

DOI: 10.34031/2071-7318-2023-8-6-35-47

Мозолов М.В., *Козлова Е.В.

Коломенский институт (филиал) Московского политехнического университета

*E-mail: lizakozlova2014@gmail.com

ВЕРИФИКАЦИЯ СТЕРЖНЕВОЙ И ТВЕРДОТЕЛЬНОЙ МОДЕЛЕЙ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА SCAD РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КЕССОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Аннотация. В соответствии с современными требованиями на проектирование зданий, проектировщики обязаны использовать конструктивные решения, устойчивые к прогрессирующему обрушению. Одним из таких решений является пространственно-работающее перекрытие кессонного типа. Пространственные конструкции являются многократно статически неопределимыми системами и их расчет выполняется на ЭВМ в программных комплексах, основанных на методе конечных элементов. Ребристую модель можно создать из различных типов конечных элементов и получить данные, значительно отличающиеся друг от друга. Одним из способов контроля метода конечных элементов является расчет конструкций при помощи разных моделей.

Цель работы - поиск простой и наиболее точной конечно-элементной модели для расчета ребристого железобетонного кессонного перекрытия.

Работа является продолжением верификационных исследований моделей SCAD расчета железобетонного кессонного перекрытия размером $9,0 \times 11,55$ м. Сравниваются изгибающие моменты в балках, полученные аналитическим методом, при помощи стержневой модели и модели, созданной из объемных элементов.

Значения изгибающих моментов, вычисленные аналитическим способом и при помощи твердотельной модели, имеют близкие значения. Максимальные отклонения МКЭ от аналитического способа расчета составляют от $-0,9$ до $+11,6$ %. Значения изгибающих моментов, вычисленные при помощи твердотельной модели и стержневой, имеют близкие значения. Максимальные отклонения составляют от $-9,7$ до $+6,3$ %. Конечно-элементная модель, расчет которой основан на решении объемной задачи теории упругости, является эффективной, но трудоемкой при ее создании и непростой при анализе полученных данных.

Ключевые слова: железобетонные кессонные перекрытия, конечно-элементная модель, твердотельная объемная модель, изгибающие моменты, верификация, сходимость результата.

Введение. Ребристые железобетонные конструкции перекрытий получили широкое применение в современном монолитном строительстве. По сравнению с безбалочными перекрытиями при наличии главных балок из них создаются более жесткие и устойчивые рамные и рамно-связевые системы. Эффективной, пространственно-работающей конструкцией, является часторебристое перекрытие кессонного типа. В настоящее время, как за рубежом, так и в нашей стране при строительстве ребристых перекрытий получают распространение опалубочные системы Skudome, Holedeck, Победа и другие.

В соответствии с современными требованиями на проектирование зданий (СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения») проектировщики обязаны использовать конструктивные решения объектов нормальной КС-2 и повышенной КС-3 ответственности с определенной устойчивостью против прогрессирующего обрушения. Пространственно-работающие конструкции как раз и относятся к таким решениям. С точки зрения строительной механики пространственные

системы являются многократно статически неопределимыми и их расчет без использования современных компьютерных программ затруднителен, или невозможен. В соответствии с п. 7.1 СП 385.1325800.2018 для расчета сооружений на устойчивость против прогрессирующего обрушения следует использовать пространственную расчетную модель. Кроме этого, в соответствии с требованиями градостроительного законодательства (Градостроительный кодекс РФ от 29.12.2004 № 190-ФЗ, СП 333.1325800.2020 «Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на разных стадиях жизненного цикла») прочностной расчет строительных конструкций объектов, подлежащих экспертизе, в скором времени должен будет выполняться по BIM технологии, путем создания цифровой информационной модели здания. Расчет на ЭВМ осуществляется в программных комплексах, реализующих метод конечных элементов, при котором вычисленные в элементах усилия или напряжения могут оказаться недостоверными и причин этому достаточно. «В методе конечных элементов конструкция с бесконечным числом степеней

свободы заменяется расчетной моделью с конечным числом степеней свободы. Поэтому результат расчета может быть только приближенным. При этом точность решения задачи зависит прежде всего от числа КЭ и выбора функций, аппроксимирующих перемещения или напряжения» [1]. «К сожалению, в программных комплексах могут встречаться конечные элементы, не имеющие сходимости, то есть при сгущении сетки как будто бы имеется сходимость к какому-то решению, но это решение может отстоять очень далеко от точного» [2]. Создав сетку конечных элементов неверной густоты, расчетчик получит результат, значительно отличающийся от правильного [3-6].

Современные программные комплексы включают в себя большой набор различных типов конечных элементов, из которых можно создать ребристую конечно-элементную модель. Авторами работ [2, 3] указывается, что «При составлении компьютерной модели комбинированных систем (плита, подпертая ребрами; плоские или пространственные рамно-связевые системы; плита, опирающаяся на вертикальные стержни и др.) могут возникнуть различные трудности». По состоянию на 2022 г. в работе [7] отмечается, что на современном этапе развития компьютерных расчетов при моделировании ребристых конструкций «До сих пор не предложена оптимальная расчетная схема, с одной стороны, обладающая достаточной простотой для проведения инженерного анализа, а с другой стороны, позволяющая с большой точностью отражать особенность работы элементов перекрытия». Имеющиеся в литературе данные расчета ребристых железобетонных конструкций показывают, что в зависимости от созданной конечно-элементной модели, усилия в балках могут существенно отличаться [8-10]. Например, при расчете железобетонных кессонных перекрытий в моделях, в которых полка плиты задается оболочечными конечными элементами, а ребра стержневыми элементами, отнесенными от полки жесткой вставкой, максимальные отклонения усилий в балках, полученных методом конечных элементов от аналитического расчета, составляют: 50 % [8], 40 %, [9], 22,1 % [10].

Для обоснования надежности расчетов, созданных моделей МКЭ в п.6 ГОСТ Р 57700.10-2018 «Численное моделирование физических процессов. Определение напряженно-деформированного состояния. Верификация и валидация численных моделей сложных элементов конструкций в упругой области» перечислены требования к порядку верификации и валидации расчетной модели для численного моделирования в

упругой области НДС сложных элементов конструкций. Одним из методов контроля полученных данных по МКЭ является расчет конструкции при помощи разных моделей.

Данная работа является продолжением верификационных исследований конечно-элементных моделей вычислительного комплекса SCAD расчета железобетонного кессонного перекрытия размером в плане $9,0 \times 11,55$ м (в осях) [10, рис. 1] на основании уточненного аналитического метода, учитывающего как пролеты конструкции, так и ее ортогональную жесткость [10, 11]. Ранее рассматривалась стержневая конечно-элементная модель, которая показала хорошую сходимость с уточненным аналитическим методом расчета, однако есть предположение, что данная модель не в полной мере учитывает пространственную работу кессонной конструкции [10]. В работах [7, 12, 13] при расчете железобетонных конструкций, рассматриваются пространственные конечно-элементные модели, состоящие из объемных, плоских и линейных элементов. Отмечается, что при помощи моделей, решение которых основано на объемной задаче теории упругости, получается близкая к действительности картина НДС. В работе [14] при анализе причин обрушения конструкций покрытия СОК «Трансвааль-парк» указано, что критические зоны стыковки ребер и скорлупы необходимо изучать на объемных бетонных элементах, а тестовые расчеты показали адекватность объемной модели даже при одном слое элементов по толщине.

Методика выполнения работы предусматривает сравнение усилий – изгибающих моментов, полученных уточненным аналитическим способом, с учетом пролетов и жесткости конструкции, а также методом конечных элементов в вычислительном комплексе SCAD во всех пролетных балках кессонного перекрытия размером в плане $9,0 \times 11,55$ м с кессонами $1,5 \times 1,65$ м (по осям).

Целью работы является поиск простой и наиболее точной конечно-элементной модели для расчета ребристого железобетонного кессонного перекрытия, а также выявление теоретических резервов несущей способности по изгибающему моменту у стержневой модели при сравнении ее с моделью, созданной из объемных элементов.

Материалы и методы исследования. За основу численного эксперимента принята конструкция кессонного перекрытия размером в плане ($L_x \times L_y$) $9,0 \times 11,55$ м с кессонами $1,5 \times 1,65$ м (по осям), данные которой представлены в работе [10]. Высота перекрытия составляет 460 мм, толщина полки 60 мм, ширина ребер балок 200

мм. Конструкция запроектирована из бетона класса В25.

Основная часть. В соответствии с требованиями п. 6.2.5 СП. 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования» и п. 2.1.1.1. Методического пособия [15] для учета ползучести бетона и наличия трещин, как и в работе [10] начальный модуль упругости бетона всей конструкции умножался на коэффициент 0,2.

Выполним расчет конструкции на ЭВМ в вычислительном комплексе SCAD в линейной постановке задачи, как основного исследовательского инструмента строительной механики [16], но с учетом коэффициентов редуцирования начального модуля упругости бетона, учитывающих его ползучесть и трещинообразование [15].

Для создания необходимой густоты сетки конечных элементов и правильного ее расположения в твердотельной модели обратим внимание на ряд требований технических норм и рекомендаций [3-6]. В соответствии с п.п. 5.3.1, 5.3.3 ГОСТ Р 57700.10-2018 «Численное моделирование физических процессов. Определение напряженно-деформированного состояния. Верификация и валидация численных моделей сложных элементов конструкций в упругой области» не допускается при генерации КЭМ с применением твердотельных элементов использовать для тонкостенных конструкций менее трех элементов по толщине, нежелательно использовать тетраэдральные элементы первого порядка при проведении численного моделирования в 3D постановке. Точность расчета зависит не только от типа конечного элемента, но и от способа расположения конечных элементов и их ориентации по отношению к потокам основных напряжений [6]. При

назначении расчетной сетки предпочтение нужно отдавать равносторонним элементам (равносторонний треугольник, квадрат, равносторонний тетраэдр, куб) [3-6]. Если не получается оптимальное разбиение, то для четырехугольных элементов следует ограничить их стремление к «игольчатой форме». Вытянутость четырехугольников рекомендуется ограничить в пределах 0,25...1, а рекомендуемый коэффициент формы должен быть 1...4 [6].

Выполняя данные рекомендации, в «ручном» режиме с разбиением элементарных фигур для объемной модели создана регулярная сетка конечных элементов из пространственного изопараметрического восьмиузлового конечного элемента № 36. Полка по высоте разбита на 3 параллелепипеда размером 33,333(x_1)×32,955(y_1)×20,0(z_1) мм. Ребра состоят из элементов, размером 33,333(x_1)×32,955(y_1)×33,333(z_1) мм. Для удобства приложения равномерно-распределенной нагрузки $q = 0,9$ Т/м² сверху полки по объемным элементам уложена «пленка» из оболочечных конечных элементов КЭ № 41 толщиной 1 мм размером в плане 33,333(x)×32,955(y) мм с физико-механическими характеристиками, соответствующими бетону конструкции. Данная модель состоит из 758688 узлов и 707232 элементов. При расчете конструкции, в протоколе выполнения расчета уведомления о геометрически-изменяемой системе отсутствовало. 3D модель представлена на рисунке 1.

Для объемной модели, состоящей только из одного материала, в нашем случае бетона, величины изгибающих моментов $M_{Bi,x}$, $M_{Bi,y}$ в балках, расположенных вдоль осей X и Y определяются следующим образом [13].

$$M_{Bi,x} = I_x \times \frac{\sigma_{x_{bt,max}} - \sigma_{x_{bc,max}}}{h}, \quad (1)$$

$$M_{Bi,y} = I_y \times \frac{\sigma_{y_{bt,max}} - \sigma_{y_{bc,max}}}{h}, \quad (2)$$

$$\sigma_{x_{bt,max}} = \frac{\sigma_{x_{bt,max,1}} + \sigma_{x_{bt,max,2}} + \dots + \sigma_{x_{bt,max,n}}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{x_{bt,max,i}}}{n}, \quad (3)$$

$$\sigma_{y_{bt,max}} = \frac{\sigma_{y_{bt,max,1}} + \sigma_{y_{bt,max,2}} + \dots + \sigma_{y_{bt,max,n}}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{y_{bt,max,i}}}{n}, \quad (4)$$

$$\sigma_{x_{bc,max}} = \frac{\sigma_{x_{bc,max,1}} + \sigma_{x_{bc,max,2}} + \dots + \sigma_{x_{bc,max,n}}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{x_{bc,max,i}}}{n}, \quad (5)$$

$$\sigma_{y_{bc,max}} = \frac{\sigma_{y_{bc,max,1}} + \sigma_{y_{bc,max,2}} + \dots + \sigma_{y_{bc,max,n}}}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{y_{bc,max,i}}}{n}, \quad (6)$$

где I_x и I_y – моменты инерции балок; h – высота конструкции; n – количество анализируемых конечных элементов; $\sigma_{x_{bt,max}}$ и $\sigma_{y_{bt,max}}$ – усредненные максимальные напряжения растяжения в нижней

крайней фибре бетона; $\sigma_{x_{bc,max}}$, $\sigma_{y_{bc,max}}$ – усредненные максимальные напряжения сжатия в верхней крайней фибре бетона.

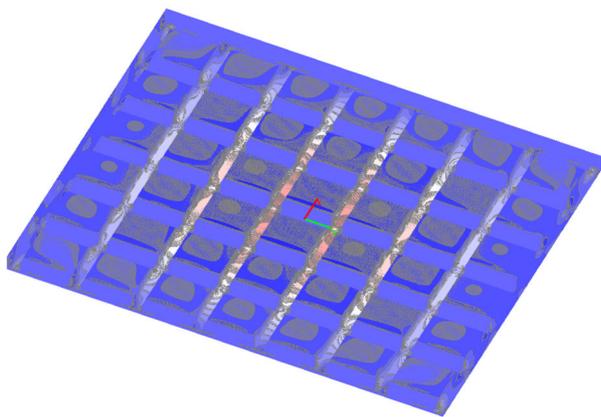


Рис. 1. Конечно-элементная модель, вид снизу. Поля напряжений σ_x

Важным является выбор анализируемого поперечного сечения коротких балок, установленных вдоль оси X. Середина пролета данных балок приходится на место пересечения с длинными балками, в этом месте имеется значительный разброс величин напряжений. Определив необходи-

мое поперечное сечение (~330 мм от центра пересечения балок), начинаем изучать интересные нас напряжения с максимальным значением во всех конечных элементах нижней, а затем верхней зон (рис. 2-6). В случае приложения нагрузки на верхнюю полку конструкции напряжения в консольных участках тавровых балок увеличиваются. Это связано с суммированием напряжений, возникающих от изгиба балок и изгиба полки, опирающейся на ребра. Анализ НДС полки должен включать в себя комбинации загружений (по всей площади, в четных отсеках, в нечетных отсеках, в шахматном порядке, смежные пролеты, полосовая нагрузка...). В случае отсутствия в анализируемом месте нагрузки на полку, напряжения от ее изгиба по причине неразрезности и многопролетности полки могут оказаться другого знака. Поэтому мы должны учитывать в расчете только напряжения от изгиба балок. Для определения напряжений по сечению тавров без учета изгиба полок применялся второй вариант приложения нагрузки, к нижним поверхностям балок (рис. 7).

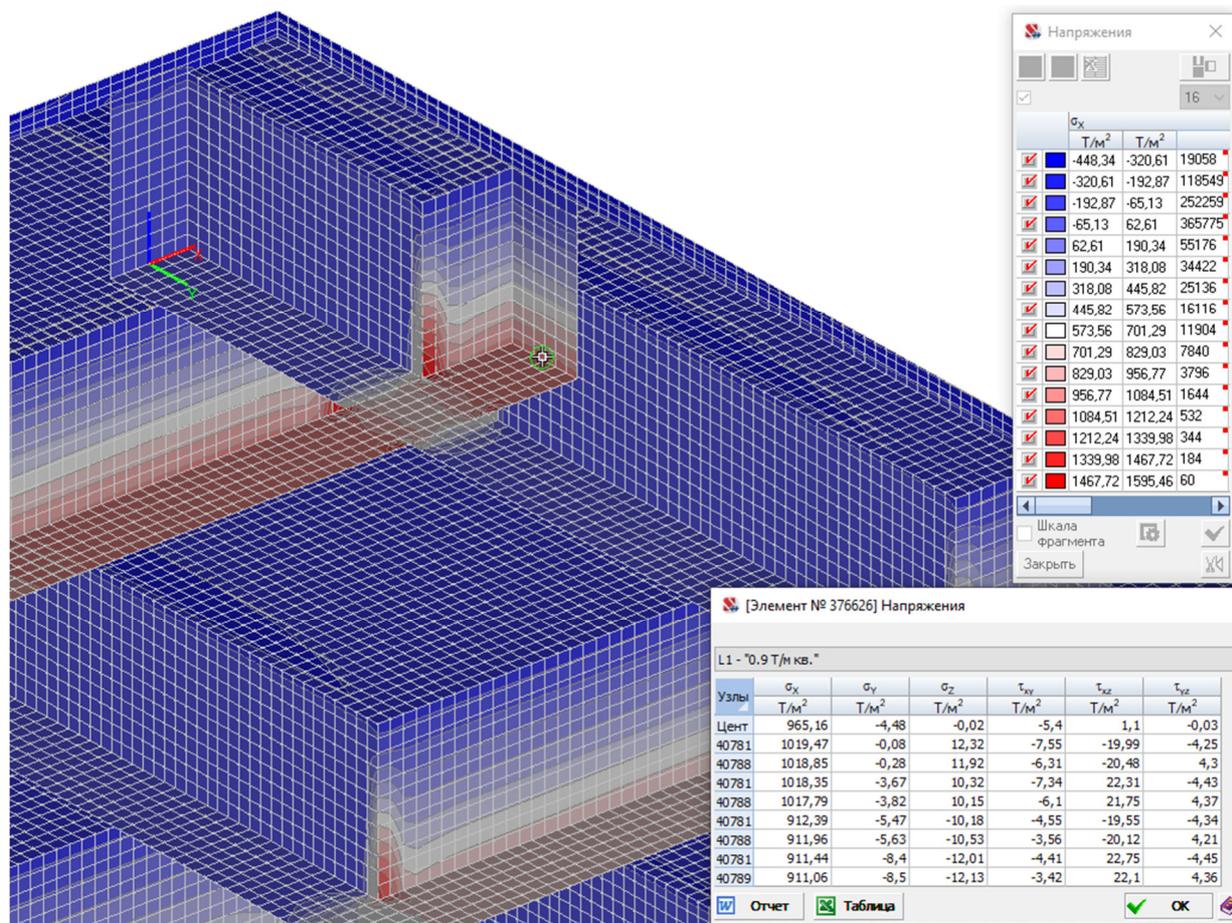


Рис. 2. Фрагмент центральной части перекрытия. Поля напряжений σ_x . Напряжения в нижней зоне балки К3

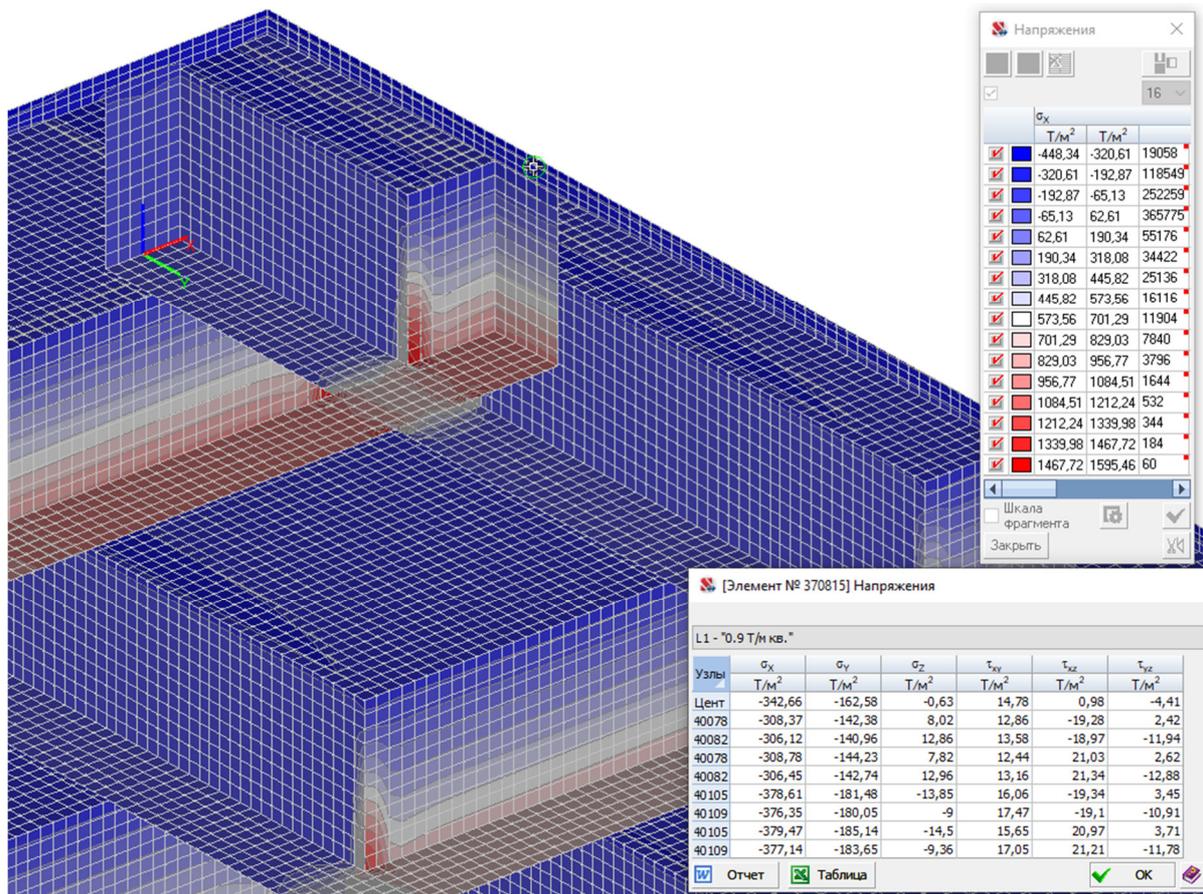


Рис. 3. Фрагмент центральной части перекрытия. Поля напряжений σ_x . Напряжения в верхней зоне балки КЗ

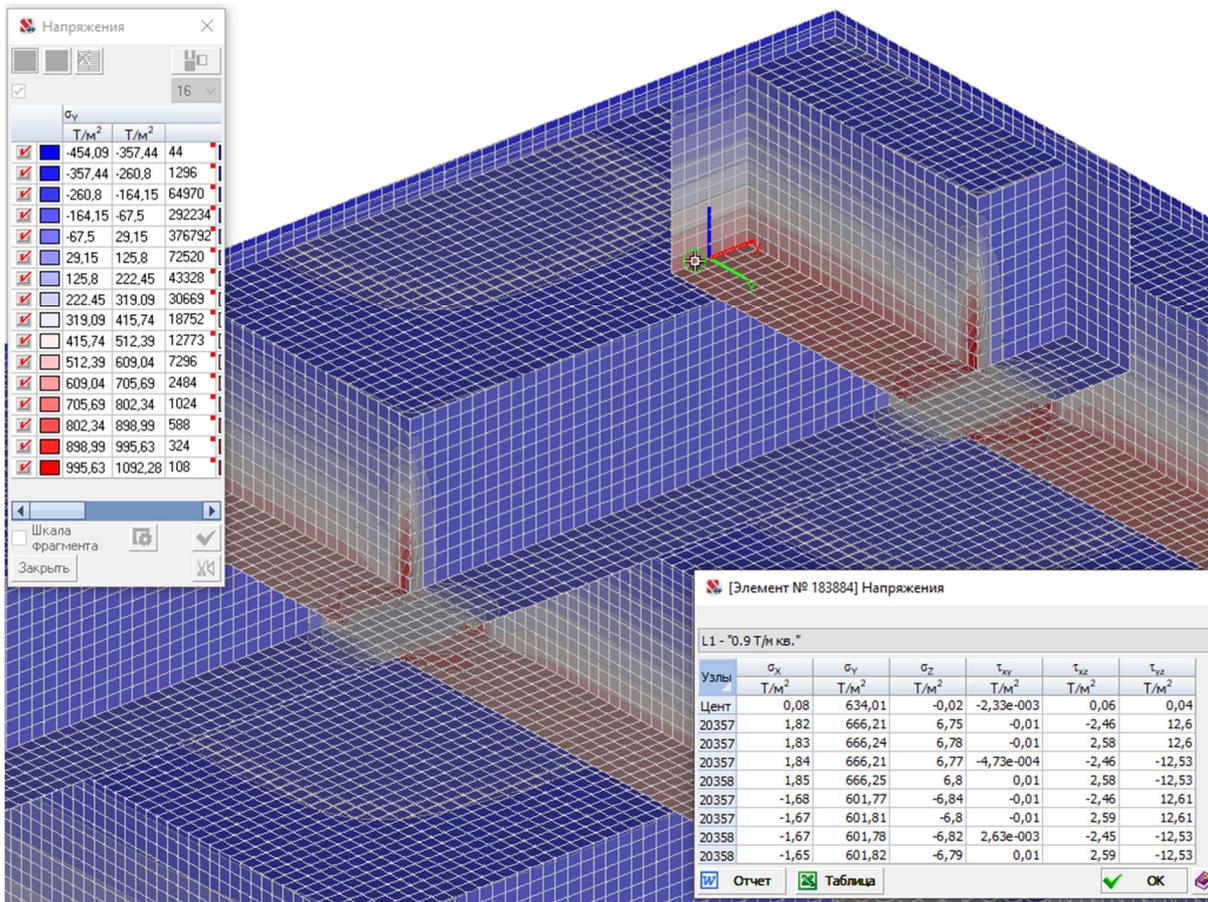


Рис. 4. Фрагмент центральной части перекрытия. Поля напряжений σ_y . Напряжения в нижней зоне балки ДЗ

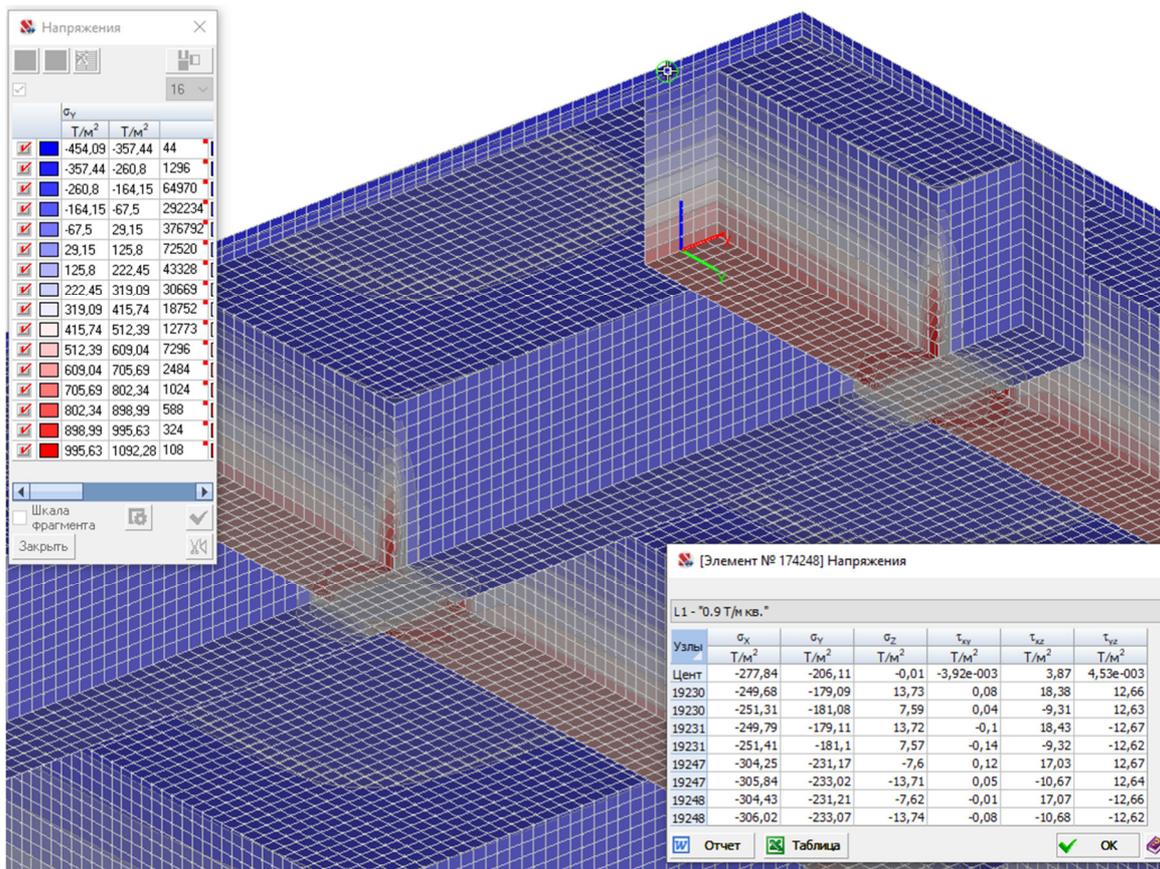


Рис. 5. Фрагмент центральной части перекрытия. Поля напряжений σ_y . Напряжения в верхней зоне балки ДЗ

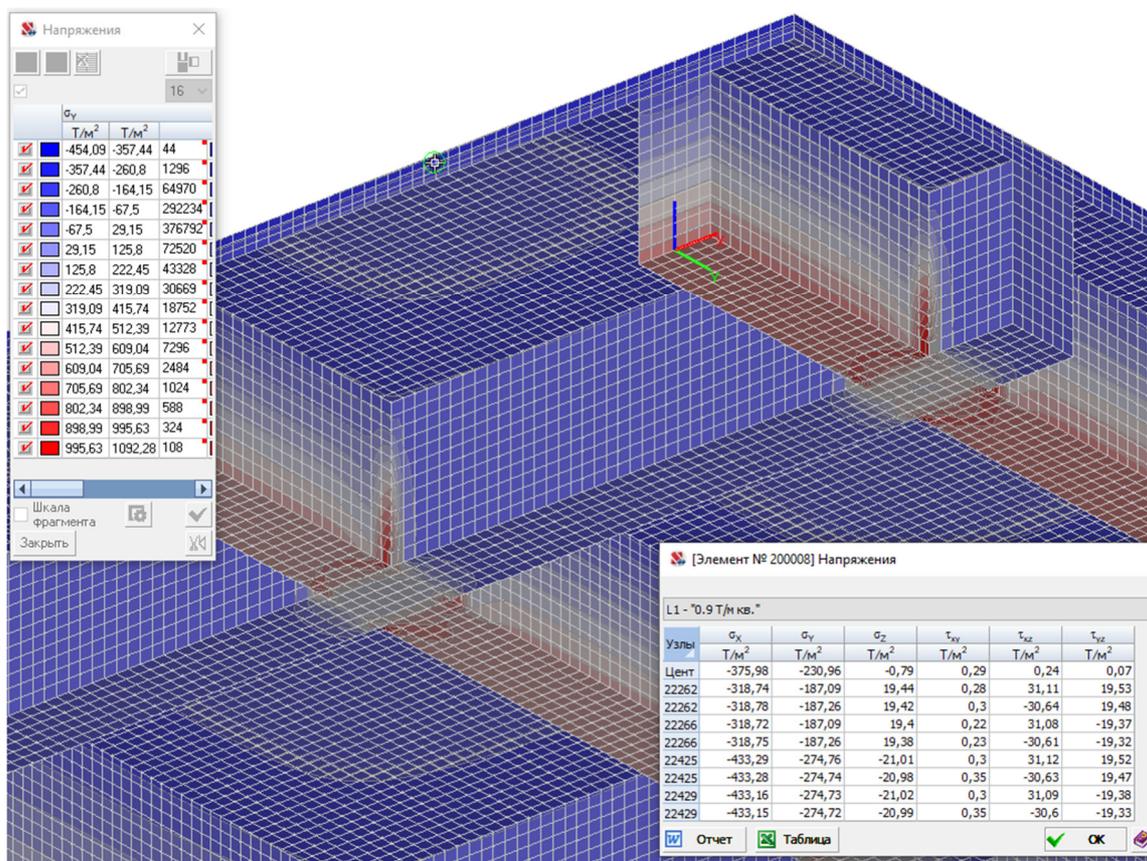


Рис. 6. Фрагмент центральной части перекрытия. Поля напряжений σ_y . Напряжения в консольном участке полки балки ДЗ

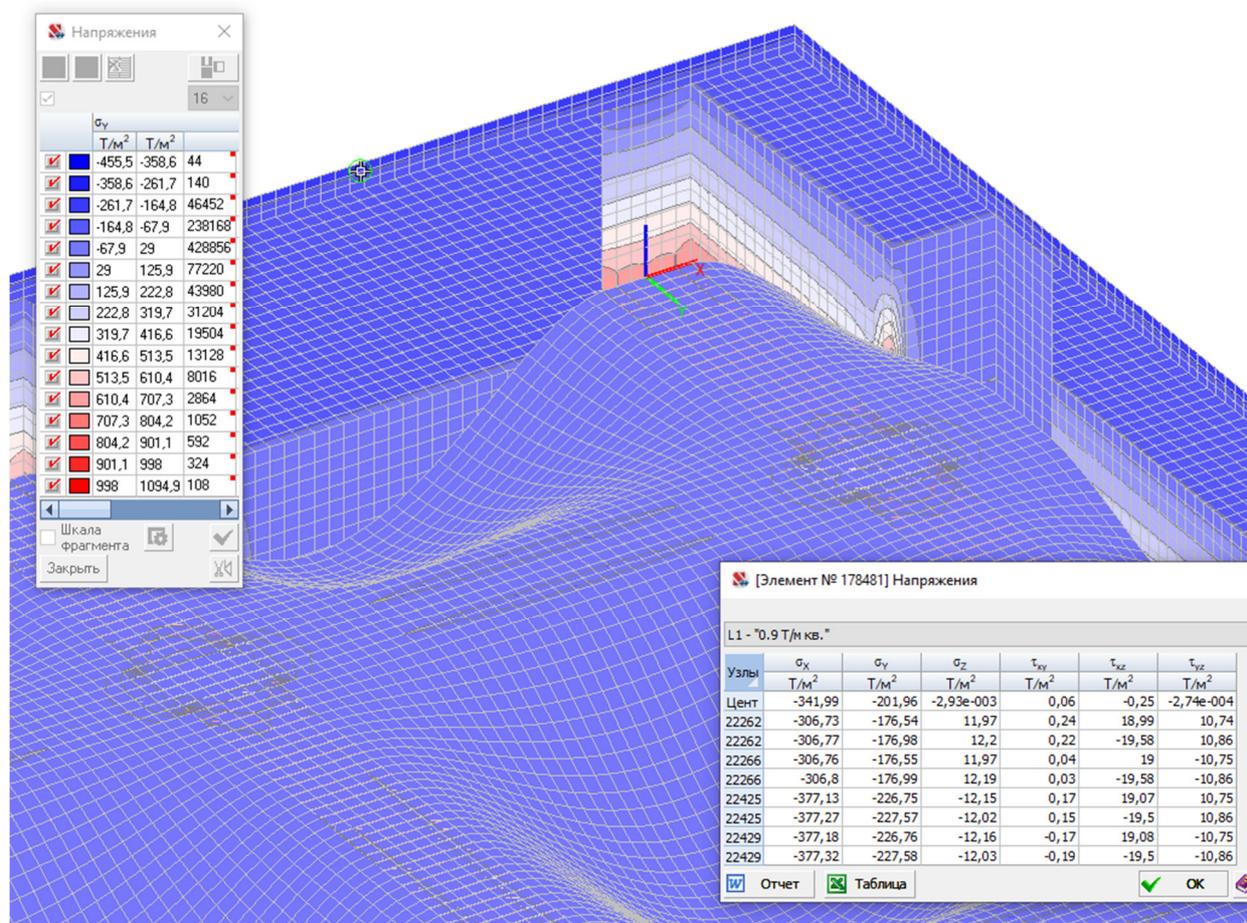


Рис. 7. Фрагмент центральной части перекрытия. Вторая схема приложения нагрузки. Поля напряжений σ_y . Напряжения в консольном участке полки балки ДЗ при приложении нагрузки к нижним поверхностям балок

Максимальные значения напряжений в конечных элементах поперечного сечения балок по нижним и верхним фибрам бетона.

ДЛИННЫЕ БАЛКИ

НАГРУЗКА НА ВЕРХНЮЮ ПОЛКУ ПЛИТЫ

Напряжения σ_y в верхней полке длинных балок таврового сечения по направлению от опоры в пролет. *Жирным выделены значения над ребром балки.

Балка Д1: -176, -178, -180, -181, -182, -183, -183, -183, -182, -180, -179, -176, -174, -170, -167, -163, -159, -156, -154, **-155, -156, -156, -156, -155, -152**, -148, -150, -155, -161, -166, -172, -178, -184, -190, -196, -201, -206, -211, -216, -220, -224, -227, -230, -233. ($\sigma_{y,ср.} = -180 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д2: -237, -238, -239, -240, -240, -240, -239, -238, -237, -235, -233, -230, -227, -224, -221, -217, -213, -210, -209, **-211, -212, -210, -210, -210, -210**, -207, -208, -212, -217, -223, -228, -233, -238, -243, -247, -251, -255, -259, -262, -265, -268, -270, -272, -273. ($\sigma_{y,ср.} = -233 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д3: -275, -275, -274, -274, -273, -271, -269, -267, -265, -262, -259, -255, -251, -247, -243, -238, -234, -231, -230, **-232, -233, -231, -231, -233, -231**, -230, -231, -234, -238, -243, -247, -251, -255, -259, -262, -265, -267, -269, -271, -273, -274, -274, -275, -275. ($\sigma_{y,ср.} = -254 \text{ Т/м}^2$).

Напряжения σ_y в нижней зоне длинных балок по направлению от опоры в пролет.

Балка Д1: 331, 326, 321, 316, 311, 306. ($\sigma_{y,ср.} = 319 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д2: 582, 580, 577, 575, 572, 570. ($\sigma_{y,ср.} = 576 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д3: 666, 666, 666, 666, 666, 666. ($\sigma_{y,ср.} = 666 \text{ Т/м}^2$).

НАГРУЗКА НА НИЖНИЕ ПОВЕРХНОСТИ БАЛОК

Напряжения σ_y в верхней полке длинных балок таврового сечения по направлению от опоры в пролет. *Жирным выделены значения над ребром балки.

Балка Д1: -124, -128, -131, -134, -138, -141, -144, -147, -150, -153, -156, -158, -161, -164, -166, -168, -171, -174, -176, **-176, -171, -167, -167, -169, -171**, -169, -168, -167, -167, -167, -167, -167, -167, -167, -167, -168, -169, -170, -171, -173, -175, -177, -178, -181, -183. ($\sigma_{y,ср.} = -163 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д2: -187, -190, -192, -194, -197, -199, -202, -204, -207, -209, -212, -214, -217, -219, -222, -224, -227, -230, -232, **-233, -228, -222, -221, -227, -231**, -229, -227, -226, -225, -224, -223, -222, -222, -221, -221, -221, -221, -221, -221, -221, -221, -222, -223, -223. ($\sigma_{y,ср.} = -217 \text{ Т/м}^2$).

Балка ДЗ: -225, -226, -227, -228, -229, -231, -232, -233, -235, -236, -238, -239, -241, -243, -243, -246, -248, -251, -253, **-254, -249, -243, -243, -249, -254, -253, -251, -248, -246, -243, -243, -241, -239, -238, -236, -235, -233, -232, -231, -229, -228, -227, -226, -225.** ($\sigma_{y,ср.} = -238 \text{ Т/м}^2$).

Напряжения σ_y в нижней зоне длинных балок по направлению от опоры в пролет.

Балка Д1: 378, 310, 325, 314, 300, 348. ($\sigma_{y,ср.} = 329 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д2: 629, 568, 582, 577, 563, 593. ($\sigma_{y,ср.} = 585 \text{ Т/м}^2$).

Балка Д3: 713, 657, 652, 652, 657, 713. ($\sigma_{y,ср.} = 674 \text{ Т/м}^2$).

КОРОТКИЕ БАЛКИ

НАГРУЗКА НА ВЕРХНЮЮ ПОЛКУ ПЛИТЫ

Напряжения σ_x в верхней полке коротких балок таврового сечения по направлению от опоры в пролет. *Жирным выделены значения над ребром балки.

Балка К1: -128, -131, -133, -136, -138, -141, -144, -147, -150, -153, -156, -160, -163, -167, -170, -174, -177, -181, -184, -187, -189, -192, **-194, -194, -193, -193, -194, -194, -193, -195, -198, -203, -207, -211, -215, -219, -222, -225, -228, -231, -234, -236, -238, -241, -243, -245, -247, -249, -251, -254.** ($\sigma_{x,ср.} = -193 \text{ Т/м}^2$).

Балка К2: -256, -258, -260, -263, -265, -268, -270, -273, -275, -278, -280, -283, -286, -289, -291, -294, -297, -300, -302, -305, -307, -309, **-312, -312, -311, -311, -313, -315, -314, -315, -317, -319, -321, -323, -325, -327, -329, -331, -332, -334, -335, -336, -337, -339, -340, -341, -342, -343, -344, -346.** ($\sigma_{x,ср.} = -308 \text{ Т/м}^2$).

Балка К3: -347, -348, -350, -351, -353, -354, -356, -357, -359, -360, -362, -363, -365, -367, -368, -370, -371, -373, -374, -375, -377, -378, **-379, -379, -377, -377, -379, -380, -380, -380, -380, -381, -381, -381, -381, -381, -381, -381, -380, -380, -380, -379, -379, -379, -379, -379, -379.** ($\sigma_{x,ср.} = -372 \text{ Т/м}^2$).

Напряжения σ_x в нижней зоне коротких балок по направлению от опоры в пролет.

Балка К1: 481, 474, 469, 460, 449, 436. ($\sigma_{x,ср.} = 462 \text{ Т/м}^2$).

Балка К2: 838, 836, 836, 832, 823, 812. ($\sigma_{x,ср.} = 830 \text{ Т/м}^2$).

Балка К3: 1015, 1019, 1019, 1019, 1015, 1006. ($\sigma_{x,ср.} = 1016 \text{ Т/м}^2$).

НАГРУЗКА НА НИЖНИЕ ПОВЕРХНОСТИ БАЛОК

Напряжения σ_x в верхней полке коротких балок таврового сечения по направлению от опоры в пролет. *Жирным выделены значения над ребром балки.

Балка К1: -130, -133, -135, -138, -140, -143, -146, -149, -151, -154, -158, -161, -165, -169, -173, -177, -181, -186, -190, -195, -199, -203, **-205, -203, -200, -200, -202, -204, -204, -204, -206, -209, -212, -216, -219, -222, -225, -228, -231, -234, -237, -239, -242, -244, -247, -249, -251, -254, -256, -258.** ($\sigma_{x,ср.} = -198 \text{ Т/м}^2$).

Балка К2: -260, -263, -265, -267, -269, -272, -274, -276, -279, -281, -284, -287, -290, -293, -296, -299, -303, -307, -311, -315, -319, -322, **-324, -323, -320, -320, -323, -326, -327, -326, -327, -327, -328, -330, -331, -332, -334, -335, -337, -338, -340, -341, -343, -344, -345, -347, -348, -349, -350, -352.** ($\sigma_{x,ср.} = -314 \text{ Т/м}^2$).

Балка К3: -353, -354, -356, -357, -358, -359, -361, -362, -364, -365, -367, -368, -370, -372, -374, -376, -379, -381, -384, -387, -390, -392, **-393, -391, -387, -387, -391, -394, -394, -393, -392, -390, -389, -388, -388, -387, -386, -386, -386, -386, -386, -385, -385, -385, -385, -385, -385, -385, -385.** ($\sigma_{x,ср.} = -380 \text{ Т/м}^2$).

Напряжения σ_x в нижней зоне коротких балок по направлению от опоры в пролет.

Балка К1: 500, 466, 471, 456, 447, 442. ($\sigma_{x,ср.} = 464 \text{ Т/м}^2$).

Балка К2: 859, 834, 840, 829, 822, 820. ($\sigma_{x,ср.} = 834 \text{ Т/м}^2$).

Балка К3: 1033, 1018, 1023, 1019, 1014, 1019. ($\sigma_{x,ср.} = 1021 \text{ Т/м}^2$).

Усредненные максимальные величины напряжений в верхних и нижних фибрах бетона балок представлены в таблице 1.

Таблица 1

Усредненные максимальные напряжения по верхней и нижней граням балок

Место приложения нагрузки		Усредненные максимальные напряжения, Т/м ²					
		Балка вдоль оси X			Балка вдоль оси Y		
		К1	К2	К3	Д1	Д2	Д3
К верхней полке	Верхняя зона	-193	-308	-372	-180	-233	-254
	Нижняя зона	462	830	1016	319	576	666
К нижней поверхности	Верхняя зона	-198	-314	-380	-163	-217	-238
	Нижняя зона	464	834	1021	329	585	674

Вычислим изгибающие моменты в балках. Моменты инерции I_x и I_y определены в стержневой конечно-элементной модели ВК SCAD работы [10].

Балка, расположенная вдоль оси X: $I_x = 343697 \text{ см}^4$.

Балка, расположенная вдоль оси Y: $I_y = 333413,73 \text{ см}^4$.

ПРИЛОЖЕНИЕ НАГРУЗКИ НА ВЕРХНЮЮ ПОЛКУ

Балка К1

$$M_{BK1} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{462+193}{0,46} = 4,89 \text{ Тм}, \quad (7)$$

Балка К2

$$M_{BK2} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{830+308}{0,46} = 8,5 \text{ Тм}, \quad (8)$$

Балка К3

$$M_{BK3} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{1016+372}{0,46} = 10,37 \text{ Тм}, \quad (9)$$

Балка Д1

$$M_{BD1} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{319+180}{0,46} = 3,62 \text{ Тм}, \quad (10)$$

Балка Д2

$$M_{BD2} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{576+233}{0,46} = 5,86 \text{ Тм}, \quad (11)$$

Балка Д3

$$M_{BD3} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{666+254}{0,46} = 6,67 \text{ Тм}, \quad (12)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ НАГРУЗКИ НА НИЖНЮЮ ПОВЕРХНОСТЬ БАЛОК

Балка К1

$$M_{BK1} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{464+198}{0,46} = 4,95 \text{ Тм}, \quad (13)$$

Балка К2

$$M_{BK2} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{834+314}{0,46} = 8,58 \text{ Тм}, \quad (14)$$

Балка К3

$$M_{BK3} = I_x \times \frac{\sigma_{xbt,max} - \sigma_{xbc,max}}{h} = \frac{343697}{10^8} \times \frac{1021+380}{0,46} = 10,47 \text{ Тм}, \quad (15)$$

Балка Д1

$$M_{BD1} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{329+163}{0,46} = 3,57 \text{ Тм}, \quad (16)$$

Балка Д2

$$M_{BD2} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{585+217}{0,46} = 5,81 \text{ Тм}, \quad (17)$$

Балка Д3

$$M_{BD3} = I_y \times \frac{\sigma_{ybt,max} - \sigma_{ybc,max}}{h} = \frac{333413,73}{10^8} \times \frac{674+238}{0,46} = 6,61 \text{ Тм}. \quad (18)$$

Прогиб центра перекрытия стержневой конечно-элементной модели составил $f = 47,43$ мм, модели из объемных конечных элементов $f = 40,98$ мм, что можно объяснить влиянием жесткости мест пересечения балок. В стержневой модели это можно учесть, установив в узлы балок жесткие вставки [17].

Данные аналитического расчета и компьютерных моделей представлены в таблице 2.

Выводы.

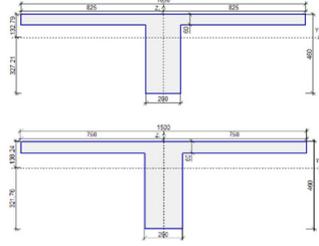
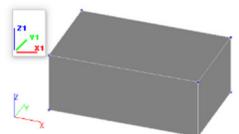
1. Значения изгибающих моментов в балках шарнирно-опертого по контуру перекрытия прямоугольного в плане с прямоугольными кессонами, вычисленные при помощи аналитического способа расчета с учетом величин пролетов и жесткости конструкции, а также методом конечных элементов ВК SCAD при помощи модели, состоящей из объемных конечных элементов с

приложением нагрузки на верхнюю полку, имеют близкие значения. Максимальные отклонения метода конечных элементов от аналитического способа расчета составляют от -1,9 до +13 %.

2. Значения изгибающих моментов в балках шарнирно-опертого по контуру перекрытия прямоугольного в плане с прямоугольными кессонами, вычисленные при помощи аналитического способа расчета с учетом величин пролетов и жесткости конструкции, а также методом конечных элементов ВК SCAD при помощи модели, состоящей из объемных конечных элементов с приложением нагрузки на нижние грани балок, имеют близкие значения. Максимальные отклонения метода конечных элементов от аналитического способа расчета составляют от -0,9 до +11,6 %.

Таблица 2

Сравнение значений изгибающих моментов в балках кессонного перекрытия ($L_x \times L_y$) 9,0 × 11,55 м с кессонами 1,5 × 1,65 м (в осях), полученные аналитическим методом и при помощи компьютерных моделей вычислительного комплекса SCAD

Метод расчета	Изгибающие моменты M, Тм						
	Балка вдоль оси X			Балка вдоль оси Y			
	К1	К2	К3	Д1	Д2	Д3	
Аналитический [10]	4,76 100 %	8,52 100 %	10,57 100 %	3,2 100 %	5,48 100 %	6,3 100 %	
Балочная модель [10] 	5,18 108,8 %	9,33 109,5 %	11,6 109,7 %	3,36 105%	5,76 105,1%	6,64 105,4%	
Тавровые балки – пространственный стержень тип КЭ 5							
Твердотельная модель из объемных конечных элементов тип КЭ 36 	Нагрузка сверху	4,89 102,7 % (94,4 %)	8,5 99,8 % (91,1 %)	10,37 98,1 % (89,4 %)	3,62 113 % (107,7 %)	5,86 106,9 % (101,7 %)	6,67 105,9 % (102 %)
	Нагрузка снизу	4,95 104 % (95,6 %)	8,58 100,7 % (92 %)	10,47 99,1 % (90,3 %)	3,57 111,6 % (106,3 %)	5,81 106 % (100,9 %)	6,61 104,9 % (99,6 %)

*Примечание: в скобках представлены данные при сравнении твердотельной модели с балочной КЭМ

3. Значения изгибающих моментов в балках шарнирно-опертого по контуру перекрытия прямоугольного в плане с прямоугольными кессонами, вычисленные методом конечных элементов BK SCAD при помощи модели, состоящей из объемных конечных элементов с приложением нагрузки на верхнюю полку и стержневой модели, имеют близкие значения. Максимальные отклонения объемной модели от стержневой составляют от -10,6 до +7,7 %.

4. Значения изгибающих моментов в балках шарнирно-опертого по контуру перекрытия прямоугольного в плане с прямоугольными кессонами, вычисленные методом конечных элементов BK SCAD при помощи модели, состоящей из объемных конечных элементов с приложением нагрузки на нижние грани балок и стержневой модели, имеют близкие значения. Максимальные отклонения объемной модели от стержневой составляют от -9,7 до +6,3 %.

5. Теоретических запасов несущей способности по изгибающему моменту у стержневой конечно-элементной модели по сравнению с моделью из объемных элементов не выявлено. Имеющиеся отклонения значений изгибающих мо-

ментов моделей можно объяснить математическими особенностями расчета метода конечных элементов и сложностью анализа твердотельной модели.

6. Конечно-элементная модель, расчет которой основан на решении объемной задачи теории упругости, является эффективной верификационной моделью изучения сложных систем, но трудоемкой при ее создании и непростой при анализе полученных данных. Твердотельную модель, состоящую из объемных, плоских и линейных конечных элементов можно рекомендовать только для расчета отдельных конструкций или их критических зон.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Хечумов Р.А., Кепплер Х., Прокопьев В.И. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций. М.: АСВ, 1994. 351 с.
2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2005. 344 с.
3. Городецкий А.С., Барабаш М.С., Сидоров В.Н. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики. М.: АСВ, 2016. 337 с.

4. Секулович М. Метод конечных элементов. М.: Стройиздат; 1993. 664 с.
5. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: ДМК Пресс; 2007. 600 с.
6. Перельмутер А.В. Беседы о строительной механике. М.: Издательство SCAD Soft, Издательский дом АСВ; 2016. 304 с.
7. Никитин К.Е., Кирсанов О.А. Сравнительное исследование конечно-элементных методов расчета ребристых железобетонных перекрытий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. №18(3). С. 242–254. DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-3-242-254.
8. Малахова А.Н. Монолитные кессонные перекрытия зданий // Вестник МГСУ. 2013. № 1. С. 79–86.
9. Шибаета В.Д. Исследование напряженно-деформированного состояния монолитных кессонных перекрытий // Молодой ученый. 2021. № 16(358). С. 119-123.
10. Мозголов М.В., Козлова Е.В. Верификация моделей SCAD железобетонного кессонного перекрытия на основе аналитического метода расчета, учитывающего пролеты и жесткость конструкции // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2023. №2. С. 29–40. DOI: 10.34031/2071-7318-2022-8-2-29-40
11. Мозголов М.В., Козлова Е.В. О применении жесткостей аналитического метода расчета прямых железобетонных кессонных перекрытий. Часть 2. Расчет с относительной жесткостью балок // Вестник НИЦ «Строительство». 2022. №35(4). С. 62–79. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-2(33)-60-138
12. Алямовский А.А. Инженерные расчеты в SolidWorks Simulation. М.: ДМК Пресс. 2010, 464 с.
13. Пекин Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкция. М.: АСВ, 2010. 440 с.
14. Белостоцкий А.М., Дубинский С.И. Анализ причин обрушения конструкций покрытия СОК «Трансвааль-парк». ANSYS SOLUTIONS // Инженерно-технический журнал. Русская редакция. 2007. С. 5–12.
15. Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве». Плоские безбалочные железобетонные перекрытия: [Электронный ресурс]. Москва; 2017. URL: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp60_2017.pdf (дата обращения 20.02.2023)
16. Перельмутер А.В., Тур В.В. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. №13(3). С. 86–102. DOI: 10.22337/1524-5845-2017-13-3-86-102
17. Мозголов М.В., Белан Е.А. О влиянии абсолютно жестких вставок на напряженно-деформированное состояние балок железобетонных кессонных перекрытий при расчете конструкций в вычислительном комплексе SCAD // Всероссийская научно-практическая конференция «Наука-Общество-Технологии-2022». ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет» 2022. С. 211–219.

Информация об авторах

Мозголов Михаил Валентинович, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительное производство». E-mail: mvmozgolov@yandex.ru. Коломенский институт (филиал) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет». Россия, 140402, Коломна, ул. Октябрьской революции, д. 408.

Козлова Елизавета Вадимовна, студент 4-го года обучения направления «Строительство». E-mail: lizakozlova2014@gmail.com. Коломенский институт (филиал) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», Россия, 140402, Коломна, ул. Октябрьской революции, д. 408.

Поступила 03.03.2023 г.

© Мозголов М.В., Козлова Е.В., 2023

Mozgolov M.V., *Kozlova E.V.

Kolomna Institute (branch) Moscow Polytechnic University

**E-mail: lizakozlova2014@gmail.com*

VERIFICATION OF CORE AND SOLID-STATE MODELS OF THE SCAD COMPUTING COMPLEX FOR THE CALCULATION OF REINFORCED-CONCRETE WAFFLE SLAB FLOOR SYSTEM

Abstract. In accordance with modern requirements for the design of buildings, designers are needed to use structural solutions that are resistant to progressive collapse. A space-working caisson-type overlap is

one of such solutions. Spatial constructions are repeatedly statically indeterminate systems and their calculation is performed on a computer in software complexes based on the finite element method. A ribbed model can be created from various types of finite elements and get data that varies. One of the ways to control the finite element method is to calculate structures using different models. The purpose of the work is to search for the simplest and most accurate finite element model for calculating a ribbed reinforced concrete waffle slabs.

The work is a continuation of verification studies of SCAD models for calculating reinforced concrete waffle slabs with a size of 9.0×11.55 m. The bending moments in the beams obtained by the analytical method using a rod model and a model created from three-dimensional elements are compared. The values of bending moments calculated analytically and using a solid-state model have similar values. The maximum deviations of the FEM from the analytical method of calculation are from -0.9 to $+11.6$ %. The values of bending moments calculated using a solid-state model and a rod model have similar values. The maximum deviations range from -9.7 to $+6.3$ %. The finite element model, the calculation of which is based on solving the volumetric problem of elasticity theory, is effective, but time-consuming to create and difficult to analyze the data obtained.

Keywords: reinforced concrete waffle slabs, finite element model, solid-state volumetric model, bending moments, verification, convergence of the result.

REFERENCES

1. Khechumov R.A., Keppler Kh., Prokop'ev V.I. Application of the finite element method to the calculation of structures [Primenenie metoda konechnykh elementov k raschetu konstruktsiy]. Moscow: ASV Publ., 1994. 351 p. (rus)
2. Gorodetskiy A.S., Evzerov I.D. Computer models of structures [Komp'yuternye modeli konstruktsiy]. Kyiv: Fakt Publ., 2005. 344 p. (rus)
3. Gorodetskiy A.S., Barabash M.S., Sidorov V.N. Computer modeling in tasks of constructions [Komp'yuternoe modelirovanie v zadachakh stroitel'noy mekhaniki]. Moscow: ASV Publ., 2016. 337 p. (rus)
4. Sekulovich M. Finite element method. [Metod konechnykh elementov]. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1993. 664 p. (rus)
5. Perel'muter A.V., Slivker V.I. Design models of structures and the possibility of their analysis [Raschetnye modeli sooruzheniy i vozmozhnost' ikh analiza]. Moscow: DMK Press Publ.; 2007. 600 p. (rus)
6. Perel'muter A.V. Conversations about construction mechanics [Besedy o stroitel'noy mekhanike]. Moscow: SCAD Soft Publ., ASV Publ., 2016. 304 p. (rus)
7. Nikitin K.E., Kirsanov O.A. Comparative study of finite element methods of calculation of ribbed reinforced concrete floors [Sravnitel'noe issledovanie konechno-elementnykh metodik rascheta rebristykh zhelezobetonnykh perekrytiy]. Construction mechanics of engineering structures and structures. 2022. No. 18(3). Pp. 242–254. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-3-242-254 (rus)
8. Malakhova A.N. Monolithic caisson floors of buildings [Monolitnye kessonnye perekrytiya zdaniy]. Vestnik MGSU. 2013. No 1. Pp. 79–86. (rus)
9. Shibaeva V.D. Investigation of the stress-strain state of monolithic coffered ceilings [Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya monolitnykh kessonnykh perekrytiy]. Molodoi uchenyi. 2021. No. 16 (358). Pp. 119–123 (rus)
10. Mozgolov M.V., Kozlova E.V. Verification of SCAD models of reinforced concrete coffered floor based on an analytical calculation method that takes into account spans and structural rigidity [Verifikatsiya modeley SCAD zhelezobonnogo kessonnogo perekrytiya na osnove analiticheskogo metoda rascheta, uchityvayushchego prolety i zhestkost' konstruktsii]. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2023. No. 2. Pp. 29–40. DOI: 10.34031/2071-7318-2022-8-2-29-40. (rus)
11. Mozgolov M.V., Kozlova E.V. Use of analytical method for calculating stiffnesses of straight waffle slabs. Part 2. Calculation using relative stiffness of beams [O primenenii zhestkostey analiticheskogo metoda rascheta pryamykh zhelezobetonnykh kessonnykh perekrytiy. Chast' 2. Raschet s otноситel'noy zhestkost'yu balok]. Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2022. No. 35(4). Pp. 62–79. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-4(35)-62-79 (rus)
12. Alyamovskiy A.A. Engineering calculations in SolidWorks Simulation [Inzhenernye raschety v SolidWorks Simulation]. Moscow: DMK Press Publ., 2010. 464 p. (rus)
13. Pekin D.A. Plate steel-reinforced concrete construction [Plitnaya stalezhelezobonnaya konstruktsiya]. Moscow: DIA, 2010. 440 p. (rus)
14. Belostotsky A.M., Dubinsky S.I. Analysis of the causes of the collapse of the structures of the coating of the Transvaal Park SOC [Analiz prichin obrusheniya konstruktsiy pokrytiya SOK «Transvaal'-park»]. ANSYS SOLUTIONS. Engineering and Technical Journal. Russian edition. 2007. Pp. 5–12.
15. Ministerstvo stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo khozyaystva Rossiyskoy Federatsii,

Federal'noe avtonomnoe uchrezhdenie «Federal'nyy tsentr normirovaniya, standarti-zatsii i otsenki sootvetstviya v stroitel'stve» flat girderless reinforced concrete floors [Ploskie bezbalochnye zhelezobetonnnye perekrytiya: Moscow, 2017. URL: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp60_2017.pdf (date of treatment: 20.02.2023) (rus)

16. Perelmuter A.V., Tur V.V. Whether we are ready to proceed to a nonlinear analysis at designing? [Gotovy li my pereyti k nelineynomu analizu pri proektirovaniy?] International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. No.

13(3). Pp. 86–102. DOI:10.22337/1524-5845-2017-13-3-86-102 (rus)

17. Mozgolov M.V., Belan E.A. On the effect of absolutely rigid inserts on the stress-strain state of reinforced concrete coffered beams when calculating structures in the SCAD computing complex [O vliyaniy absolutno zhestkikh vstavok na napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie balok zhelezobetonnnykh kessonnykh perekrytiy pri raschete konstruktсий v vychislitel'nom komplekse SCAD]. Vserossiyskaya nauchno-prakticheskaya konferentsiya «Nauka-Obshchestvo-Tekhnologii-2022». FGAOU VO «Moskovskiy politekhnicheskiy universitet» 2022. Pp. 211–219 (rus)

Information about the authors

Mozgolov, Mikhail V. PhD. E-mail: mvmozgolov@yandex.ru. Kolomna Institute (branch) of the Moscow Polytechnic University. Russia, 140402, Kolomna, October Revolution str., 408.

Kozlova, Elizaveta V. 4rd year student on "Construction", E-mail: lizakozlova2014@gmail.com. Kolomna Institute (branch) of the Federal State Autonomous Educational Institution of Higher Education "Moscow Polytechnic University" Russia, 140402, Kolomna, October Revolution str., 408.

Received 03.03.2023

Для цитирования:

Мозголов М.В., Козлова Е.В. Верификация стержневой и твердотельной моделей вычислительного комплекса SCAD расчета железобетонного кессонного перекрытия // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2023. № 6. С. 35–47. DOI: 10.34031/2071-7318-2023-8-6-35-47

For citation:

Mozgolov M.V., Kozlova E.V. Verification of core and solid-state models of the scad computing complex for the calculation of reinforced-concrete waffle slab floor system. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2023. No. 6. Pp. 35–47. DOI: 10.34031/2071-7318-2023-8-6-35-47