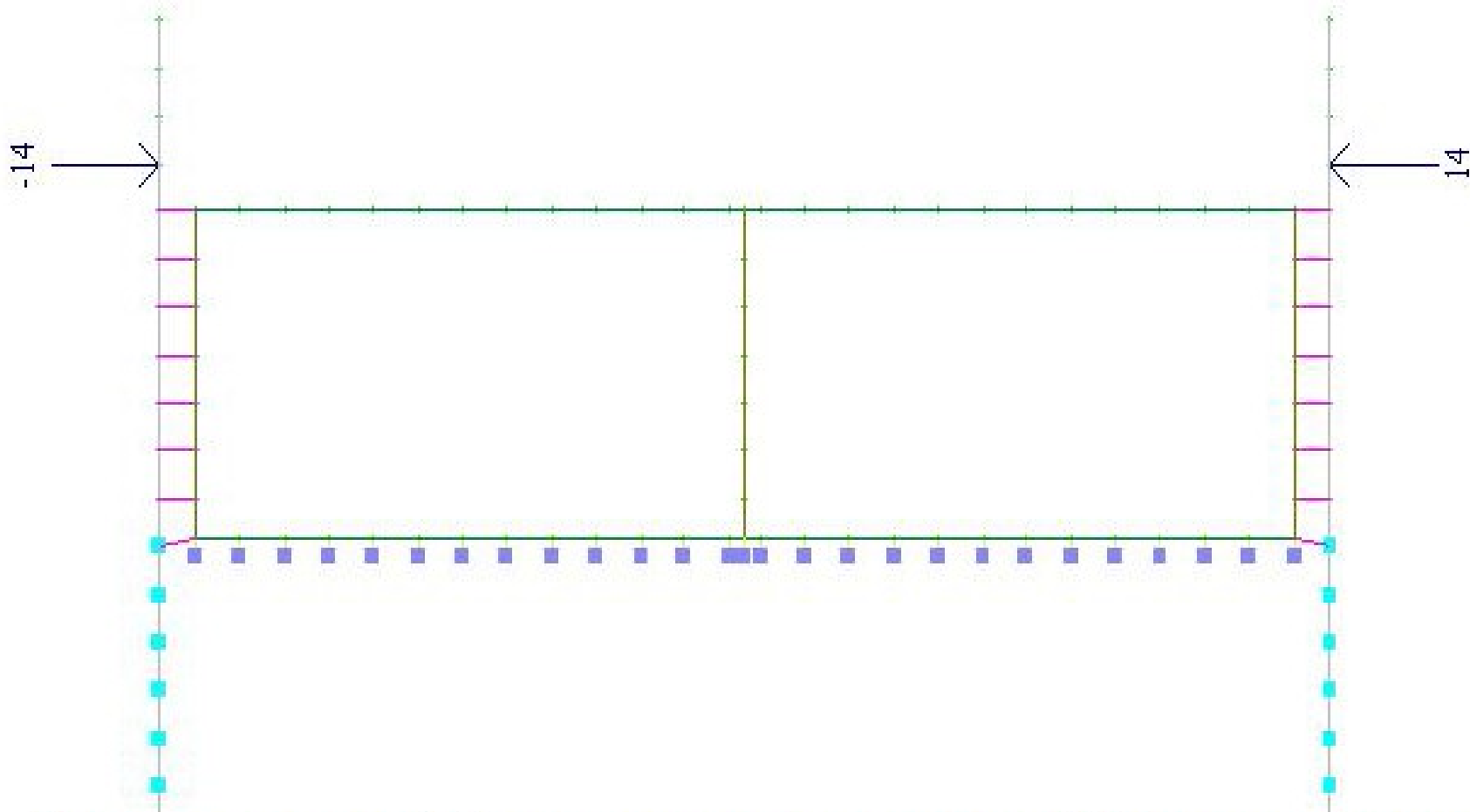
Моделирование демонтажа расстрелов по мере возведения стен



Расчетная схема на 2-ой стадии монтажа (нижняя часть БНС условно не показана)

Демонтаж расстрела — это приложение к расчетной схеме сжимающего усилия, которое этот расстрел воспринимал.

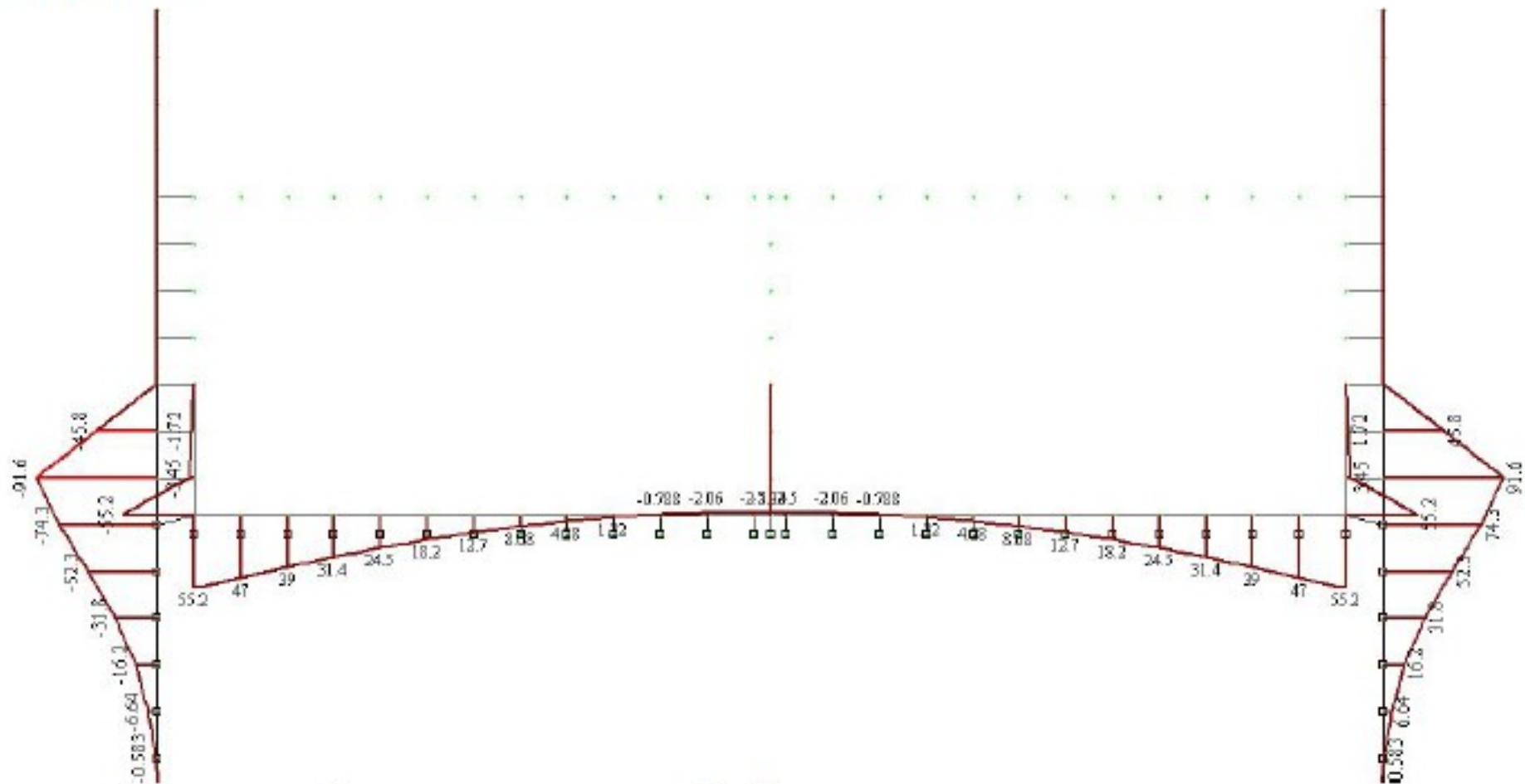
Демонтаж верхнего расстрела



Расчетная схема на 4-ой стадии монтажа(нижняя часть БНС условно не показана)

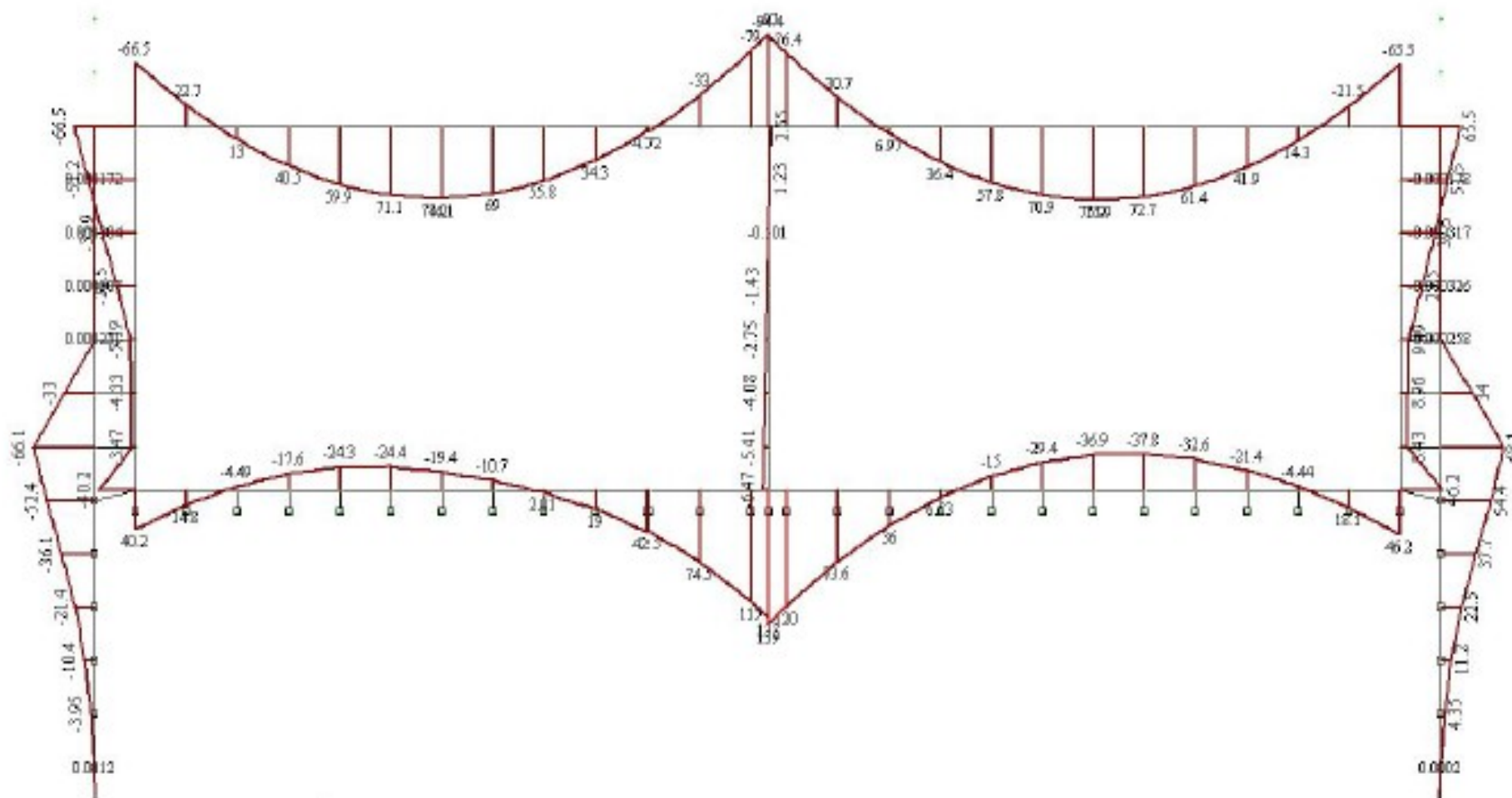
Эпюры моментов на стадии демонтажа нижнего расстрела

Результаты:



Эпюры изгибающих моментов на 2-ой стадии монтажа.

Эпюры моментов на стадии эксплуатации



Спасибо за внимание!