



УДК 624.01

doi: 10.55287/22275398_2026_58_67

СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПОКРЫТИЯ ШЕРСТОПРЯДИЛЬНОЙ ФАБРИКИ ГАТТИ СИСТЕМЫ ПЬЕРА ЛУИДЖИ НЕРВИ

М. В. Мозголов**В. В. Костюков****В. В. Сорока**

Коломенский институт (филиал) федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования «Московский политехнический университет», г. Коломна

Аннотация

Перекрытия могут быть плоскими безбалочными, плоскими с опиранием на капители колонн, балочными и кессонными. Такие решения массово рассматриваются в литературе. Кроме этого, имеются конструкции, основанные на природных принципах строения. Одним из таких решений является покрытие шерстопрядильной фабрики Гатти в Риме, спроектированное итальянским инженером Пьером Луиджи Нерви. На первый взгляд можно сказать, что данное покрытие сложное как при проектировании, так и при производстве работ. Возникает вопрос: по какой причине инженер принял решение выполнить конструкцию в данном виде? П.Л. Нерви пришлось работать в эпоху правления Национальной фашистской партии под руководством Б. Муссолини. Результатом этого правления стало эмбарго, запрещающее торговлю западным странам с Италией, что привело к острому дефициту и высокой стоимости строительных материалов, которых не было в Италии. К таким материалам относится сталь и дерево. Сталь нужна для армирования железобетона, а дерево для съемной опалубки. Можно ли обойтись в железобетоне минимальным количеством металла и без деревянной опалубки? Можно, используя природные принципы распределения усилий и применяя несъемную опалубку, так решил П. Л. Нерви.

В статье рассматривается напряженно-деформированное состояние конечно-элементной модели, созданной в вычислительном комплексе SCAD конструкции покрытия шерстопрядильной фабрики Гатти. Главными балками покрытия являются криволинейные балки, опирающиеся на капители колонн. Их геометрия в плане полностью соответствует изостатической диаграмме растягивающих напряжений, действующих по нижней поверхности плиты при отсутствии подкрепления ее ребрами. Первоначальной ролью прямой и овальной балок является создание ребер кессонов несъемной опалубки из армоцемента. В покрытии данные элементы улучшают совместную работу ребер и полки главных тавровых балок, а также выполняют функции второстепенных балок. В нижней зоне плиты возникают незначительные растягивающие напряжения, что позволяет выполнить экономичное ее армирование.

Ключевые слова

Пьер Луиджи Нерви, «поэт железобетона», фабрика Гатти, архитектурно-строительная бионика, изостатическая диаграмма, напряженно-деформированное состояние, железобетонные кессонные перекрытия, конечно-элементная модель.

Дата поступления в редакцию

13.03.2026

Дата принятия к печати

26.03.2026

Введение

Одной из конструкций, без которой нельзя обойтись при строительстве зданий и сооружений является перекрытие. В зависимости от назначения здания, пролетов и нагрузок перекрытия могут быть в виде плоской плиты, как правило, имеющей пролеты до 6–8 м, при больших пролетах или увеличенных нагрузках плоские плиты опираются на капители колонн, уменьшающими расчетный пролет и усиливающими опорную зону. Дальнейшее увеличение пролетов вынуждает проектировщиков применять балочные перекрытия с балками, расположенными в одном или различных направлениях. Балки могут быть главными и второстепенными. При пролетах 12–15 м технические нормы рекомендуют применять кессонные перекрытия [1], подразделяющиеся на прямые, косые и треугольные [2–10]. В последнее время для применения в балочных однонаправленных и кессонных двунаправленных перекрытиях получают распространение следующие опалубочные системы: SKYRAIL, AIRPLAST, SKYDOME, NUOVO NAUTILUS EVO, U-Boot Beton, Bubble deck, Cobiax [11, 12]. Пустотообразователи кессонных перекрытий могут иметь геометрию пчелиных сот. При наличии нижней полки в плите, пропадает трудность армирования криволинейных балок перекрытия. Особенность напряженно-деформированного состояния (НДС) таких конструкций рассматривается в работах [13, 14].

Анализируя упомянутые выше конструктивные системы с пустотообразователями с точки зрения их НДС вопросов в принципе не возникает, тем не менее в 2022 г. было доказано, что известный аналитический метод расчета прямых кессонных железобетонных перекрытий с прямоугольными кессонами был не верен, он не учитывал разную ортогональную жесткость пространственной конструкции, что приводило к неправильному подсчету нагрузки, распределяющейся по балкам двух направлений [8–10].

Кроме рассмотренных конструктивных систем облегченных перекрытий в литературе встречаются решения, основанные на принципах архитектурно-строительной бионики, например, железобетонное покрытие шерстопрядильной фабрики «Гатти» в Риме (1953 г.), разработанное выдающимся итальянским инженером, «поэтом железобетона» Пьером Луиджи Нерви (1891–1979 г.г.), представленное на *рисунке 1* [15]. П. Л. Нерви использует природный принцип усиления материала тканей по линии главных напряжений, который наблюдается в листьях растений. Взяв за основу нерватуру водяного цветка Виктории регии (*рисунок 2*), он конструирует плоское ребристое покрытие фабрики «Гатти» [16].

Рассмотрев представленное покрытие возникает много вопросов, как технологического, так и расчетного направлений. Кроме опорного контура в конструкции можно выделить четыре балки: криволинейную короткую Б1, криволинейную длинную Б2, прямую длинную Б3, овальную замкнутую Б4. Изучив лист Виктории регии, мы видим в первую очередь мощные нервюры радиального направления, между ними располагаются тонкие и низкие перепонки. Структура данного растения не в полной мере напоминает конструкцию покрытия П. Л. Нерви. Высота всех балок в покрытии фабрики одинаковая, а ширина овальной балки в отдельных местах даже шире пролетных балок. Возникает вопрос: по какой причине инженер принял решение выполнить конструкцию в данном виде? Для ответа на поставленный вопрос необходимо проследить профессиональный путь проектировщика и без политики в данном вопросе обойтись нельзя. Дело в том, что в 1922 г. к власти в Италии пришла Национальная фашистская партия (НФП), лидером которой был Б. Муссолини. Тоталитарная милитаристская система управления предполагала гегемонию Италии в регионе средиземного моря [17]. В середине 1930-х годов до Италии добрался мировой экономический кризис, в добавок, ситуация усугублялась войной с Абиссинией (Эфиопией) и действием эмбарго, запрещающим торговлю западным странам с Италией. С этого момента фашистская архитектура монументализма стала трансформироваться в более экономичные стили — символизм и функционализм (рационализм) [17, 18]. В Италии мало природных ресурсов, а сталь и древесина в стране были очень дефицитными и дорогими материалами. Муссолини

начал проводить политику автаркии или самодостаточности, заключающейся в замкнутости экономической системы Италии. В строительстве сталь нужна для армирования железобетона, древесина требуется для применения в качестве съемной опалубки. Железобетон П. Л. Нерви относил к автаркичному для Италии материалу. Арматуру нужно использовать максимально рационально, а опалубку можно сделать несъемной, например из армоцемента, армированного сетками из тонкой проволоки с мелкой ячейкой (рисунок 3). К такому выводу П. Л. Нерви пришел, выполняя ряд заказов для военных. Образование, которое П. Л. Нерви получил в Королевской школе инженерного дела в городе Болонье в Италии также способствовало развитию в проектировании направления рационализма. Преподаватели вышеупомянутой школы принадлежали к движению стиля «модерн», который предполагает прагматичный подход к проектированию. Это означает, что форма конструкции в первую очередь должна соответствовать инженерному расчету, она зависит от законов природы, архитектура остается на втором плане [18]. В 1937 г. П. Л. Нерви для Королевских ВВС Италии построил два железобетонных большепролетных ангара с применением съемной деревянной опалубки, поняв, что по причине не эффективного использования дерева, такой подход в строительстве не экономичен. В дальнейшем в 1939–1942 г.г. при строительстве аналогичных ангаров П. Л. Нерви применял другие технологии. В 1942 г. военно-морские силы Италии перед П. Л. Нерви поставили задачу построить три корабля с минимальным количеством металла, и инженер сделал их из железобетона с применением армоцемента. Таким образом, при строительстве объектов в военное время П. Л. Нерви отработал экономичные технологии сборно-монолитного железобетона. В послевоенное время П. Л. Нерви широко применял технологию с несъемной армоцементной опалубкой при проектировании и строительстве зданий: 1949 г. — горизонтальное перекрытие с квадратными кессонными вкладышами склада для табачной компании в Болонии; 1949 г. — полукупол пристроенной абсиды с ромбовидными кессонными вкладышами выставочного зала Torino Esposizione в Турине; 1953 г. — горизонтальное покрытие с кессонными вкладышами сложной геометрии шерстопрядильной Фабрики «Гатти» в Риме; 1957 г. — купол с вкладышами ромбовидного очертания стадиона Palazzetto dello Sport в Риме и другие [18].



Рис. 1. Конструкция железобетонного покрытия шерстопрядильной фабрики Гатти в Риме инженера Пьера Луиджи Нерви (фото из интернет)



Рис. 2. Лист водяного цветка Виктории регии (фото из интернет)



Рис. 3. Конструкция несъемной армоцементной опалубки шерстопрядильной фабрики Гатти в Риме (фото из интернет)

Цель работы

Определить и проанализировать напряженно-деформированное состояние основных элементов покрытия — плиты, криволинейных, прямолинейной и овальной балок. Построить изостатическую диаграмму плоской плиты покрытия.

Методы исследования

Для выполнения поставленной задачи применяется метод конечных элементов, реализованный в вычислительном комплексе SCAD++ версии 21 и графическая программа AutoCAD 2022.

Основная часть

В связи с тем, что чертежей или иных подробных сведений о рассматриваемой конструкции найти не удалось, при создании расчетной модели использовалась схема, представленная на *рисунке 4* [15].

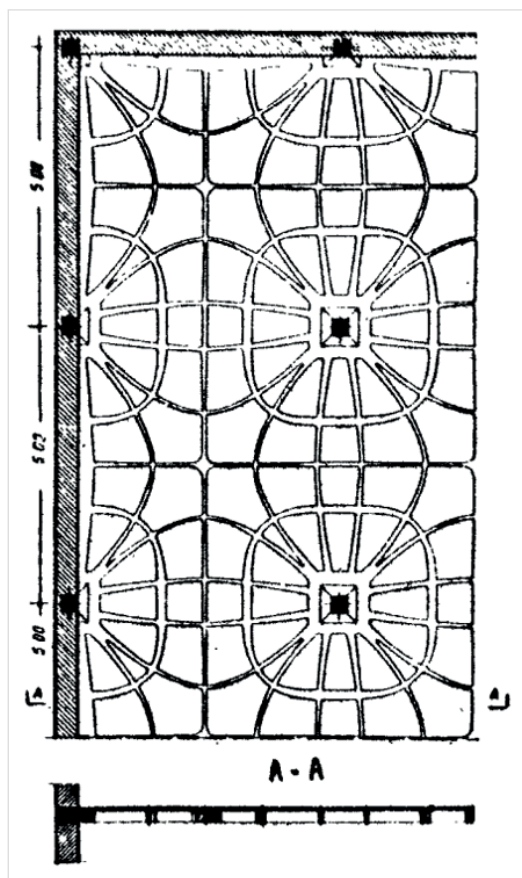


Рис. 4. Схема покрытия шерстопрядильной фабрики Гатти в Риме инженера Пьера Луиджи Нерви [15]

Компьютерную модель для анализа конструкции покрытия можно создать из разных типов конечных элементов — стержневых, плоских, объемных, специальных, их комбинаций. Известно, что для правильного моделирования строительных конструкций и получения адекватных результатов в методе конечных элементов, необходимо выполнять ряд требований, касающихся выбора типов конечных элементов (КЭ), их размеров, расположения КЭ по отношению к потокам усилий, способов соединения КЭ между собой и др. [5, 8, 19–21]. Выполняя рекомендации специалистов по МКЭ в программе AutoCAD при помощи масштабирования по опорному отрезку, которым являлось расстояние между колоннами, указанное на схеме, путем обвода участка перекрытия в плане чертилась графическая модель, состоящая из срединных линий балок. Для точной аппроксимации геометрии балок отрезки линий имеют маленький размер, примерно 100 мм. В дальнейшем эти отрезки станут длиной стержневых конечных элементов. Размеры плоских КЭ, моделирующих плиту, также будут «привязаны» к данному параметру. В AutoCAD выполнялись замеры поперечного сечения элементов конструкции. Из AutoCAD графическая схема экспортировалась в BK SCAD, где создавалась конечно-элементная модель с применением функции копирования. Габариты изучаемой конструкции имеют следующие параметры: 5 пролетов вдоль оси X, 5 пролетов вдоль оси Y, шаг колонн 5,0 м × 5,0 м, высота ребристого покрытия 320 мм, толщина плиты 100 мм, высота ребер балок 220 мм, ширина пролетных балок от 130 мм до 210 мм, ширина балок опорного контура от 435 мм до 810 мм, высота капители 520 мм, размеры плиты над капителью

в плане 1120×1120 мм, сечение колонн 435×435 мм. Все элементы выполнены из бетона класса В15. Расчет выполнялся в упругой постановке задачи, но с учетом возможного образования трещин в железобетоне и его ползучести. Для этого, начальный модуль упругости бетона плиты и балок умножался на коэффициент редуцирования 0,2, бетона капителей на коэффициент 0,3 [1]. Расчетная модель комбинированная, состоит из следующих конечных элементов библиотеки вычислительного комплекса SCAD++ версии 21: балки (ребра плиты) — стержни тип КЭ 5; плита — оболочки тип КЭ 42 и 44; капители — объемные элементы тип КЭ 31. Для обеспечения правильного пространственного расположения плиты, являющейся полкой тавровых балок полка к ребрам присоединяется при помощи абсолютно жестких вставок размером, равным $(100+220)/2=160$ мм. Жесткое прикрепление балок к капителям осуществлено установкой трехмерного жесткого тела тип КЭ 100. Граничные условия предусматривают опирание покрытия на колонны. Балки опорного контура являются пролетными.

Для изучения напряженно-деформированного состояния неразрезных плит достаточно рассмотреть два случая загрузки: сплошной нагрузкой по всей поверхности и загрузкой полей в шахматном порядке [2, 3]. При первой схеме загрузки возникают максимальные опорные моменты, при второй схеме загрузки возникают максимальные пролетные моменты. Также при второй схеме загрузки будут максимальные прогибы конструкции в загруженных отсеках. Фактическая конструкция кровли изучаемого покрытия нам не известна, поэтому, для численного эксперимента принимаем следующие нагрузки, соответствующие опыту проектирования: L_1 — собственный вес конструкции нормативный; L_2 — собственный вес конструкции расчетный; $L_3 = 400$ кг/м² — полезная нормативная нагрузка, распределенная по всей поверхности плиты; $L_4 = 500$ кг/м² — полезная расчетная нагрузка, распределенная по всей поверхности плиты; $L_5 = 400$ кг/м² — полезная нормативная нагрузка, приложенная к отсекам плиты в шахматном порядке; $L_6 = 500$ кг/м² — полезная расчетная нагрузка, приложенная к отсекам плиты в шахматном порядке (*рисунок 5*). Нагрузки от собственного веса конструкции L_1 и L_2 определяются автоматически в программном комплексе. При анализе НДС изучаем усилия в балках, напряжения в плите и прогибы покрытия от следующих комбинаций загрузок: $C_1 = L_1 + L_3$; $C_2 = L_2 + L_4$; $C_3 = L_1 + L_5$; $C_4 = L_2 + L_6$.

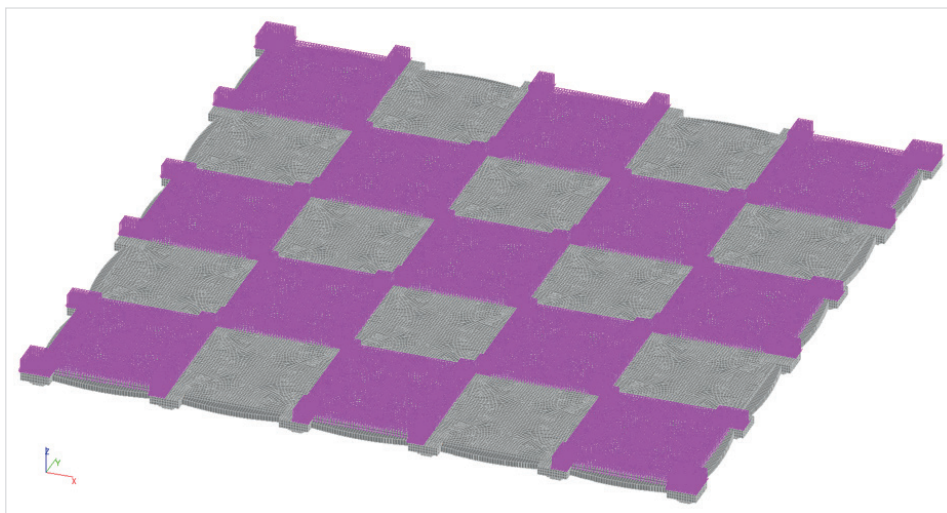


Рис. 5. Загрузка покрытия полезной нагрузкой, расположенной в шахматном порядке

Результаты

Напряженно-деформированное состояние рассматриваемой конструкции подробно изучаем в центральном отсеке. Эпюры изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в балках представлены на *рисунках 6–11*.

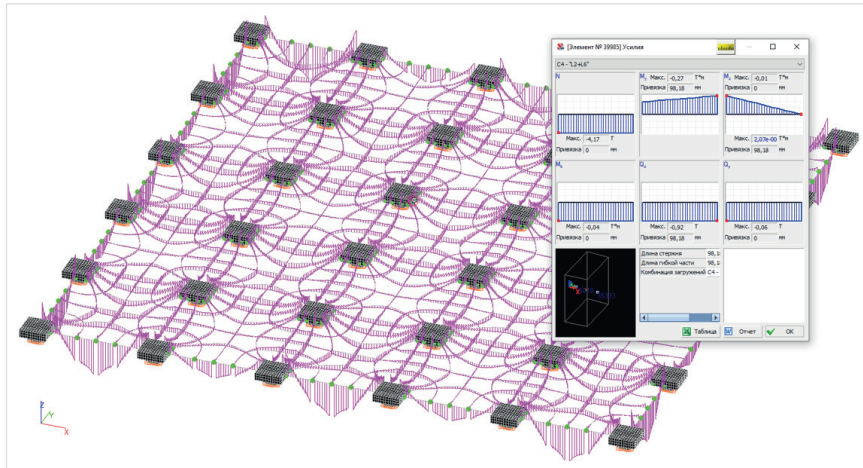


Рис. 6. Эпюры изгибающих моментов M_y [Тм] в балках от комбинации нагрузок C_4 . Показаны усилия в опорной зоне короткой криволинейной балки B_1

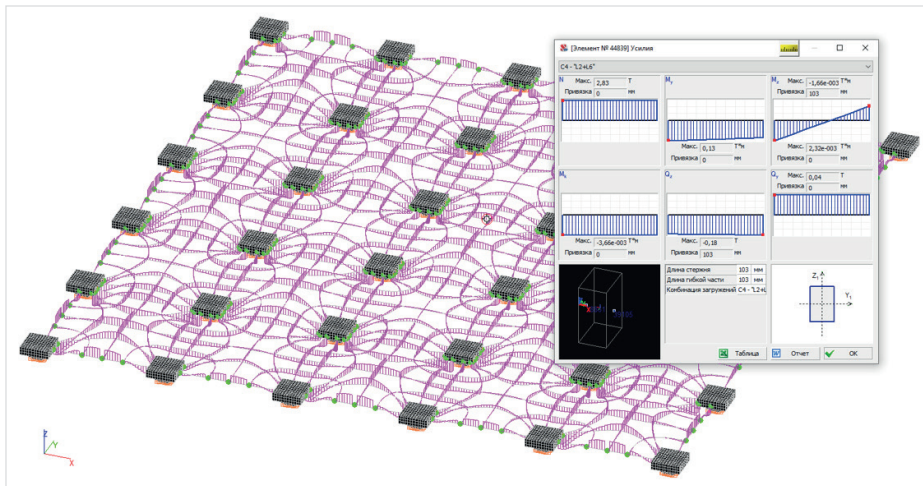


Рис. 7. Эпюры продольных сил N [Т] в балках от комбинации нагрузок C_4 . Показаны усилия в середине пролета короткой криволинейной балки B_1

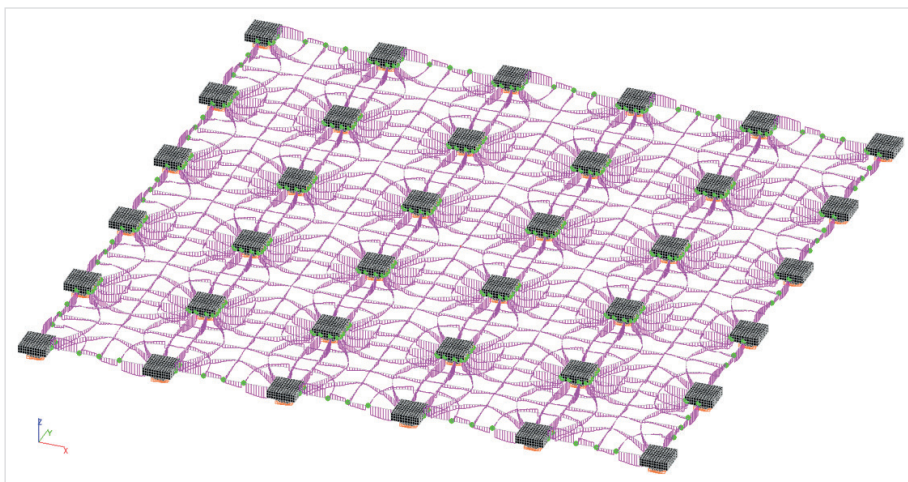


Рис. 8. Эпюры поперечных сил Q_z [Т] в балках от комбинации нагрузок C_2



Рис. 9. Эпюра изгибающих моментов M_y [Тм] в короткой криволинейной балке B_1 от комбинации нагрузок C_2

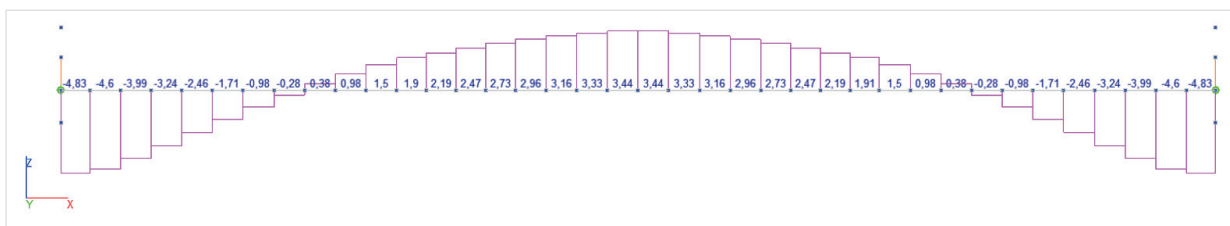


Рис. 10. Эпюра продольных сил N [Т] в короткой криволинейной балке B_1 от комбинации нагрузок C_2

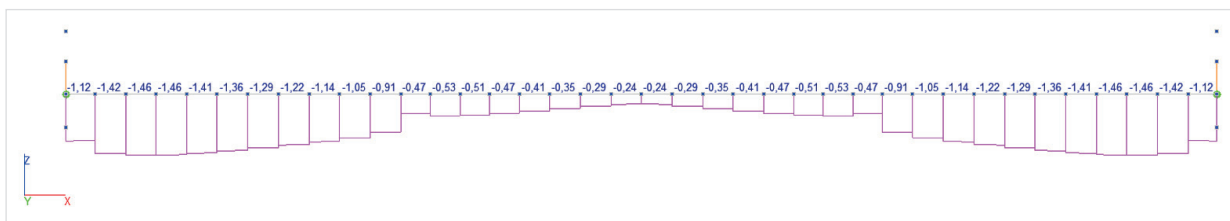


Рис. 11. Эпюра поперечных сил Q_z [Т] в короткой криволинейной балке B_1 от комбинации нагрузок C_2

Особенностью конечно-элементных моделей, созданных с применением жестких вставок, учитывающих расцентровку полки ребристой конструкции относительно центра тяжести ребра балки является наличие в стержневых конечных элементах как изгибающих моментов, так и значительных продольных сил, не существующих в действительных конструкциях (рисунки 9, 10). В этом случае, для вычисления фактического изгибающего момента в тавровых балках применяется несколько методов, наиболее простым из которых является инженерный подход [20, 21].

Изгибающие моменты M_b в балках таврового сечения определяются по формуле:

$$M_b = M_c + N_c \times \frac{(h_c + h_n)}{2}, \quad (1)$$

где:

M_c — усредненный изгибающий момент в стержне (конечном элементе);

N_c — продольная сила в стержне (конечном элементе);

h_c — высота стержня;

h_n — высота полки.

Определим изгибающие моменты на опоре и в пролете для короткой криволинейной балки B_1 от

совместного действия собственного веса покрытия и полезной нагрузки, распределенной по всей поверхности плиты (комбинация загрузки C_2).

Опорный изгибающий момент:

$$M_0^{on} = -0,275 - 4,83 \times \frac{(0,22+0,1)}{2} = -1,048 \text{ Тм.} \quad (2)$$

Пролетный изгибающий момент:

$$M_0^{np} = 0,15 + 3,44 \times \frac{(0,22+0,1)}{2} = 0,7 \text{ Тм.} \quad (3)$$

Изгибающие моменты от действия другой комбинации загрузок C_4 и в других балках конструкции определяются аналогично. Полученные данные представлены в *таблице 1*.

Таблица 1

**Изгибающие моменты в пролетных балках покрытия
от действия расчетных нагрузок**

Балка	Нагрузка			
	Собственный вес и полезная по всему покрытию		Собственный вес и полезная в шахматном порядке	
	Максимальный изгибающий момент в верхней зоне, M_y [Тм]	Максимальный изгибающий момент в нижней зоне, M_y [Тм]	Максимальный изгибающий момент в верхней зоне, M_y [Тм]	Максимальный изгибающий момент в нижней зоне, M_y [Тм]
B_1 криволинейная короткая	-1,048	0,7	-0,892	0,573
B_2 криволинейная длинная	-0,775	0,511	-0,795	0,526
B_3 прямая длинная	-0,361	0,439	-0,353	0,574
B_4 овальная	-0,573	отсутствует	-0,438	отсутствует

Кроме усилий в балках необходимо изучить напряжения в плите. Поля нормальных напряжений вдоль оси X по нижней поверхности плиты от собственного веса конструкции и полезной нагрузки, приложенной в шахматном порядке представлены на *рисунке 12*. Как мы видим, в нижней зоне плиты возникают незначительные растягивающие напряжения, а это означает, что продольное армирование в данном месте будет экономичным. Анализ НДС плиты по правилам сопротивления материалов свидетельствует, что низ плиты располагается в районе нейтральной зоны. В целях унификации армирования неразрезной конструкции, при ручном расчете можно применить известный подход, предусматривающий выравнивание опорных и пролетных изгибающих моментов [2–4]. На *рисунке 13* показаны поля напряжений вдоль оси X по верхней поверхности плиты от действия собственного веса конструкции и полезной нагрузки, приложенной по всей поверхности покрытия. В данном случае, максимальные растягивающие напряжения располагаются в зоне капителей, а их зона незначительная.

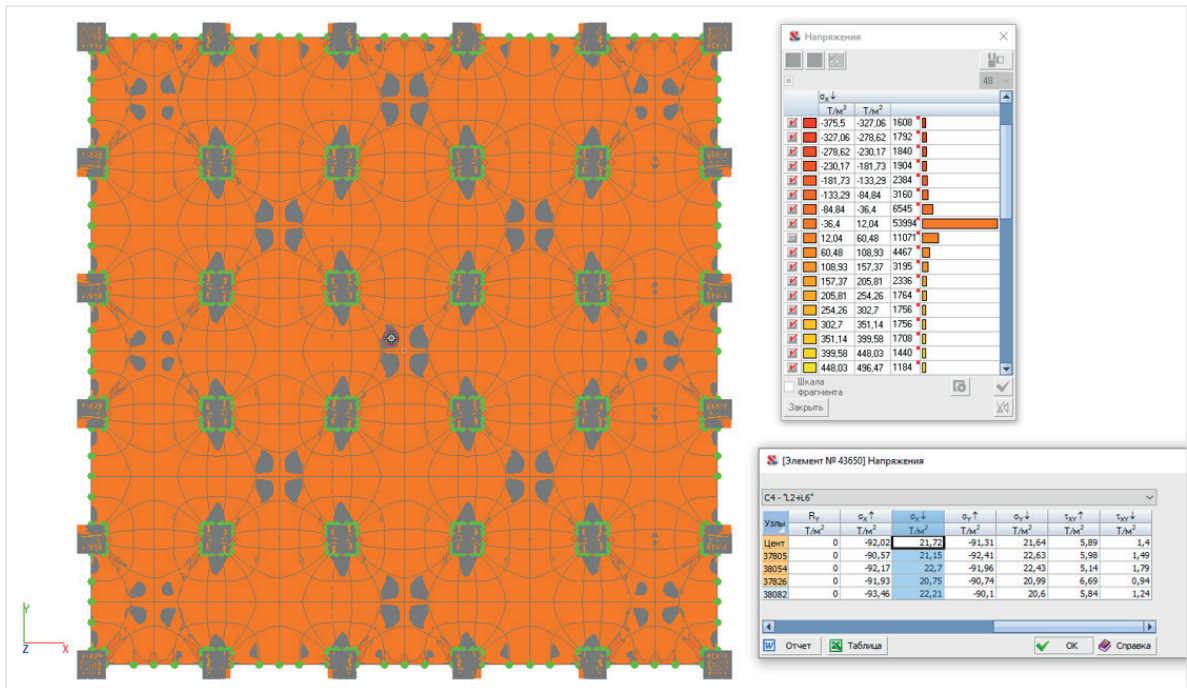


Рис. 12. Нормальные напряжения вдоль оси X в нижней зоне плиты от комбинации загрузок C_4 . Серым цветом показаны напряжения в диапазоне от 12,04 до 60,48 [Т/м²]

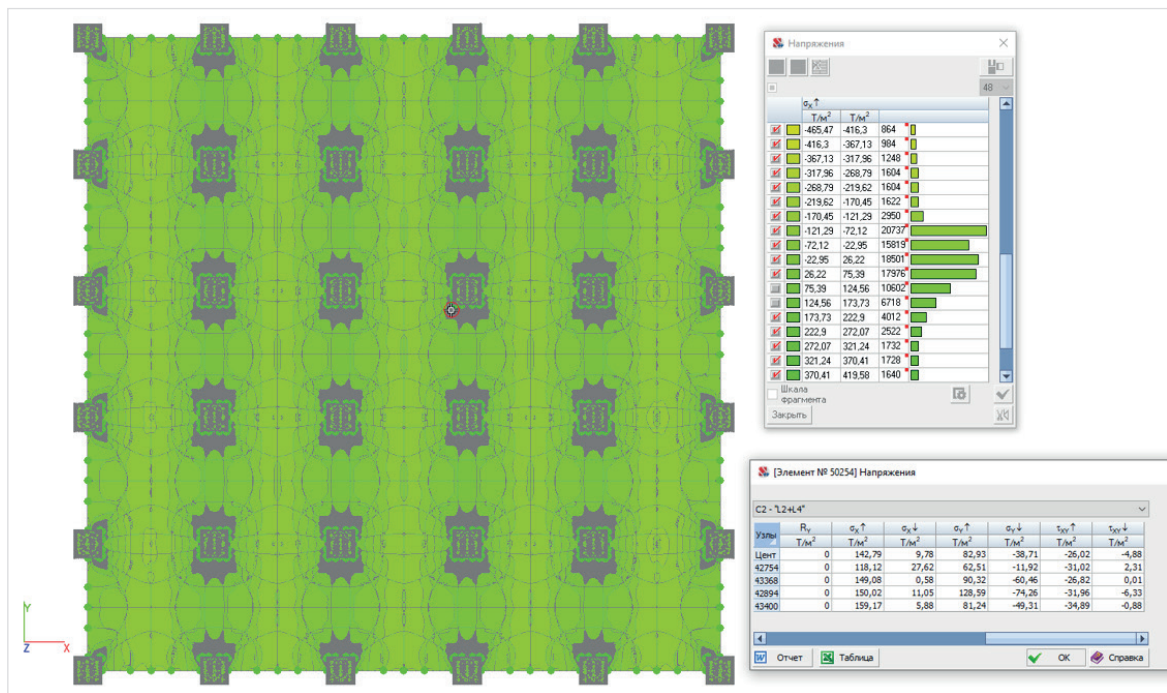


Рис. 13. Нормальные напряжения вдоль оси X в верхней зоне плиты от комбинации загрузок C_2 . Серым цветом показаны напряжения в диапазоне от 75,39 до 173,73 [Т/м²]

Как известно, в железобетонных конструкциях арматура, в первую очередь требуется для восприятия растягивающих усилий. С целью наиболее рационального ее расположения необходимо знать направление линий действия главных растягивающих напряжений. Так как П. Л. Нерви ребрами усили-

вает снизу плоскую плиту, опирающуюся на капители колонн, необходимо построить изостатическую диаграмму усиливаемой конструкции без ребер. Изостатическая диаграмма растягивающих напряжений по нижней поверхности плиты вдоль оси X при отсутствии ребер показана на *рисунке 14*. Как мы видим, криволинейность балок B_1 и B_2 покрытия полностью совпадает с линиями действия главных растягивающих напряжений, возникающих по нижней поверхности плиты.

Остается разобраться с функциями балок B_3 и B_4 . По мнению авторов, во-первых, данные балки образуются конструктивно при изготовлении несъемной армоцементной опалубки. Также, они улучшают совместную работу ребра и полки пролетных тавровых балок B_1 и B_2 , так как в месте соединения полки и ребра возникают касательные напряжения, стремящиеся срезать полку вдоль ребра. В недалеком прошлом, данные места усиливались вутами [3, 4]. Ребро овальной балки B_4 по всей своей длине оказывается сжатым. В месте действия максимальных сжимающих усилий, расположенного в районе балок B_1 , ребро имеет увеличенную толщину. Кроме этого, балки B_3 и B_4 выполняют роль второстепенных балок со стандартными для них функциями.

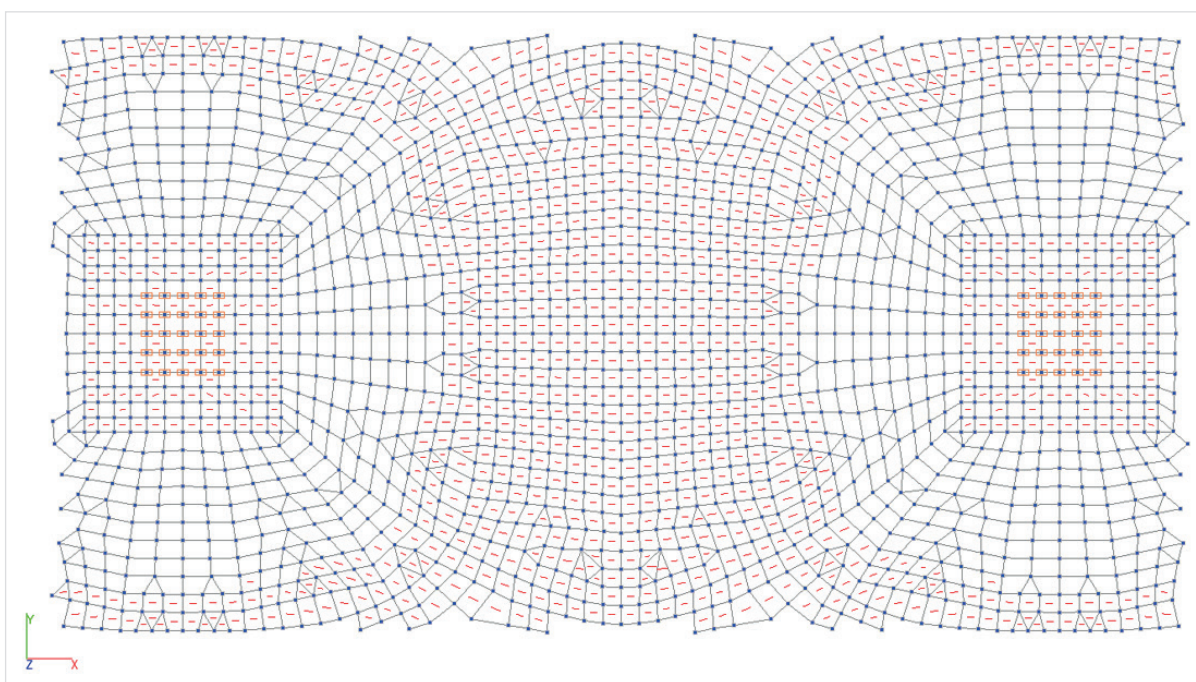


Рис. 14. Изостатическая диаграмма растягивающих напряжений по нижней поверхности плиты при отсутствии подкрепляющих ребер. Анализ вдоль оси X. Показан один участок между колоннами

Кроме анализа конструкции, выполняемого по первой группе предельных состояний, необходимо проанализировать деформативность строительной системы. На *рисунке 15* представлена деформированная конструкция от комбинации нагрузок S_3 . Максимальный прогиб центра покрытия составил 4,14 мм, что значительно меньше допустимых значений $5000/200 = 25$ мм. Прогиб центра конструкции от действия комбинации нагрузок S_1 составил 3,88 мм. В связи с тем, что при изучении работы конструкции сечения элементов включали в себя несъемную опалубку, фактическая жесткость покрытия будет меньше.

Продолжением начатой работы может быть конструирование армирования покрытия в соответствии с найденными усилиями и напряжениями. С целью верификации полученных данных статический анализ конструкции можно выполнить при помощи других конечно-элементных моделей на основе решения плоской или объемной задач теории упругости [6].

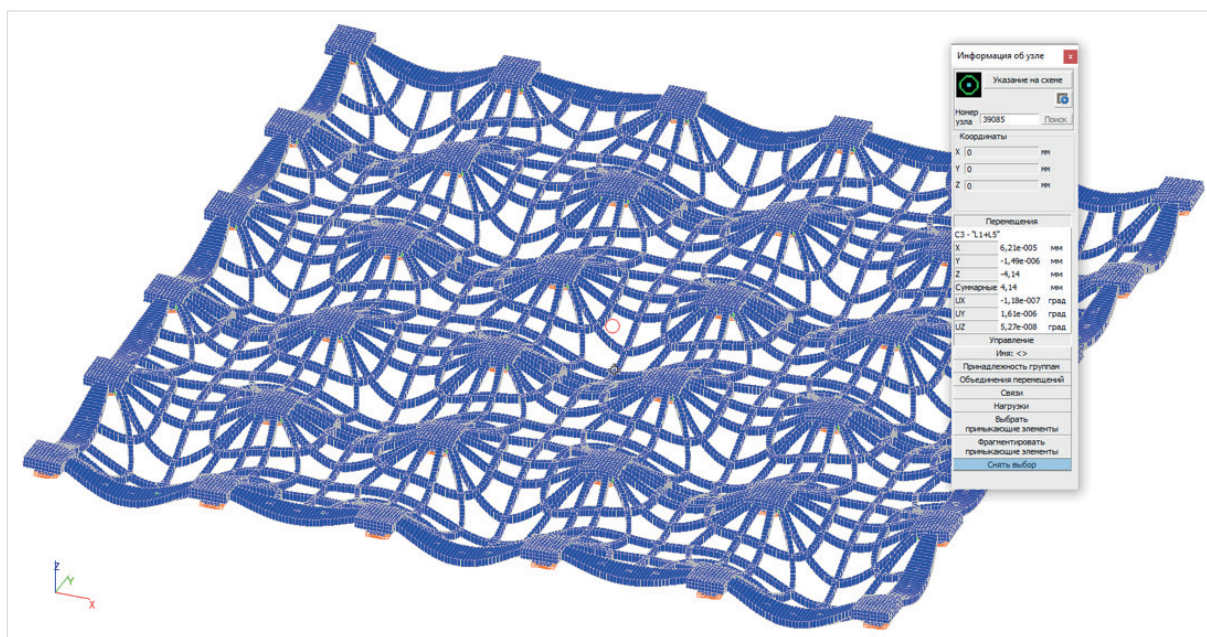


Рис. 15. Деформация конструкции от комбинации нагрузок C_3 . Плита покрытия условно не показана (отключена). Максимальный прогиб центра покрытия 4,14 мм

Выводы

1. Главными балками бионического покрытия являются криволинейные балки B_1 и B_2 , опирающиеся на капители колонн. Геометрия в плане данных балок полностью соответствует изостатической диаграмме растягивающих напряжений, действующих по нижней поверхности плиты при отсутствии подкрепления плиты ребрами.
2. Второстепенными балками покрытия являются прямая и овальная балки B_3 и B_4 . Первоначальной ролью этих балок является создание ребер кессонов несъемной опалубки из армоцемента. В покрытии данные элементы улучшают совместную работу ребер и полки главных тавровых балок. Кроме отмеченных функций, они выполняют роль второстепенных балок.
3. В нижней зоне плиты возникают незначительные растягивающие напряжения, а это означает, что армирование в данном месте будет экономичным.
4. Жесткость конструкции обеспечена.
5. Строительные системы, созданные на бионических принципах строения являются необычными с архитектурной точки зрения, экономичными и надежными по своим эксплуатационным показателям, но не всегда технологичными при производстве работ.

Библиографический список

1. СП 430.1325800.2018. Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2019.
2. Дыховичный Ю. А., Максименко В. А., Кондратьев А. Н., Крейтан В. Т., Сканава А. Н., Вайнштейн М. С. Жилые и общественные здания. Краткий справочник инженера-конструктора. М.: Стройиздат, 1991. 656 с.

3. Бушков В. А. Железобетонные конструкции. II часть. Стройиздат Наркомстроя, 1941. 503 с.
4. Залигер Р. Железобетон: его расчет и проектирование. Перевод с немецкого под ред. П. Я. Каменцева. Москва-Ленинград: ГНТИ, 1931. 671 с.
5. Мозголов М. В., Козлова Е. В. К вопросу создания верификационной модели для расчета кессонного железобетонного перекрытия в вычислительном комплексе SCAD // Вестник НИЦ «Строительство». 2022. № 1 (32). С. 128 – 140. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1\(32\)-128-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1(32)-128-140).
6. Мозголов М. В., Козлова Е. В. Модель комплекса SCAD из объемных конечных элементов: расчет железобетонных кессонных перекрытий // Вестник НИЦ «Строительство». 2023. № 2 (37). С.18 – 36. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-2\(37\)-18-36](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-2(37)-18-36).
7. Мозголов М. В., Костюков В. В., Омелянчук Д. Г. О влиянии окаймляющей балки на напряженно-деформированное состояние косоугольного кессонного железобетонного перекрытия // Системные технологии. 2024. № 4 (53). С. 32 – 42. doi: 10.48612/dnitii/2024_53_32-42.
8. 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.
9. 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. № 4 (35). С. 62 – 79. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-62-79](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-62-79).
10. Мозголов М. В. Об ошибках примера расчета железобетонной кессонной панели перекрытия в справочнике проектировщика // Градостроительство и архитектура. 2023. Т. 13. № 3. С. 13 – 22. DOI: 10.17673/Vestnik.2023.03.02.
11. Adel A. Al-Azzawi and Ali Omar. A state of the art review on reinforced concrete voided slabs // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. Vol. 13, No. 5, March 2018.
12. Филимонова Е. С. Анализ напряженно-деформированного состояния монолитной плиты перекрытия с пустотообразователями по системе Cobiax на основании различных расчетных моделей // Молодой ученый. 2022. № 20 (415). С. 107 – 109.
13. Мозголов М. В., Козлова Е. В. Об особенностях работы ребристой сотовой конструкции перекрытия, созданного на принципах архитектурно-строительной бионики // Вестник Коломенского института (филиала) Московского политехнического университета. Сборник научных трудов. Москва, 2022. С. 391 – 408.
14. Мозголов М. В. Об одном применении плитного конечного элемента BK SCAD на примере расчета сотового кессонного перекрытия // Вестник Коломенского института (филиала) Московского политехнического университета. Сборник научных трудов. Москва, 2023. С. 285 – 293.
15. Найшитут Ю. С., Грачев В. А., Павлович С. А., Миркин Л. М. Ячеистые конструкции. Учебное пособие. Самарская архитектурно-строительная академия. Самара, 1995. 140 с.
16. Лебедев Ю. С., Рабинович В. И., Положай Е. Д. и др. Под редакцией Ю. С. Лебедева. Архитектурная бионика. М.: Стройиздат, 1990. 269 с.
17. Уланский А. А. Архитектура Италии в пропагандистской политике фашистского государства // Манускрипт. 2019. Том 12. Выпуск 1. С. 162 – 165. <https://doi.org/10.30853/manuscript.2019.1>.
18. Тозон К. Традиционная архитектура Пьера Луиджи Нерви и ее популярность в СССР // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 1/2022. С. 35 – 38.

19. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: ДМК Пресс, 2007. 600 с.

20. Городецкий А. С., Батрак Л. Г., Городецкий Д. А., Лазнюк М. В., Юсипенко С. В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. К.: «Факт», 2004. 106 с.

21. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. К.: «Факт», 2005. 344 с.

STATIC ANALYSIS OF THE REINFORCED CONCRETE PAVEMENT OF THE GATTI WOOL SPINNING MILL OF THE PIER LUIGI NERVI SYSTEM

M. V. Mozgolov

V. V. Kostyukov

V. V. Soroka

Kolomna Institute (branch) of the Federal State Autonomous Educational Institution of Higher Education “Moscow Polytechnic University”, Kolomna

Abstract

Floors can be flat and beamless, flat and supported by column capitals, beamed, or coffered. These solutions are widely discussed in the literature. In addition, there are designs based on natural structural principles. One such solution is the roof of the Gatti wool mill in Rome, designed by the Italian engineer Pier Luigi Nervi. At first glance, one might say that this roof is complex, both in design and construction. The question arises: why did the engineer decide to construct the structure in this manner? Nervi worked during the reign of the National Fascist Party under Baron Mussolini. This regime resulted in an embargo prohibiting Western countries from trading with Italy, leading to a severe shortage and high costs of building materials unavailable in Italy. These materials include steel and wood. Steel is needed for reinforcing reinforced concrete, and wood for removable formwork. Is it possible to construct reinforced concrete using a minimal amount of metal and without wooden formwork? It's possible, using natural principles of force distribution and permanent formwork, as P. L. Nervi concluded.

This article examines the stress-strain state of a finite element model created in the SCAD computing system for the roof structure of the Gatti wool spinning mill. The main roof beams are curved beams supported by column capitals. Their geometry in plan fully corresponds to the isostatic tensile stress diagram acting on the lower surface of the slab without rib reinforcement. The original role of the straight and oval beams was to form the ribs of the permanent formwork caissons made of reinforced cement. In the roof, these elements improve the interaction between the ribs and flanges of the main T-beams and also act as secondary beams. Minor tensile stresses arise in the lower zone of the slab, allowing for cost-effective reinforcement.

The Keywords

Pier Luigi Nervi, “poet of reinforced concrete”, Gatti factory, architectural and construction bionics, isostatic diagram, stress-strain state, reinforced concrete coffered floors, finite element model.

Date of receipt in edition

13.03.2026

Date of acceptance for printing

26.03.2026

Ссылка для цитирования:

М. В. Мозголов, В. В. Костюков, В. В. Сорока. Статический анализ железобетонного покрытия шерстопрядильной фабрики Гатти системы Пьера Луиджи Нерви. — Системные технологии. — 2026. — № 1 (58). — С. 67–81.

