

УДК: 624.074.4
DOI: 10.48612/NewsKSUAE/70.10
EDN: GYSUTU



Большепролетные покрытия уникальных зданий из укрупненных элементов

Н.С. Раззаков^{1,2}

¹Научно-производственное объединение «Пространственные конструкции, сейсмостойкость зданий и сооружений», г. Жамбай, Узбекистан
²Самаркандский государственный архитектурно-строительный университет, г. Самарканд, Узбекистан

Аннотация: *Постановка задачи.* С развитием индустриальной базы республик и расширением области строительства, становятся актуальными проблемы проектирования большепролетных уникальных зданий, разработка эффективных конструктивных решений оболочек покрытий, методы их возведения, исследование напряженно-деформированного состояния, развитие теории и методов моделирования приобретают важное народнохозяйственное значение. *Цель работы* заключается в разработке эффективных конструктивных решений большепролетных уникальных зданий комбинацией методов монтажа оболочек с помощью сплошных лесов с разреженными опорами с методами укрупнения монтажных элементов для пролетов от 60 до 100 м и выше. *Задачами исследований являются:* исследования напряженно - деформированного состояния балочных и оболочечных систем в стадиях возведения; применения метода моделирования для исследования и оценки стадийности работы, рациональности методов монтажа, и демонтажа оболочек; обеспечения конструктивной безопасности пространственных систем в монтажных состояниях.

анализ эффективности применения рациональной технологии возведения оболочек, разработка метода расчета оболочек с учетом стадийности возведения.

Результаты. В работе представлены результаты исследований большепролетных оболочечных конструкций покрытий уникальных зданий. Разработаны эффективные конструктивные решения оболочек покрытия зданий пролетом до 60 м с применением метода монтажа укрупнённых элементов. Для пролетов от 60 до 100 м и выше, разработаны с применением комбинированного метода монтажа оболочек с помощью сплошных лесов с разреженными опорами с методами укрупнения монтажных элементов. Экспериментальными методами моделирования исследована, напряженно-деформированного состояния, разработана методика расчета и рациональных способов возведения.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительства большепролетных уникальных зданий состоит в том, что за счет внедрения архитектурно выразительных форм оболочек покрытий, обеспечение их экономичности с учетом региональных особенностей развивается и расширяется в строительной отрасли в данном направлении.

Ключевые слова: большепролетные покрытия, уникальные здания, конструктивные решения, оболочка, пространственные конструкции, монтаж и демонтаж, укрупненные элементы

Для цитирования: Раззаков Н.С, Большепролетные покрытия уникальных зданий из укрупненных элементов. //Известия КГАСУ, 2024, № 4(70), с. 105-117, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/70.10, EDN: GYSUTU

Long-span roofs for unique buildings made of enlarged elements

N.S. Razzakov^{1,2}

¹Scientific Production Association “Spatial Structures, Earthquake Resistance of Buildings and Structures,” Jambay, Uzbekistan

²Samarkand State University of Architecture and Construction, Samarkand, Uzbekistan

Abstract: *Problem statement.* With the development of industrial infrastructure and the expansion of construction in various regions, there is a growing need to address the design of unique, long-span buildings, development of efficient structural solutions for roof shells, methods of their erection, the study of stress-strain state, the development of theory and methods of modeling. These aspects hold critical importance for the national economy.

The purpose of the work is to develop effective structural solutions for long-span unique buildings by combining methods for installing shells using continuous scaffolding with sparse supports with methods for enlarging mounting elements for spans from 60 to 100 m and over 100 meters.

The objectives of the research are: analysis of the stress-strain state of beam and shell systems during construction stages; application of the modeling method to study and evaluate the stages of work, the rationality of installation methods, and dismantling of shells; ensuring the structural safety of spatial systems in installation states. analysis of the effectiveness of using rational technology for the construction of shells, development of a method for calculating shells taking into account the stages of construction.

Results. The paper presents the results of studies of long-span shell roof structures of unique buildings. Effective design solutions for building roof shells with a span of up to 60 m have been developed using the method of installation of enlarged elements. For spans from 60 to 100 m and over 100 m, they have been developed using a combined method of shell installation using continuous scaffolding with sparse supports with methods of enlarging installation elements. The stress-strain state has been studied using experimental modeling methods, a calculation method and rational methods of construction have been developed.

Conclusions. The significance of the results obtained for the construction of long-span unique buildings lies in the fact that due to the introduction of architecturally expressive forms of coating shells, ensuring their economic efficiency, taking into account regional characteristics, the construction industry is developing and expanding in this direction.

Key words: long-span roofs, unique buildings, design solutions, shell, spatial structures, installation and dismantling, enlarged elements

For citation: Razzakov N.S. Long-span roofs for unique buildings made of enlarged elements // News of KSUAE, 2024, № 4(70), p. 105-117, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/70.10, EDN: GYSUTU

1. Введение

Проведенные исследования проектирования и строительства оболочек, анализ выполненных Московским научно-исследовательским институтом бетона и железобетона (НИИЖБ), Центральным научно - исследовательским институтом строительных конструкций (ЦНИИСК), Научно - исследовательским институтом типового и экспериментального проектирования (МНИИТЭП), Научно производственным объединением «Пространственных конструкций сейсмостойкость зданий и сооружений» (ПКСЗИС, г. Жамбай, Узбекистан), показали, что среди всевозможных конструктивных решений покрытий уникальных зданий особое место занимают оболочки – тонкостенные пространственные системы [1-3]. Применение оболочек покрытий зданий в качестве одной из эффективных конструкций может с успехом способствовать достижению намечаемых в сфере строительства целей [4-6].

Развитие конструктивных решений большепролетных уникальных зданий с применением железобетонных оболочек связано с задачами совершенствования методов

их монтажа и раскружаливания. [2,6,7].

Монтаж таких оболочек может осуществляться с применением сплошных лесов и кондукторов, либо предварительно укрупненных монтажных элементов арочного типа и навесным способом В настоящее время получает развитие монтаж оболочек вторым способом [6,8,9].

Для пологих оболочек оптимальным является применение укрупненных монтажных элементов длиной до 24 м [8-10]. В этом случае каждый укрупненный сборный элемент представляет собой конструкцию сводчатого типа с временной монтажной затяжкой [6,11,12]. Развитием этого метода, способы монтажа, нами разработаны конструктивные решения большепролетных оболочек покрытий зданий пролетом до 60 м. [6, 9, 13].

Разработаны новые эффективные конструктивные решения большепролетных оболочек покрытий уникальных зданий пролетом 60-100 м, и выше, с комбинацией методов монтажа оболочек с помощью сплошных лесов с разреженными опорами с методами укрупнения монтажных элементов [6,9].

При применении этого метода монтажа перекрестные балки жесткости пролетом 12-36 м остаются и служат для повышения устойчивости пространственных систем [6,14,15].

В настоящее время механика оболочек достигла такого уровня математизации, что расчет пространственных конструкций стал привилегией отдельных высококвалифицированных специалистов [1-3]. Отдавая должное точным методам расчета оболочек с помощью компьютерной технологии следует отметить весьма высокую ответственность и трудоемкость составления и отладки программы для каждого типа оболочек [3,11,16]. Важное значение при этом приобретают практические способы расчета пространственных систем, основанных на экспериментальных методах моделирования для оценки различных стадий напряженно деформированного состояния [1,2,6].

В последние годы разработаны методы расчета оболочек в упругих стадиях на статические и динамические нагрузки, в которых недостаточно, учитываются условия возведения и эксплуатации конструкций [10,17,18]. В действующих нормативных документах «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий» и в пособие к «Своду правил» недостаточно отражён учёт реальных монтажных и эксплуатационных условий. Недостаточно учитываются важнейшие факторы, связанные со старением наследственностью материала конструкции, условия их работы в различных стадиях возведения и перехода в эксплуатационные состояния [6,14,19].

Исследован напряженно-деформированное состояние, разработан методика расчета рационального способа возведения оболочек покрытий [6, 12, 15]. Для решения данной задачи были проведены исследования напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных составных оболочек в стадиях монтажа, раскружаливания и перехода в стадию эксплуатации путём испытания составных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной кривизны размерами в плане 4,8x4,8 м и 12x12 м а также реализацией результатов исследования на натурные оболочки различных конструктивных решений пролетом 96 м (рис. 1, 2)

Объектом исследования являются уникальные большепролетные здания с применением сборных железобетонных оболочек покрытий.

Предмет исследований является напряжённно-деформированное состояние разработанных эффективных конструктивных решений уникальных большепролетных железобетонных оболочечных конструкций зданий в условиях возведения.

Целью работы является разработка эффективных конструктивных решений большепролетных уникальных зданий оболочек покрытий пролетом до 60 метров, с применением метода укрупнения монтажных элементов, пролетами 60-100 метров и выше комбинацией методов монтажа оболочек с помощью сплошных лесов с разреженными опорами с методами укрупнения монтажных элементов.

Задачами исследования является:

исследование напряженно-деформированного состояния балочных и оболочечных систем в стадиях возведения;

применения метода моделирования для исследования и оценки и эффективности применения рациональной технологии возведения оболочек общественных зданий; оценки стадийности работы, рациональности методов монтажа, и демонтажа оболочек;

обеспечения конструктивной безопасности пространственных систем в монтажных состояниях.

разработка метод расчета оболочек с учетом стадийности возведения;
 обеспечение устойчивости, несущей способности при местных разрушениях; расчет экономической эффективности при монтажных воздействиях уникальных большепролетных зданий.

2. Материалы и методы

Оценка прочности, устойчивости, жесткости, трещиностойкости, надежности и безопасности различных типов железобетонных оболочек покрытий уникальных зданий (рис. 1) в стадиях монтажа и перехода в эксплуатационное состояние, представляют собой малоизученную область. В связи с этим проведены экспериментальные исследования на крупных моделях с последующим применением результаты в натуральных объектах.

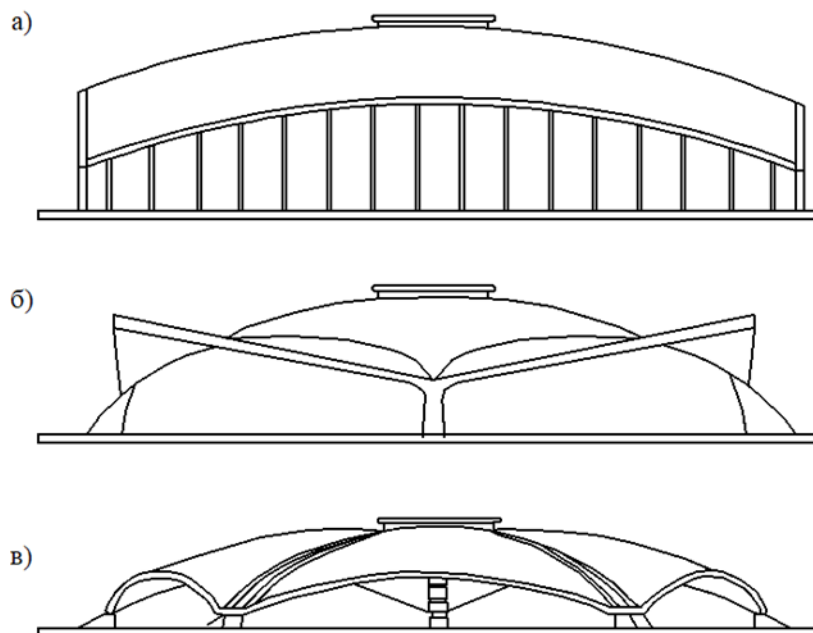


Рис 1. Конструктивные схемы пологих железобетонных оболочек сложной геометрии пролетом 96 м, исследованные в монтажной стадии: а- пологие ребристые оболочки; б- составные ребристые оболочки; в- полигональные ребристые оболочки (иллюстрация авторов)

Fig. 1. Structural diagrams of shallow shells of complex geometry with a span of 96 m, studied at the installation stage: a - shallow ribbed shells; b - composite ribbed shells; c - polygonal ribbed shells (illustration by the authors)

При исследовании отмеченных конструкций решались конкретные задачи по проектированию оболочек, работающих в условиях монтажа и эксплуатационных воздействий, а также разработаны рекомендации для широкого внедрения этих конструкций покрытий в строительство.

Для разработки рационального способа монтажа составных железобетонных оболочек, моделирование монтажного состояния пролетом 48 и 96м осуществлялось на моделях масштабом М 1:10 и М 1:4 изготовленных из мелкозернистого и крупнозернистого тяжелого бетона. Оболочки возведены комбинированным и методом монтажа с применением сборных и укрупненных монтажных элементов 3x18 м и их моделей 0,75x8,5 м и 0,3x1,8 м. Были изучены последовательности монтажа и их влияние на изменение работы всего покрытия. (табл.1).

На моделях отдельно стоящих центральных и боковых оболочек в области линейной работы, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, равной $1,7 \text{ кН/м}^2$, собственным весом оболочки, определялось напряженно-деформированное состояние покрытия. После этого, методами моделирования изучались два основных способа раскруживания.

В первом способе раскруживания, сначала опускались монтажные балки и опоры (стойки), а затем снимались усилия в монтажных затяжках. Во втором способе, – сначала

снимались монтажные затяжки, а затем опускались монтажные балки и опоры. Варианты раскручивания повторялись по три раза.

Исследования, проведенные в ЦНИИПромзданий, ПИ-1 НИИЖБ, МНИИТЭП (г. Москва и Санкт Петербург, Россия) ПКСЗиС (г. Жамбай, Узбекистан) [1-3], показали, что для оболочек пролетом до 24 м оптимальным является метод монтажа без лесов, с применением крупноразмерных монтажных элементов, собираемых методом предварительной укрупнительной сборки нескольких панелей размерами 3x6 м на площадке строительства. С развитием данной методики, авторами разработаны новые эффективные конструктивные решения сборно-монолитных оболочек пролетом до 60 метров.

При таком методе сборки покрытия, укрупненные элементы устанавливаются непосредственно на диафрагмы и на монтажные балки жесткости оболочки. После замоноличивания швов монтажные балки и временные затяжки демонтируются.

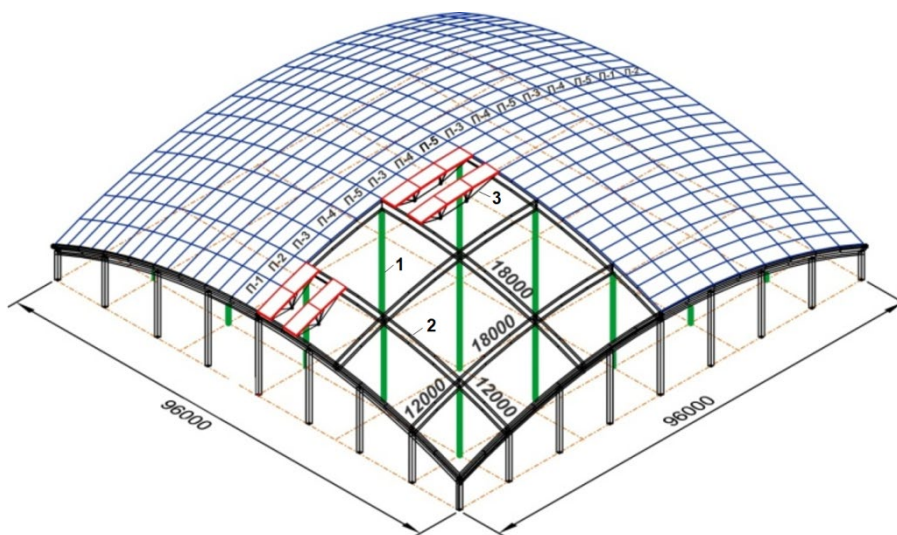
Преимущество этого метода монтажа заключается в отсутствии временных опор и снижении трудоемкости монтажных работ.

На рис. 2. приведена предложенная автором конструкция экспериментальной оболочки, очерченной по круговой поверхности радиусом 124,8 м и имеющей размеры 96x96 м. Системой меридиональных и кольцевых сечений оболочка разрезана на цилиндрические ребристые панели. Контур оболочки решен в виде полигонального пояса из сборных железобетонных ригелей длиной 12 м с сечением 500x1800 мм, шарнирно опирающихся на колонны переменной высоты с сечением $\varnothing 462$ мм и шагом 6 метров.

Средние и крайние зоны оболочки, расположенные между монтажными балками жесткости с сеткой 18x18 м и 12x18 м, собираются из укрупненных монтажных элементов. Укрупненные элементы оболочки, состоящие из трех панелей (П-1, П-2 и П-3), собираются на стенде и имеют размеры 3x18 м.

В отличие от выше приведенных конструкции оболочки, данное решение применяется для пролетов уникальных зданий 60-100 м метров и свыше 100 метров. После замоноличивания стыков перекрестные балки жесткости (рис. 2) остаются не демонтируются служить для повышения пространственной устойчивости (жесткости) здания.

Продольные ребра панелей соединяются между собой накладками без замоноличивания стыка. Снизу панелей расположена инвентарная затяжка шпренгельного типа.



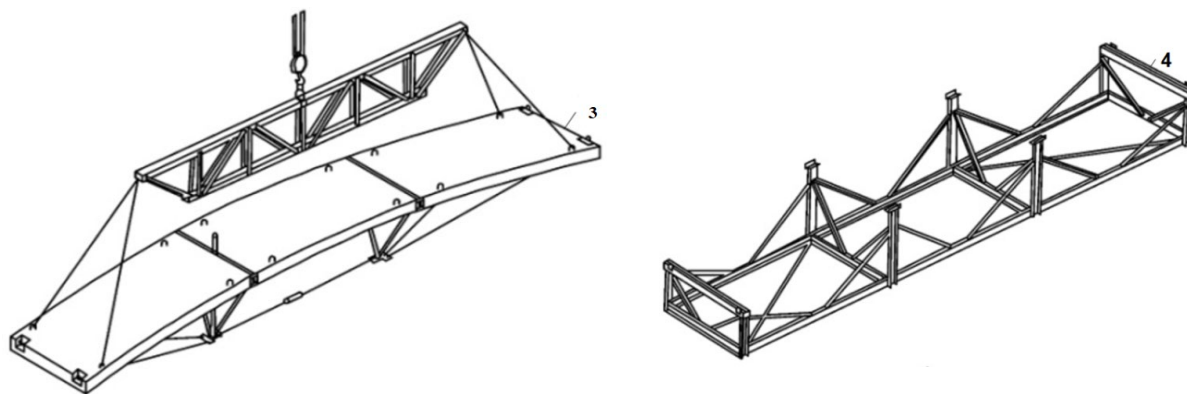


Рис. 2. Стадии монтажа покрытия уникальных большепролетных зданий экспериментальными укрупненными монтажными элементами: 1 - монтажные стойки; 2 - перекрёстные балки жесткости; 3 - укрупненные монтажные элементы; 4 - стенд для укрупненной сборки (иллюстрация авторов)

Fig. 2. Stages of installation of the roof of unique long-span buildings with experimental enlarged mounting elements: 1 - mounting racks; 2 - cross stiffening beams; 3 - enlarged mounting elements; 4 - stand for enlarged assembly (illustration by the authors)

Стадия монтажа состояла из двух основных этапов (рис. 2) :

Исследование монтажного состояния пологих ребристых оболочек (рис. 2) осуществлялось с использованием предложенного автором комбинированного метода укрупненной сборки элементов расположенные с четырёх сторон перекрёстные балки-ребра жесткости с унифицированной сеткой 18x18 м, установленные на монтажные стойки, оснащённые разгрузочными устройствами типа песочных домкратов.

1. Оболочка полностью собрана, укрупненные элементы размером 3x18 м опираются на перекрёстные балки жесткости с сеткой 18x18 м и 12x18 м остающиеся после монтажа, установленные на монтажные стойки. Швы между панелями не замоноличены.

Укрупненный элемент в стадии сборки покрытия является самонесущей конструкцией.

После замоноличивания швов между панелями и твердения бетона, напряженно-деформированное состояние не меняется, но покрытие трансформируется в единую пространственную систему, в которой все последующие усилия будут иметь характер как в оболочке;

2. При раскруживании оболочки, т.е. при освобождении конструкции от монтажных стоек и временных затяжек, изменяется напряженное и деформированное состояние покрытия вследствие удаления временных связей и опор.

Демонтаж временных связей можно смоделировать приложением усилий, равных реакциям снятых опор, направленных в противоположную сторону.

В отличие от рассмотренного случая раскруживание, оболочки на сплошных лесах соответствует приложению нагрузок, распределенных равномерно по всей площади покрытия.

Статическая работа оболочки в стадии монтажа, раскруживании и перехода в эксплуатационное состояние анализировалась для двух типов геометрических форм составных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной кривизны, в которых итоговые величины перемещений и напряжённое состояние в элементах были наиболее благоприятными.

С этой целью экспериментальные исследования проводились в два этапа.

Характеристики исследованных типов натуральных оболочек и их моделей приведены в таблице 1.

Таблица 1

Характеристики исследуемых типов оболочек и моделей

№ .	Исследуемые оболочки, маркировка элементов	Масштаб, размеры в м	Назначение
1	Составные ребристые, с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны М-1	М 1:10 4,8x4,8 м	Изучение напряженно-деформированного состояния при монтажных нагрузках. Оценка прочности, устойчивости, жесткости, трещиностойкости и безопасности при различных сочетаниях монтажной нагрузки; выявление рациональных способов монтажа и демонтажа.
2	Составные ребристые, с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны М-2	М 1:4 12x12 м	Изучение напряженно-деформированного состояния при монтажных и эксплуатационных воздействиях.
3	Пологие ребристые оболочки положительной гауссовой кривизны с квадратным планом	96x96 м	Изучение напряженно-деформированного состояния при различных уровнях и сочетаниях монтажной нагрузки. Выявление рациональных способов монтажа и демонтажа оболочки.

3. Результаты и обсуждение

3.1. На первом этапе экспериментальных исследований в отдельно стоящих центральных и не соединенных между собой боковых оболочках отрицательной гауссовой кривизны, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса равной $1,7 \text{ кН/м}^2$, определялось напряженно-деформированное состояние всего покрытия. После чего изучались два основных способа раскручивания. В первом способе, сначала опускались монтажные стойки и балки, а затем снимались усилия в монтажных затяжках. Во втором, – сначала снимались монтажные затяжки, а затем опускались монтажные стойки и балки. Варианты раскручивания состояли из 7 последовательных циклов. При этом, анализировалось изменение напряженно-деформированного состояния на каждом этапе исследования.

В первом способе раскручивания, при опускании монтажных балок, первоначальные усилия в затяжках центральных и боковых оболочек уменьшались на 21-34%, что значительно облегчает демонтаж затяжек. При этом наблюдался более благоприятный характер напряженного состояния в ребрах панелей оболочек.

При опускании монтажных стоек и балок, наибольший прогиб в центральной оболочке составил 2,9 мм, или $1/1155$ пролета; в боковой оболочке – 1,9 мм или $1/1786$ пролета. Дальнейшее снятие усилий в монтажных затяжках привело к увеличению начальных прогибов в центральной и боковых оболочках, соответственно, в 1,2 и 1,15 раза.

Таким образом предложено, - для выполнения раскручивания оболочек необходимо первоначально опустить монтажные стойки и балки, после чего необходимо снять усилия в затяжках, что является наиболее рациональным способом. Аналогичные результаты исследования получены для составных оболочек пролетом 12 м.

Для снижения прогиба оболочки от эксплуатационных нагрузок, до раскручивания производилось натяжение монтажных затяжек с контролированием усилий выгиба оболочки. Это привело к снижению максимальных прогибов в центральной и боковых оболочках в 1,4 и 1,23 раза. С увеличением усилия от натяжения в затяжках, прогибы оболочек уменьшались до 2 раз. Следует также отметить, что при снятии затяжек, горизонтальные перемещения в контурных ригелях боковых оболочек увеличивались до 15%.

Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшились в 1,14-1,3 раза для различных сторон контурных конструкций боковых оболочек. Наименьшее значение продольных усилий и изгибающих моментов получено в первом варианте раскручивания, создающем благоприятный характер напряженного состояния оболочки, что свидетельствует о целесообразности его применения. Таким образом, в стадии монтажа перпендикулярно расположенных арочных укрупненных элементов к двум средним диафрагмам, возникли усилия от собственной

массы. После замоноличивания стыков, в процессе раскружаливания, в этих диафрагмах усилия оставались без значительных изменений. В двух остальных диафрагмах, расположенных в направлении укрупненных арочных элементов, возникли значительные усилия от распора затяжек. Перераспределение усилий в диафрагмах происходило в основном в процессе раскружаливания оболочки.

3.2. На втором этапе экспериментальных исследований изучалось напряженно деформированное состояние монолитно соединенных между собой центральной и четырех боковых оболочек отрицательной гауссовой кривизны, установленных на общие четыре арочные диафрагмы, и нагруженных нагрузкой $1,7 \text{ кН/м}^2$ (рис. 3.).

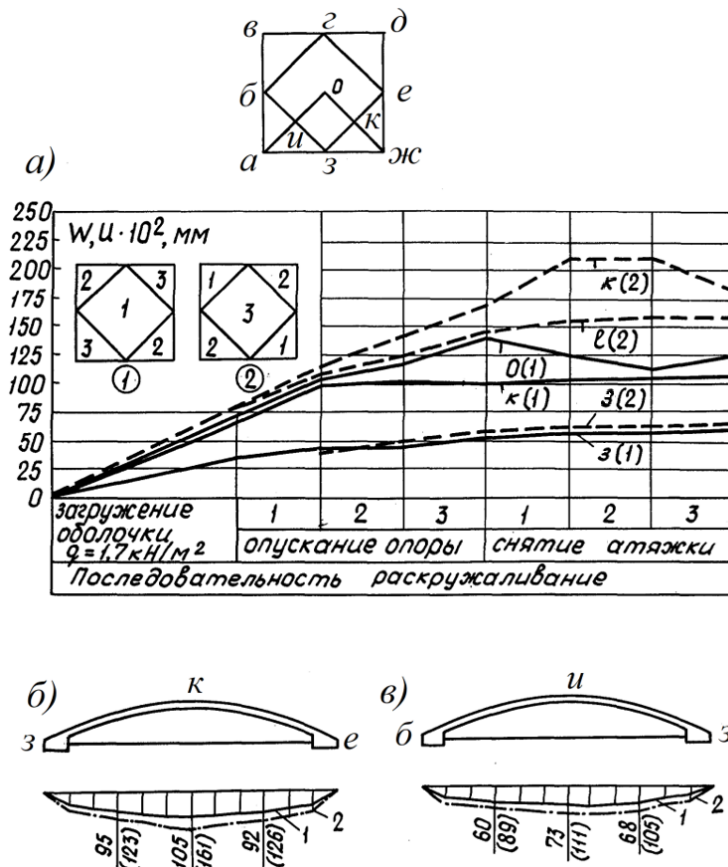


Рис. 3. Изменение прогибов монолитно соединенной составной оболочки $4,8 \times 4,8 \text{ м}$ в монтажной и демонтажной стадии : а – изменение перемещений в процессе загрузки монтажной нагрузкой и раскружаливания оболочки; б, в – прогибы средних диафрагм вдоль линии монтажных затяжек и балок; 1, 2 (в скобках) – варианты раскружаливания; 1-3 - последовательность раскружаливания (иллюстрация авторов)

Fig. 3. Change in deflections of a monolithically connected composite shell of $4.8 \times 4.8 \text{ m}$ in the installation and dismantling stages: а – change in displacements during the process of applying an installation load and untwisting the shell; б, с – deflections of the middle diaphragms along the line of mounting ties and beams; 1, 2 (in brackets) – untwisting options; 1-3 - sequence of untwisting (illustration by the authors)

Сравнительный анализ исследований по двум вариантам раскружаливания смонтированной первоначально центральной, а затем боковых составных оболочек показал, что при использовании первого варианта раскружаливания, прогибы для середины пролета оболочки и диафрагмы были меньше, соответственно, в 1,65 и 1,4 раза. Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшились в 1,15-1,27 раза для различных сторон контурных конструкций боковых элементов оболочек.

Наименьшее значение продольных усилий и изгибающих моментов получено по первому варианту раскружаливания, создающего благоприятный характер напряженного состояния оболочки, что свидетельствует о целесообразности его применения.

В настоящее время механика оболочек достигла такого уровня математизации, что

расчет пространственных конструкций стал привилегией отдельных высококвалифицированных специалистов. Отдавая должное точным методам расчета оболочек с помощью компьютерных технологий, следует отметить ответственность и весьма высокую трудоемкость составления и отладки программы для каждого типа оболочек.

Важное значение при этом приобретают разработанные практические методы расчета пространственных систем, основанные экспериментальным методом моделирования для оценки различных стадий напряженно деформированного состояния.

Автором предложена моментная теория расчета оболочек, методы моделирования, расчет укрупнённого монтажного элемента, численные эксперименты с учетом изменяющегося характера работы и расчетной схемы оболочек в стадиях монтажного состояния.

На основе общих уравнений моментной теории тонких оболочек, с учетом соответствующих гипотез и преобразований, получено уравнение равновесия разрешающий системы нелинейной теории :

$$D\nabla^2\nabla^2w - \nabla_k^2\varphi = q + L(w, \varphi) \quad (1)$$

где D – цилиндрическая жесткость оболочки; ∇^2 - оператор Лапласа, ∇_k^2 - оператор Власова.

После соответствующих преобразований получено уравнение совместности деформаций, выраженное через функции усилий и прогиба :

$$\frac{1}{Eh}\nabla^2\nabla^2\varphi + \nabla_k^2w = -\frac{1}{2}L(w, w) \quad (2)$$

Таким образом, исследование напряженно–деформированного состояния по нелинейной теории пологих оболочек в смешанной форме, сводится к совместному интегрированию двух дифференциальных уравнений

$$\begin{aligned} D\nabla^2\nabla^2w - \nabla_k^2\varphi &= q + L(w, \varphi) \\ \nabla_k^2w + \frac{1}{Eh}\nabla^2\nabla^2\varphi &= -\frac{1}{2}L(w, w) \end{aligned} \quad (3)$$

содержащих две искомые нелинейные функции – $w(x, y)$ и $\varphi(x, y)$, соответствующие граничными условиями на краях оболочки. Где $L(w, \varphi)$ и $L(w, w)$ обозначены нелинейные операторы.

Расчет пологих оболочек с учетом геометрической и физической нелинейностей в монтажной стадии выполнен с применением тригонометрических рядов.

В расчетах использование выражений (1-3) трудоемко даже для линейных задач, в связи с чем, в расчетах воспользуемся табличными данными. Тогда, значения усилий и перемещений в оболочке определятся по формулам :

$$\text{мембранные усилия} - N_i = qR_i\bar{N}_i; \quad S_i = qR_2\bar{S}_i; \quad (i = 1, 2). \quad (4)$$

$$\text{моментные усилия} - M_i = qS^2\bar{M}_i; \quad H_i = qS^2\bar{H}_i; \quad (i = 1, 2). \quad (5)$$

$$\text{перемещения} - u = \frac{qR_2S}{Eh}\bar{u}; \quad \vartheta = \frac{qR_2S}{Eh}\bar{\vartheta}; \quad \omega = \frac{qR_2^2}{Eh}\bar{\omega}. \quad (6)$$

Безразмерные коэффициенты усилий и перемещений $\bar{N}_i - \bar{M}_i - \bar{u}, \bar{\vartheta}, \bar{\omega}$ определяются для каждого вида и уровня нагрузки, для исследуемой точки нелинейно деформируемой панели оболочки.

Расчетная оценка изменяющихся напряженно-деформированного состояния пологих оболочек уникальных зданий пролетом 96 м в стадиях монтажа, раскруживания и перехода в эксплуатационное состояние, осуществлялись, как на натурной (табл. 2), так и на модельных конструкциях в масштабе М1:1, М1:4 и М1:10.

Для сравнительной оценки результатов исследований использовались предложенные автором расчетные методики, основанные на методах моделирования. При этом, основное внимание уделялось оценке изменения характера работы и расчетной схемы оболочек, как в стадии монтажа и раскруживания, так и перехода в эксплуатационное состояние [2,6,15]. В численных исследованиях за аналог принимались результаты экспериментальных исследований.

Таблица 2
 Результаты расчета оболочки разработанного конструктивного решения 96x96 м с
 абсолютно жесткими и податливыми диафрагмами

№	Основные данные	Расчетные данные оболочек	
		96x96 м	96x96 м
1	Расчетная призмная прочность бетона, МПа.	17,0	17,0
2	Приведенная толщина оболочки, см.	10,4	10,4
3	Модуль упругости бетона, МПа.	32500	32500
4	Модуль упругости, уменьшенный в связи с длительным действием нагрузки, МПа.	10400	10400
5	Радиус кривизны оболочки, см.	12450	12450
6	Начальный радиус кривизны во вмятине, см: а) без учета начальных несовершенств; б) с учетом начальных несовершенств.	12450	12450
		13578	13578
7	Предельный момент на контуре вмятины, Н*см/пог.см.	134210	134210
8	Радиус вмятины, см.	1436	1181/1436
9	Расстояние от диафрагмы до края вмятины, см.	1200	-
10*	Прогиб в центре вмятины, см.	21,6	4,9/16,1
11*	Несущая способность оболочки, кН/м ² .	7,8	11,84/9,35
12	Податливость диафрагм в вертикальной плоскости	Податливая	Абсолютно жесткая

* В числителе приведены данные для оболочки без учета, в знаменателе с учетом начальных несовершенств.

Выполнен сравнительный анализ экспериментальных и расчетных данных для оценки работы монтажного элемента размером 3x18 м масштабом М1:1, М1:4 и М1:10 при загрузке конструкции нормативной монтажной нагрузкой, нормативной нагрузкой от собственного веса 1,7 кН/м² и разрушающей нагрузкой 2,4 кН/м².

В проведенных исследованиях оценивалась работа затяжки и подкосов монтажной секции, полки плиты, криволинейных продольных ребер сборной ребристой плиты размером 3x6 м и её поперечных средних ребер.

Сравнение работы натурального монтажного элемента и его моделей свидетельствует о том, что значения экспериментальных и расчетных предельных усилий в шпренгельной затяжке составили, соответственно, 330,8 кН и 301,7 кН. Расхождение составило 8,8% и 7,5%.

Выполненные расчетные оценки напряженно-деформированного состояния пологих оболочек уникальных зданий пролетом 96 м в монтажной стадии, осуществленных для натурной и модельных конструкций от начальной стадии загрузки до стадии разрушения, свидетельствует о том, что наиболее надежным способом расчета является экспериментальный метод моделирования. Этот метод расчета обеспечивает эксплуатационную безопасность оболочек покрытия большепролетных уникальных зданий в стадиях монтажа, раскручивания и перехода в эксплуатационную стадию, а также позволяет разработать и внедрить новые эффективные конструктивные решения пространственных оболочечных систем.

Анализ эффективности предложенного метода монтажа и разработанных конструктивных решений сборно-монолитных оболочек покрытий пролетом 96 м, обеспечивающих конструктивную надежность и безопасность свидетельствует о снижении трудозатрат при монтаже на 26%. Вес комплекта монтажной оснастки снижается в 2,4 раза, по сравнению со сборочным кондуктором оболочки 36x36 м.

При применении сплошных лесов трудозатраты уменьшаются на 33%, а вес монтажной оснастки, - в 2,25 раза.

Таким образом, оценка напряженно-деформированного состояния пространственных систем только в стадии эксплуатации, без учета условий монтажа, даёт заниженные результаты. Было выполнено численное исследование с целью проверки возможности применения результатов проведенных исследований для оценки работы оболочек покрытия различных геометрических форм для уникальных большепролетных зданий с пролётами 48-96 м и более.

Результаты этого исследования свидетельствуют о целесообразности применения данной методики в практике проектирования и строительства.

4. Заключение

Установлено, что для большепролетных уникальных зданий рациональным типом покрытий являются железобетонные оболочки из унифицированных цилиндрических панелей размерами 3x6 м, разработанные комбинацией методов монтажа сплошных лесов с разреженными опорами и методами укрупнения монтажных элементов.

При применении этого метода трудозатраты монтаже уменьшаются на 26%, по сравнению с оболочками, собираемыми на сборочных кондукторах. Вес комплекта монтажной оснастки для разработанной оболочки 96x96 м снижается в 2,4 раза, по сравнению со сборочным кондуктором оболочки 36x36 м.

С применением современных методов моделирования разработана новые эффективные конструктивные решения сборно-монолитных оболочек. Модели масштабom M 1:10, 1:4 и 1:1, натурных конструкций исследован их напряженно-деформированные состояния в стадиях монтажа и демонтажа с учетом изменяющихся расчетных параметров и обеспечением высокой точности и надежности исследуемых явлений, особенно, при оценке их прочности, жесткости, устойчивости и безопасности.

Исследования, выполненные экспериментальными методами моделирования, позволили проанализировать различные варианты монтажа и выявить рациональный способ раскручивания оболочек. Установлено, что необходимо сначала опустить монтажные стойки и балки, а затем снять усилия во временных затяжках. При такой последовательности раскручивания, ребра панелей работают в более благоприятных условиях; опускание стоек приводит к снижению усилий в затяжках в среднем на 27,5 %, что облегчает их демонтаж.

Установлено, что для составных оболочек рациональным является выполнение раскручивания сначала для центральных оболочек, а после, - для примыкающих к ним боковых оболочек. При такой последовательности раскручивания, прогибы в середине пролета модели центральных оболочек и арочных диафрагм уменьшались, соответственно, в 1,65 и 1,5 раза, и составили, соответственно, 1,25 и 1,06 мм.

Аналогичное явление наблюдалось для горизонтальных перемещений оболочки, которые уменьшились в 1,16-1,28 раза, и составили 0,6-0,65 мм, что значительно облегчает демонтаж.

В заключение следует отметить, что применение исследованных рациональных вариантов монтажа и раскручивания, а также предложенной методика расчета, позволяет внедрить разработанные эффективные оболочки покрытий в уникальных большепролетных зданиях с различной геометрической формой с регулированием минимальных усилий при переходе в эксплуатационную стадию.

Список литературы / References

1. Шугаев В.В., Соколов Б.С., Пшеничников А.В. Расчет сборных железобетонных пространственных конструкций покрытий. Бетон и железобетон - взгляд в будущее: научные труды III Всероссийский (II Международной) конференции по бетону и железобетону М.: МГСУ, 2014. С 414-425.
Shugaev V.V., Sokolov B.S., Pshenichnikov A.V. Calculation of precast reinforced concrete spatial structures of roofs. Concrete and reinforced concrete - a look into the future: scientific works of the III All-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete M.: MGSU, 2014. P. 414-425.
2. Razzakov S.R. Modeling of seismic resistance of spatial high-span unique structures in the operational stage // IOP Conf. series: Materials science and engineering. 2021. Vol. 1079. 0422064. doi 10 1088/1757-899 1079/4/042064.
3. Еремеев П.Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений. М.: Издательство АСВ, 2015. 336 с.
Eremeev P.G. Modern steel structures of long-span coverings of unique buildings and structures. M.: ASV Publishing House, 2015. 336 p.
4. Лебедева И.В., Петрова Т.А. Анализ современных подходов к оценке надежности в строительстве. Вестник НИЦ «Строительство». [3]: 2023; 38: 20-36.
<https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-3> [38]-20-36.

- Lebedeva I.V., Petrova T.A. Analysis of modern approaches to assessing reliability in construction. Bulletin of the Scientific Research Center "Construction", 2023, 38 [3]: 20-36. <https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-3> [38]-20-36.
5. Колчунов В.И., Андросова Н.Б., Ключева Н.В., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ. 2014. 208 с. Kolchunov V.I., Androsova N.B., Klyueva N.V., Bukhtiyarova A.S. Survivability of buildings and structures under beyond-design influences. M.: Publishing house ASV. 2014. 208 p.
 6. Раззоков Н.С. Железобетонные оболочки покрытий уникальных большепролетных зданий в стадии возведения. Ташкент: Издательство «Фан» Академии наук Республика Узбекистан. 2022. 212 с. Razzokov N.S. Reinforced concrete shells for unique long-span buildings under construction. Tashkent: Publishing House "Fan" of the Academy of Sciences, Republic of Uzbekistan. 2022. 212 p.
 7. Головин Н.Г., Плотников А.Н., Расчет перекрестно-ребристых перекрытий с учетом физической нелинейности. Бетон и железобетон- взгляд в будущее: научные труды III Всероссийский (II Международной) конференции по бетону и железобетону М: МГСУ, 2014.С. 234-245. Golovin N.G., Plotnikov A.N., Calculation of cross-ribbed floors taking into account physical nonlinearity. Concrete and reinforced concrete - a look into the future: scientific works of the III All-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete M: MGSU, 2014. P. 234-245.
 8. Олейник П.П., Бродский В.И. Методы возведения железобетонных куполов/ М.: Издательство АСВ, 2016, 232 с. Oleinik P.P., Brodsky V.I. Methods for constructing reinforced concrete domes/ M.: ASV Publishing House, 2016, 232 p.
 9. Razzokov N.S. International Science and Modeling the Construction Stages of Large Span Spatial Unique Buildings of Complex Geometry/Modeling and methods of structural analysis. JOP Conf. Series: Journal of Physics: Conf. Series: 1425 (2020) 012100 doi: 10.1088/1742-6596/1425/1/012100.
 10. Перельмутер А.В., Кабанецев О.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой М.: Издательство АСВ. 2015. 148 с. Perelmuter A.V., Kabanetsev O.V. Analysis of structures with a changing design scheme M.: ASV Publishing House. 2015. 148 p.
 11. Лебедь. Е.В. Компьютерные технологии в проектировании пространственных металлических каркасов зданий. М.: Издательство МГСУ, 2017-140с. Lebed. E.V. Computer technologies in the design of spatial metal frames of buildings. M.: MGSU Publishing House, 2017 M.: 140 p.
 12. Design of buildings to resist progressive collapse/ UFC 4-023-03 DoD,USA, 2003. 175p.
 13. Pathan K.M., Sayyad Wajed Ali, Construction Stage Analysis of RCC Frames // International Journal of Engineering and Technology Research, 2014, Vol. 2, Issue-3. P. 54-58.
 14. Мирсаяпов И.Т. Новые методы расчета железобетонных конструкций на выносливость при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил. //Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды. Т.1 М.: МГСУ, 2014. С.335-342. Mirsayarov I.T. New methods for calculating reinforced concrete structures for endurance under the combined action of bending moments and shear forces. //Concrete and reinforced concrete - a look into the future: scientific works. T.1 M.: MGSU, 2014. P.335-342.].
 15. Замалиев Ф.С. Новые сталежелезобетонные балки, оценка их несущей способности. Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям. М.: Издательство МГСУ, 2018. - С.100-108

- Zamaliyev F.S. New steel concrete beams, assessment of their bearing capacity. Modern methods of calculation of reinforced concrete and stone structures according to limit states. Moscow Publishing House MGSU, 2018 - P.100-108.
16. Тамаразян А.Г., Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. Монография. М.: 2012. 524 с.
Tamarazyan A.G., Yesayan S.G. Mechanics of concrete creep. Monograph. M.: 2012. 524 p.
 17. Некрестянов В.Н. Моделирование разрушений строительных сооружений // Вестник МГСУ. 2014. № 9. С. 145-153.
Nekrestyanov V.N. Modeling of destruction of building structures // Bulletin of MGSU. 2014. №. 9. P. 145-153.
 18. Stupshin L., Kolesnikov A., Nikitin K. Optimal design of flexible shallow shells on elastic foundation // Journal of Applied Engineering Science -2017.- V. 15.N 3.- P.349-353. / DOI: 10.5937/jaes 15-14654.
 19. Meyer C. Nonlinear analysis of R/C structures in practice. – Proc. ASCE, J., Struct., Divis, 1992, V. 106 P. 1605-1622.
 20. Savula Y.H., Jarmai K., Mukha I.S. Analysis of shells reinforced by massive stiffening ribs// International applied mechanics.2008. Vol. 44. No 11. P. 1309-1318.

Информация об авторах

Раззаков Нурмухаммадхон Сайидмахсуд угли, доктор философии по техническим наукам, старший научный сотрудник, Научно-производственное объединение «Пространственные конструкции, сейсмостойкость зданий и сооружений», г. Жамбай, Узбекистан

E-mail: npl-spk@list.ru, ORCID: 0009-0003-9337-2910

Information about the authors

Razzakov Nurmukhammadkhon Sayidmahsud ugli. PhD, Senior Researcher, Scientific and Production Association "Spatial Structures, Seismic Resistance of Buildings and Structures", Zhambay, Uzbekistan

E-mail: npl-spk@list.ru, ORCID: 0009-0003-9337-2910