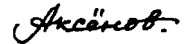


На правах рукописи

АКСЕНОВ Константин Ильич



**ИССЛЕДОВАНИЕ МОНТАЖНОЙ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ
СТАДИЙ РАБОТЫ МНОГОГРАННОЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ
ПРОСТРАНСТВЕННОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ**

Специальность 05.23.01

строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание учёной степени

кандидата технических наук

Москва - 2004

Работа выполнена в Государственном унитарном предприятии
«Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический
институт бетона и железобетона (ГУП «НИИЖБ») Госстроя РФ.

Научный руководитель - доктор технических наук,
профессор ШУГАЕВ В.В.

Официальные оппоненты - д.т.н., проф. ЖИВ А.С.
к.т.н ЛЮДКОВСКИЙ А.М.

Ведущая организация - МНИИТЭП

Защита состоится «23» апреля 2004 года в 16 часов на заседании
диссертационного совета Д 303.006.01 по защите диссертаций на соискание
ученой степени доктора технических наук в Государственном унитарном
предприятии «Научно-Исследовательский, проектно-конструкторский и
технологический институт бетона и железобетона» (ГУП «НИИЖБ»)
Госстроя РФ по адресу: 109428, Москва, ул. 2-я Институтская д. 6.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ГУП «НИИЖБ»

Автореферат разослан «17» марта 2004 г.

Ученый секретарь

диссертационного совета
кандидат технических наук,



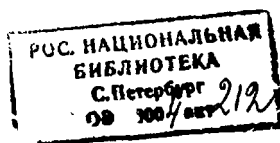
Зикеев Л.Н.

Разработка и внедрение прогрессивных пространственных конструкций покрытий, позволяющих улучшить архитектурно-планировочные решения, сократить расход строительных материалов и снизить собственный вес покрытия, всегда имели большое значение.

Тонкостенные пространственные конструкции могут быть эффективно использованы для покрытий общественных зданий больших и средних пролетов, при этом достигается не только экономический эффект, но и существенно обогащается архитектурный облик зданий. Особое значение для некоторых типов зданий имеет повышенная площадь светопрозрачного покрытия, создаваемая за счет установки стеклопакетов вместо части железобетонных плит. Устройство больших световых проемов позволяет достичь высокого уровня естественной освещенности перекрываемого пространства и играет значительную эстетическую роль.

Взаимосвязь несущей способности и формы конструкции претерпевает постоянные изменения по мере совершенствования знаний о свойствах материалов, благодаря появлению новых материалов и развитию методов расчета. Трудоемкость изготовления и монтажа и стоимость конструкций должны быть по возможности минимальными. Поэтому форму конструкции, при соблюдении требований к её несущей способности, необходимо тесно увязывать с возможностью механизации всех рабочих операций.

Накоплен большой опыт проектирования и строительства оболочек, однако относительный объём их применения в нашей стране крайне мал. Основной причиной, сдерживающей широкое применение пространственных конструкций, является разрыв, образовавшийся между проектированием конструкций и разработкой технологии их промышленного изготовления и монтажа. Известно, что затраты на изготовление и монтаж пространственных конструкций по отношению к их общей стоимости, особенно при малом объеме их применения, выше, чем у плоскостных. Поэтому упрощение



технологии изготовления и монтажа пространственных конструкций должны быть важным моментом при их исследовании и проектировании.

Достаточно часто при проектировании большепролетных пространственных покрытий применяют предварительное напряжение конструкций, в том числе при производстве преднапряжения в заводских условиях. В данной работе предлагается способ предварительного напряжения, достигаемый на монтажной площадке на одном из промежуточных этапов монтажа.

Актуальность работы определяется созданием принципиально новой конструкции покрытия - многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия, которая обеспечивает высокий уровень естественного освещения помещения за счет больших световых проемов.

Целью диссертационной работы являлись: разработка конструктивных решений новой пространственной конструкции покрытия; исследование ее напряженно-деформированного состояния на моделях на всех стадиях работы вплоть до разрушения; создание большепролетных пространственных конструкций с опиранием по углам, на колонны, расположенные по контуру, и висячего типа.

Научная новизна работы:

предложена новая конструкция многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия зданий с большими световыми отверстиями, составляющими 50 и более процентов от поверхности покрытия.

для многогранного каркаса пространственной конструкции предложено использовать унифицированные пустотелые элементы из высокопрочного бетона класса В60 и выше.

получены экспериментальные данные об особенностях напряженно-деформированного состояния многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия с опиранием по углам.

выявлена схема излома пространственной конструкции покрытия и соответствующая расчетная схема для определения ее несущей способности и предложена методика расчета конструкции на основе кинематического метода предельного равновесия;

предложена новая конструктивная схема многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия всякого типа и дана ее технико-экономическая оценка;

разработано проектное предложение по конструкции многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия.

Практическое значение работы состоит в том, что в результате проведенных исследований предложены конструкции с большими световыми проемами различных пролетов и даны экспериментально обоснованные предложения по изготовлению, конструированию и расчету многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия методом предельного равновесия и методом конечных элементов.

Апробация работы: Основные положения работы докладывались на конференции творческой молодежи и опубликованы в сборнике статей по материалам конференции «Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций» (Москва, 2002).

По материалам работы рассмотрены на секции научно-технического совета ГУП «НИИЖБ» и депонированы две статьи [3], [4].

По результатам проведенных исследований представлен доклад «Сталежелезобетонные оболочки с большими световыми проемами для покрытия зданий» (авторы: Шугаев В.В., Соколов Б.С., Аксенов К.И.) на

Симпозиум Международной Ассоциации по оболочкам и пространственным конструкциям ИАСС-2004 в Монпелье (Франция).

В полном объеме работа доложена и одобрена на заседании секции научно-технического совета ГУП «НИИЖБ» в феврале 2004 года и рекомендована к защите.

Диссертация состоит из пяти глав, основных выводов, списка литературы, включающего 91 источник. Работа изложена на 155 страницах машинописного текста, содержит 140 рисунков, 7 таблиц.

Работа выполнена в 2000-2003 г.г. в Лаборатории тонкостенных и пространственных конструкций. НИИЖБ под руководством Лауреата Государственной премии СССР, заслуженного деятеля науки РФ, Почетного члена РААСН, доктора технических наук, профессора Шугаева Владимира Васильевича..

Автор выражает глубокую признательность сотрудникам лаборатории пространственных конструкций за помощь в проведении исследований и всестороннюю поддержку.

Содержание работы

Во введении обосновывается актуальность темы и формулируются цели диссертационной работы.

В первой главе изложено современное состояние вопроса, касающегося расчета, конструирования, а также способа изготовления сборных оболочек положительной гауссовой кривизны и сетчатых оболочек, которые во многом схожи с многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкцией покрытия, определены цели и задачи исследования.

Вторая глава посвящена выбору расчетной схемы, методике расчета и анализу напряженно-деформированного состояния натурной конструкции

размером 24x24 м и приведен ее расчет на ЭВМ, а также расчет на ЭВМ ее модели и отдельной напрягаемой ячейки, выполненных в масштабе 1:15.

В качестве объекта исследования рассматривается многогранная сталежелезобетонная пространственная конструкция покрытия с размерами в плане 24x24 м (рис.1). Каркас многогранника образован перекрестной системой выполненных из тяжелого высокопрочного бетона тонкостенных линейных элементов 1, наклоненных к контуру и соединенных между собой по концам. Контурные элементы имеют вид арок, ферм или ломаных брусьев. В рассматриваемой конструкции для увеличения жесткости конструкции и снижения усилий в затяжке стрела подъёма контурной арки-диафрагмы была увеличена путём понижения уровня затяжки в середине пролёта бортового элемента на 0.5 м. В угловых и приконтурных зонах, образованные линейными элементами каркаса, ячейки покрываются плоскими или ребристыми плитами 2. Плиты соединяются с линейными элементами каркаса сваркой закладных деталей. Свободные от плит ячейки, являющиеся световыми проемами общей площадью не менее 50% от площади поверхности всей конструкции, заполняются самоуравновешенными напрягаемыми металлическими системами 3.

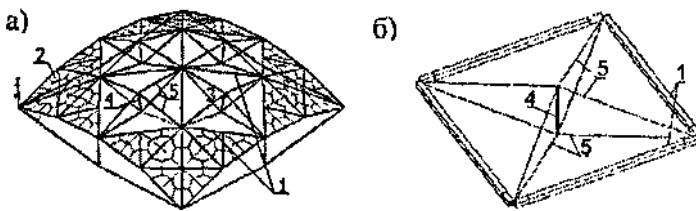


Рис. 1. Многогранная сталежелезобетонная пространственная конструкция покрытия размером в плане 24x24 м с опиранием по углам; а - общий вид оболочки с разбивкой на КЭ; б - напрягаемая ячейка; 1-железобетонные элементы каркаса; 2-плиты покрытия; 3-напрягаемые системы; 4- центральный раздвижной элемент; 5-металлические тяжи.

Напрягаемая ячейка (рис. 1, б) включает в себя раздвижной трубчатый элемент 4, соединенный по концам с железобетонной рамой восемью металлическими стержнями 5, придающими жесткость и неизменяемость всей конструкции оболочки, а также служащими опорой для конструкций светопрозрачного ограждения из стекла, пластика или высокопрочного тканевого материала. В отдельных случаях, при отсутствии необходимости в светопрозрачном покрытии, оболочка может быть покрыта плитами полностью.

Монтаж сталежелезобетонной многогранной пространственной конструкции покрытия производится в следующей последовательности. Первоначально на специальном посту ведется сборка укрупненных монтажных элементов, представляющих собой ячейки каркаса, собранные в форме ромба (рис. 1, б), состоящего из четырех одинаковых железобетонных тонкостенных линейных элементов. 1, расположенных в горизонтальной плоскости и соединенных в углах сваркой закладных деталей, внутри которых располагается самоуравновешенная, напрягаемая металлическая система. Центральная стойка этой системы. 4 снабжена раздвижным устройством (талрепом) или съемным домкратом. С помощью талрепа или домкрата центральная стойка удлиняется на заданную величину, вызывая в наклонных стержнях проектные значения растягивающих усилий. Необходимая величина растягивающих усилий задается таким образом, чтобы при расчетных нагрузках на оболочку в верхних наклонных стержнях 5, сжатых от внешних нагрузок, предварительные усилия напряжения не могли быть погашены.

Монтажные элементы укладывают на установленные контурные элементы и стойки, расположенные в местах соединений железобетонного каркаса конструкции, с проектными отметками по высоте. На следующем этапе устанавливаются все линейные элементы каркаса, не входящие в

монтажные блоки и выполняется сварка закладных деталей и замоноличивание узлов. Затем производится укладка железобетонных плит, которые соединяют с каркасом и контурным бортовым элементом сваркой закладных деталей и замоноличиванием швов.

Следующим этапом является устройство светопрозрачного покрытия из стекла, пластика или высокопрочной светопрозрачной ткани в ячейках, оборудованных самоуравновешенной металлической напряженной системой. Готовая пространственной конструкции может быть поднята целиком и установлена на опоры на проектной отметке.

Расчеты конструкции многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия выполнялись в два этапа методом конечных элементов в линейной постановке с использованием программного комплекса «STARKON». На первом этапе исследовалось напряженно-деформированное состояние конструкции в монтажной стадии. На втором этапе моделировалось напряженно-деформированное состояние в стадии эксплуатации.

Стрела подъема центра конструкции принималась равной 4,8 м (1/5 пролета в соответствии с рекомендациями для пологих оболочек. Контурные плиты покрытия плоские, двух типоразмеров - угловая и пролётная толщиной 40 мм. Элементы несущего каркаса - железобетонные стержни полого сечения, внешний контур которого имеет квадратное очертание с размерами 240x240 мм, центральное отверстие имеет $\varnothing 160$ мм. Расчетные характеристики сечений элементов приведены по формулам сопротивления материалов к одному материалу - бетону. Тяжи напрягаемой ячейки выполнены из арматурной стали $\varnothing 22$ А-IV. Центральный раздвижной элемент принят из трубы 70x7 мм с $R_s = 2750$ кг/см². Затяжка крестообразного сечения из двух уголков 100x 100x 10 мм с $R_s = 2750$ кг/см².

Расчетная схема содержала конечные элементы двух типов: пространственный стержень и плита-оболочка. В расчетной схеме принято жесткое соединение элементов. Конструкция шарнирно опирается по углам. При моделировании участков опирания железобетонных плит по краю оболочки в расчетной схеме были учтены эксцентриситеты между срединными плоскостями плит и стержневой системы. В расчет вводился сниженный модуль упругости бетона с учетом ползучести, рассчитанный по формуле:

$$E_{b1} = \frac{3}{4} \times (\varphi_{b1}/\varphi_{b2}) \times E_b = 127000 \text{ кг/см}^2; \quad (1)$$

где $\frac{3}{4}$ - коэффициент, учитывающий неоднородность бетона и несовершенства толщины конструкции; $E_b = 367000 \text{ кг/см}^2$ - начальный модуль упругости бетона класса В60; $\varphi_{b1} = 0.85$ - коэффициент, учитывающий увеличение деформаций конструкции вследствие кратковременной ползучести бетона; $\varphi_{b2} = 2$ - коэффициент, учитывающий увеличение деформаций конструкции вследствие длительной ползучести бетона.

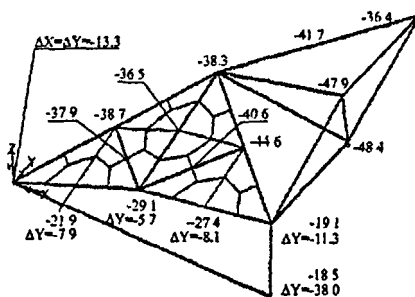


Рис. 2. Перемещения [мм] основных точек конструкции при нормативной нагрузке. ΔX и ΔY - горизонтальные перемещения.

При проведении статического расчета конструкции методом конечных элементов выяснилось, что наибольшее по значению вертикальное перемещение составило 48.4 мм, или 1/496 пролета оболочки в точке, расположенной в нижней части раздвижной стойки, что меньше регламентированной строительными нормами величины, равной 1/300 пролета (80 мм) (рис. 2).

Кроме вертикальных перемещений, показаны и перемещения в горизонтальной плоскости в точках контура и разбивка на КЭ. Эти данные позволяют судить о жесткости всей конструкции в целом и о влиянии податливости затяжки.

На рис. 3 показано распределение внутренних усилий N , которое на контуре подобно распределению усилий в оболочке положительной гауссовой кривизны. Затяжка конструкции растянута, как в распорных системах. Элементы контурной арки, расположенные у опоры, испытывают сжатие, а ближе к середине контурная арка растянута. Диагональная арка полностью сжата, так как на нее с конструкции перетекает большая часть нагрузки.

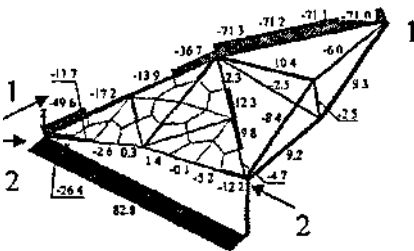


Рис. 3. Усилия N [т] в стержневых элементах от расчётной нагрузки.

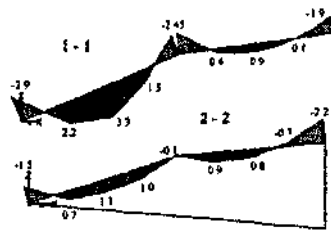


Рис. 4. Изгибающие моменты M [тхсм] в стержневых элементах от расчётной нагрузки. Маркировка сечений (см. рис. 3).

Приконтурные плиты рассматриваемой конструкции покрытия, согласно расчету, своим напряженным состоянием также похожи на оболочки положительной гауссовой кривизны. В плитах, примыкающих к диагональной арке, в направлениях, перпендикулярных ее оси, у опоры наблюдается растяжение, переходящее в сжатие; в направлении, параллельном диагональной оси оболочки, в плитах возникают сжимающие напряжения, постепенно увеличивающиеся к опоре. В плитах, примыкающих к бортовому элементу, наблюдается сдвиговый эффект, который

характеризуется растяжением в средней части плит, лежащих на бортовом элементе, и сжатием, проявляющимся в плитах при приближении к опоре.

На рис. 4 показаны моментные усилия в характерных сечениях конструкции. Эпюра в сечении 1-1 напоминает неразрезную балку, опорами которой являются узлы. В сечении 2-2 узел в первой четверти бортового элемента является податливым в вертикальном направлении, и здесь не возникает больших моментов. По результатам расчета были проверены поперечные сечения конструкции по несущей способности. Установлено, что предварительно заданные физико-механические и геометрические характеристики многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия были выбраны правильно.

В третьей главе приведены методики экспериментальных исследований напрягаемой ячейки и ее моделей. Изложены результаты исследований напряженно-деформированного состояния модели во время - испытаний и проведено сравнение с расчетными данными, полученными на основе МКЭ.

Исследуемая физическая модель многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия представляет собой конструкцию, геометрически подобную натурной оболочке в масштабе 1:15. Основные размеры модели: в плане - 1.6×1.6 м, стрела подъема середины оболочки – 0.32 м.

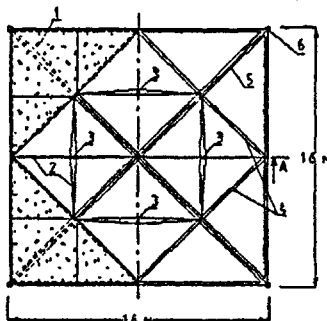


Рис. 5. Конструкция модели:
1 - угловые зоны с плитами, приваренными к контурным элементам и железобетонному каркасу
4,5; 2,3 – тяжи и стойки напрягаемой системы; 6 - опоры.

Сборные элементы оболочки составлялись из стержней 4 сечением 16×16 мм, армированных проволокой $\varnothing 1.2$ мм, и диагональных сдвоенных

стержней 5 сечением 16x32 мм. Часть элементов подвергалась укрупнительной сборке и собиралась в ромбический элемент, в центре которого перпендикулярно образуемой плоскости была расположена раздвижная стойка 3, концы которой проволочными тязами соединялись с углами ромбического элемента.

Поле конструкции частично покрывается плитками 1 толщиной 4 мм, армированными стальными проволочными сетками. Затяжка оболочки была выполнена из проволоки диаметром 3 мм.

Расчет модели был выполнен методом конечных элементов. Все физико-механические характеристики сечений были приняты с учетом коэффициентов подобия. Нагрузки на модель заданы исходя из нормативных q_n^n и расчетных q_p^n нагрузок на натурную конструкцию: $q_n^n = 332 \text{ кг/м}^2$ и $q_p^n = 408 \text{ кг/м}^2$, включающих в том числе нормативную снеговую нагрузку для III снегового района. Собственный вес конструкции учитывается отдельно.

Балочные и плитные элементы изготавливаются из материала с модулем деформаций $E_m = 115700 \text{ кг/см}^2$, определенным испытаниями призм после изготовления модели. Нагрузка на модель, при которой относительные деформации модели соответствуют относительным деформациям натурной конструкции при нормативной нагрузке, с учетом перехода от бетона натурной конструкции к материалу модели:

$$q_{м0} = C_\epsilon^{-1} \times q_n^n \quad (2)$$

E_m = начальный модуль деформаций материала модели (115700 кг/м²);

$$E_{m,l} = 0,85 \times E_b = 0,85 \times 115700 = 98345 \text{ кг/м}^2;$$

$$C_\epsilon^{-1} = E_{m,l} / E_{b,l} = 98345 / 127000 = 0,7743; (E_{b,l} \text{ см. формулу (1)});$$

q_n^n = нормативная нагрузка на натурную конструкцию (332 кг/м²);

$$q_{м0} = 0,7743 \times 332 = 257,1 \text{ кг/м}^2.$$

По полученным усилиям сечения модели были проверены по несущей способности и был сделан вывод, что физико-механические и геометрические характеристики сечения модели были приняты верно, что дало основания переходить к стадии изготовления модели.

Проведено сравнение расчетных результатов усилий и перемещений натурной конструкции и модели исследуемой конструкции покрытия. Можно сказать, что они близки с учетом коэффициента перехода, который равен произведению масштаба (15) на соотношение модулей деформаций материалов модели и натурной конструкции ($C_e^{-1}=0.77$).

Общий характер эпюр усилий в модели совпадает с распределением усилий, полученным при расчете натурной конструкции. Для исследования напряженно-деформированного состояния преднапрягаемой ячейки и, в частности, работы тяжей под нагрузкой, проводились испытания отдельного свободно опертого по углам сборного элемента до стадии разрушения. В процессе испытаний замеряли прогиб в центре модели, а также горизонтальные перемещения модели и осадки опор.

Испытания начались с натяжения тяжей ячейки на необходимые усилия с помощью натяжной центральной стойки. Максимальное сжимающее усилие в верхнем тяже модели оболочки согласно расчету равно 36 кг. Было решено натягивать стержни ячейки на 45-50 кг, с запасом для учета релаксации напряжений в стержнях.

Разрушение ячейки произошло при нагрузке 85.13 кг, приложенной к центру напрягаемой ячейки, которая была принята при расчете за разрушающую, при обрыве нижнего тяжа ячейки, усилие в котором достигли предельных значений 124 кг. По результатам испытания отдельной напрягаемой ячейки можно косвенно судить о характере ее работы в конструкции многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия. Испытания модели проводились на стационарном

силовом стенде. Один из углов модели был оперт на неподвижную опору, остальные - на подвижные.

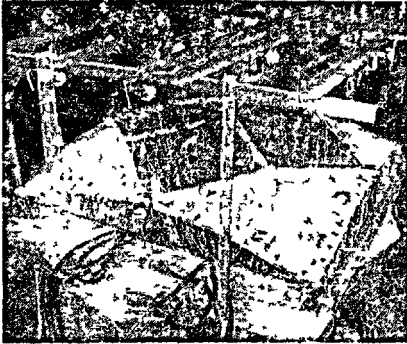


Рис. 6. Общий вид модели, готовой к испытаниям.

Для измерения прогибов характерных точек конструкции, горизонтальных перемещений элементов модели и осадки опор использовались приборы с ценой деления 0.01 мм. Деформации модели измерялись тензорезисторами с базой 20 мм. Относительные деформации бетона и арматуры замерялись в 650 точках, а перемещения в 32 точках.

Модель (рис. 6) испытывалась следующим образом. Первоначально последовательными загрузками с выдержкой между этапами достигалось расчетное значение равномерно распределенной нагрузки, после чего часть нагрузки представлялась в виде кососимметричной.

Далее после разгрузки система загружалась последовательно равномерно распределенной нагрузкой до расчетного значения, после чего, с шагом примерно в $1/10$ от расчетной нагрузки, достигалось значение, превышающее расчетное на 25%. На последнем этапе нагружения модель разрушилась после выдержки при нагрузке 397 кг/м^2 . В процессе испытаний фиксировался момент образования и схема распределения трещин в модели.

Задолго до разрушения в углу модели сверху были замечены трещины вдоль диагонали, образовавшиеся в результате значительных растягивающих напряжений в направлении, перпендикулярном диагональной оси.

Испытания показали, что общий характер перемещений, как в расчете, так и в эксперименте имеет одну и ту же картину. На рис. 8 показана эпюра

прогибов оболочки в диагональном сечении на всех стадиях работы от упругой до предельной.

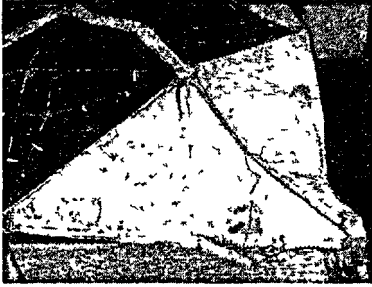


Рис. 7. Угол модели, разрушившийся при испытании.

При сравнении экспериментальных и расчетных значений было отмечено, что горизонтальные перемещения углов конструкции при нормативной нагрузке оказались больше, чем полученные в расчете. Учет реальной жесткости затяжки привел к тому, что расчетные и экспериментальные прогибы в центре оболочки оказались равными.

На рис. 8 расчетные значения прогибов при нормативной нагрузке показаны толстой линией. Максимальный прогиб в рассматриваемом сечении развивался в четверти пролета диагонали и составил перед разрушением 8.2 мм. Анализ данных эксперимента показал, что прогибы модели конструкции при нормативной нагрузке оказались меньше допустимых, что говорит о высокой жесткости системы.

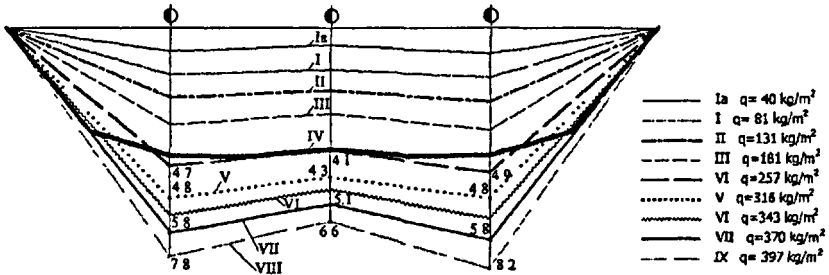


Рис. 8. Прогибы [мм] в диагональном сечении модели при нагружении этапами вплоть до расчетной нагрузке с $C=1.25$.

Во время испытаний напряженное состояние затяжки конструкции оценивалось по показаниям датчиков. Средние напряжения в затяжке при расчетной нагрузке составили 2000 кг/см^2 .

Особое внимание в работе уделено преднапрягаемой сборной ячейке. Перед замоноличиванием узлов конструкции, стержни механическим натяжным устройством были натянуты на необходимую величину. После полной сборки конструкции системе сообщили дополнительное натяжение, чтобы возместить потери напряжения в тросах. На диаграмме $\epsilon-q$ (рис. 9) видно, что при загрузении модели относительные деформации в нижних тросах растут (стержни 5 - 8), а в верхних уменьшаются (стержни 1 - 4), по сравнению с начальным предварительным напряжением. Нумерация элементов произведена согласно схеме расстановки приборов (рис. 10).

Из рис. 9 видно, что нижние стержни 6, 8 значительно больше растягиваются, чем нижние стержни 5, 7. Подобная картина распределения усилий в тросах говорит о том, что на определенном этапе нагружения нижние стержни 6, 8, расположенные параллельно боковым аркам (рис. 10), начинают работать как внутренний контур.

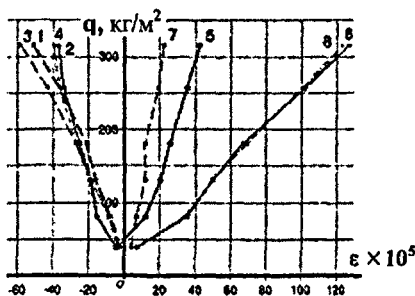


Рис. 9. График $\epsilon(q)$ для тросов напрягаемой ячейки.

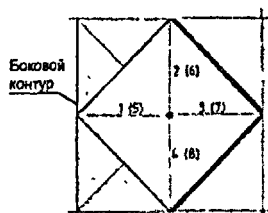


Рис. 10. Нумерация тросов напрягаемой ячейки (в скобках указаны нижние стержни).

Возникновение дополнительного внутреннего контура положительно влияет на работу конструкции в целом, так как часть нагрузки с внешнего контура воспринимается внутренним. Замеченный при испытании одиночной напрягаемой ячейки эффект выгиба железобетонных стержней при испытании модели в явном виде не наблюдался.

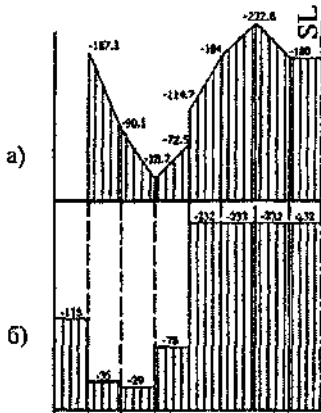


Рис. 11. Эпюры усилий N [кг] в диагональных арках модели: а–экспериментальная эпюра N ; б–расчетная эпюра N .

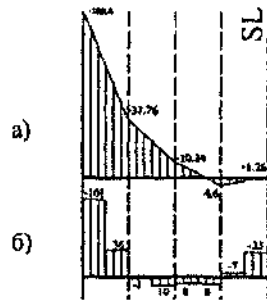


Рис. 12. Эпюры усилий N [кг] в бортовых арках модели: а–экспериментальная эпюра N ; б–расчетная эпюра N .

На рис. 11 и 12 показаны расчетные и экспериментальные эпюры усилий N и M , возникающих соответственно в бортовых и диагональных арках модели оболочки покрытия. По виду расчетная и экспериментальная эпюры нормальных усилий в бортовых арках несколько отличаются друг от друга, хотя максимальные значения сжимающих усилий почти не отличаются по величине. По виду расчетная и экспериментальная эпюры нормальных усилий в диагональных арках близки между собой. Максимальное сжимающее усилие N в середине диагональной арки согласно расчету составляет 232 кг, а в эксперименте равно 222.3 кг. Минимальное сжимающее усилие N на этом участке оболочки по расчету 29 кг, в эксперименте 28.7 кг.

Эпюры моментов, полученные расчетом, в большей степени отличаются по виду от экспериментальных. Это связано как с погрешностями, вызванными идеализацией работы конструкции в расчете, так и с разбросом данных замеров тензодатчиков на тонких элементах модели. Вместе с тем, прочность сечений элементов модели, проверенная по максимальным значениям нормальных сил и изгибающих моментов, удовлетворяет

предъявляемым к ним требованиям. Как уже указывалось выше, разрушение модели произошло при нагрузке 397 кг/м^2 , что в 1.256 раза превышает расчетную нагрузку и свидетельствует о высокой прочности конструкции.

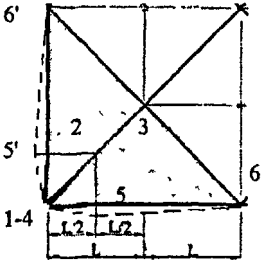


Рис. 13. Схема разрушения углового элемента.

Разрушение произошло в результате прохлопывания одной из угловых зон модели конструкции (рис. 7). При этом произошло разрушение диагонального ребра в точках 1-4, 2 и 3, контурных элементов в углах 5, 6 (5', 6') и плиты оболочки по линиям 2-5, 2-5'. Общий вид схемы разрушения с нумерацией пластических шарниров приведен на рис. 13.

В четвертой главе рассматриваются расчеты многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия на основе метода предельного равновесия. Приведены результаты расчета в сопоставлении с экспериментальными данными.

По схеме разрушения пространственной конструкции дана непосредственная оценка ее несущей способности, с использованием кинематического метода предельного равновесия. Необходимо отметить, что раскрытие трещин 1-2,4-2 ввиду отсутствия армирования шва произошло за несколько этапов до полного разрушения угловой зоны, и его вклад в работу внутренних сил не учитывается. Вследствие этого диагональный стержень на участке 1-2 работает как стержень прямоугольного сечения, а выше, на участке 2-3, как стержень таврового сечения. Из схемы излома видно, что при виртуальном перемещении точки 2 на $\delta=1$ пластические шарниры 1, 4, 3, 6, 6' открываются сверху, а шарниры 2, 5, 5' снизу.

Работа внутренних сил определяется формулой (3).

$$T = M_1 \times \varphi_1 + M_2 \times (2\varphi_1) + M_3 \times \varphi_1 + 2M_4 \times \varphi_2 + 2M_5 \times (\varphi_2 + \varphi_3) + 2M_6 \times \varphi_3 + m \times 2 \times L/2 \times (\varphi_2 + \varphi_3); \quad (3)$$

Опустив вычисления величин изгибающих моментов M_1-M_6 и m и подставив их значения в формулу Т, найдем: $T = 90.55 \text{ кг} \times \text{см}$;

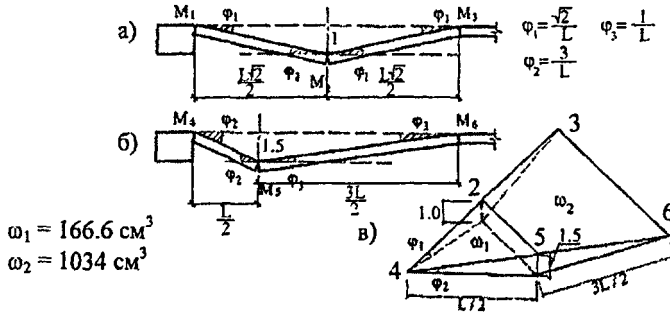


Рис. 14. Схема излома модели пространственной конструкции
 а - излом по диагонали; б - излом по боковой арке; в - половина пирамиды продавливания.

Работа внешней нагрузки на виртуальном перемещении по вертикали соответствующем пирамиде продавливания, представленной на рис 14, в:

$$V = q \times \omega = q \times 2 \times (\omega_1 + \omega_2); \quad (4)$$

Приравняв $T=V$, найдем $q = 377 \text{ кг/м}^2$.

В результате эксперимента получена равномерно распределенная разрушающая нагрузка, равная 397 кг/м^2 . Найденное значение расчетной нагрузки близко к экспериментальному и меньше его всего на 4.6 %.

Проверки по другим возможным схемам разрушения показали, что значения предельных нагрузок оказались выше, чем по схеме разрушения угловой зоны. Таким образом, в соответствии с кинематической теоремой предельного равновесия действительной схемой разрушения оказалась та, предельная нагрузка для которой оказалась минимальной.

Пятая глава содержит предложения по различным конструктивным решениям многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия и различные архитектурно-планировочные решения.

Для увеличения перекрываемых пролетов исследована возможность применения многогранной сталежелезобетонной пространственной

конструкции покрытия в качестве висячих конструкций. Предложенная конструкция с размерами в плане 48×72 м выполнена из шести конструкций 24×24 м. Середина висячей системы в продольном направлении приподнята на 1 м, тем самым ей сообщена некоторая впадинность и организован внутренний водосток. Основные колонны имеют высоту 10,8 м от уровня опирания на них пространственных конструкций (полная высота колонн 20,8 м, сечение $1,0 \times 0,5$ м). К их верху вантами (канат двойной свивки $\varnothing 65$ мм по ГОСТ 3083-80, состоящий из 90 проволок, разрывное усилие каната в целом 1625 т) крепятся отдельные узлы конструкции.

Висячая пространственной конструкции имеет затяжки в продольном направлении по центру, выполненные по образцу применяемой в конструкции, опертой на четыре угла, и в поперечных направлениях – распорки из металлических труб $\varnothing 273 \times 7$ мм. По краям конструкция с двух сторон опирается на фахверковые колонны сечением $0,3 \times 0,3$ м. Колонны этого же сечения используются для возведения пристроек, расположенных по обе стороны конструкции, пролет которых составляет 6 м, а высота – 10 м. Перекрытие пристроек толщиной 0,15 м укладывается на ригели сечением $0,3 \times 0,2$ м. Вакты, идущие от верха главных колонн к пристройке (8 канатов двойной свивки $\varnothing 65$ мм), необходимо натянуть на суммарное усилие для крайних главных колонн 3615 кН, для средних главных колонн 7050 кН.

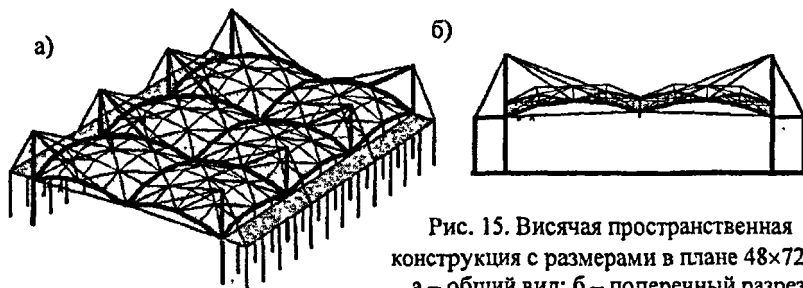
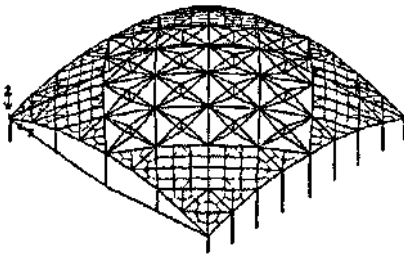


Рис. 15. Висячая пространственная конструкция с размерами в плане 48×72 м; а – общий вид; б – поперечный разрез.

Выполнен расчет конструкции, по результатам которого построены эпюры усилий N и M , и выполнено исследование ее напряженно-деформированного состояния. В отличие от конструкций, опертых на четыре угла или по контуру на колонны (подобный расчет также был выполнен), имеются достаточно большие зоны растяжения железобетонных элементов в центре висячей конструкции в продольном направлении, которые потребуют дополнительного армирования.



**Рис. 16. Многогранная
сталежелезобетонная оболочка
покрытия размером в плане 48×48 м.**

Для расширения области применения многогранных сталежелезобетонных пространственных конструкций покрытия и сравнения с висячей оболочкой такого же класса, был разработан вариант пространственной конструкции с размерами в плане 48×48 м с опиранием по двум сторонам на колонны, установленные с шагом 6 м.

По двум другим сторонам пространственной конструкции расположены затяжки, выполненные из четырех равнополочных уголков 180×12 мм, расположенных крестообразно.

Эта конструкция покрытия также состоит из арок полигонального очертания, расположенных в диагональном направлении, пересечение которых образует сетчатую оболочку. Форма поперечного сечения пустотелых железобетонных элементов конструкции была увеличена с учетом роста напряжений в элементах до размеров 400×400 мм (рис. 5.26). В ячейки, образованные пустотелыми стержневыми элементами арок, выполненными из высокопрочного бетона класса В60, аналогично рассмотренным выше примерам, устанавливаются пространственные

стержневые системы. Тяжи напрягаемой ячейки имеют составное сечение, включающее два арматурных стержня $\varnothing 32$ мм класса А-IV. Если в оболочке 24x24 м все плиты были треугольные плоские, то в данной конструкции пришлось применить как треугольные ребристые, так и прямоугольные ребристые плиты размером 2.8x8.5 м.

Для выявления рационального конструктивного решения покрытия пролетом 48 м, было выполнено сравнение материалоемкости конструкции размером в плане 48x48 м, опертой на колонны по двум сторонам, с висячей конструкцией размером в плане 48x48 м, скомбинированной из четырех пространственных конструкций 24x24 м.

Сравнение показало, что висячая конструкция с пролетом 48 м по расходу бетона и стали экономичнее конструкции размером 48x48 м, опертой на колонны по двум сторонам на 35%.

Общие выводы по диссертационной работе:

1. На основе анализа существующих проектных проработок и применяемых в практике строительства конструкций железобетонных оболочек предложена конструкция многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия, основным отличием которой от существующих конструкций является наличие больших световых проемов. С целью придания необходимой жесткости пространственной конструкции, ослабленной большими отверстиями, и обеспечения необходимой прочности, в местах световых проемов устанавливаются стержневые системы, создающие возможность преднапряжения конструкции.

2. Конструкция стержневой напрягаемой ячейки исследована на модели последовательными нагружениями вплоть до разрушения. Результаты исследования подтвердили возможность применения исследуемой системы в многогранной пространственной конструкции с целью увеличения ее

жесткости и возможности использования ее в качестве опоры для конструкций светопрозрачного ограждения из стекла, пластика или высокопрочного тканевого материала.

3. Разработаны расчетные схемы МКЭ, обеспечивающие определение напряженно-деформированного состояния элементов многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия. Даны рекомендации по составлению расчетных схем МКЭ, учитывающие конструктивные особенности различных модификаций данной конструкции покрытия и неупругие свойства бетона.

4. Результаты численных исследований, выполненных с использованием вычислительного комплекса STARKON, показали близость экспериментально полученных значений напряженно-деформированного состояния и расчетных значений деформаций и усилий в элементах конструкции, расхождение между которыми не превышало 14%.

5. Разработана методика расчета несущей способности многогранной сталежелезобетонной пространственной конструкции покрытия на основе кинематического метода предельного равновесия. Предложено производить расчет прочности угловой зоны конструкции и ее средней части. Выявлена схема разрушения конструкции, которая использовалась для оценки ее несущей способности с применением кинематического метода предельного равновесия. Опытные и расчетные величины разрушающей нагрузки отличались на 4.6%.

6. Предложены различные модификации многогранных сталежелезобетонных пространственной конструкции покрытия, позволяющие увеличить пролет конструкции, в том числе с использованием вантовой системы. Дано их технико-экономическое обоснование, подтвердившее эффективность применения пространственной конструкции висячего типа, при пролете 48 м и показано значительное сокращение расхода

материалов по сравнению с пространственной конструкцией 48х48 м опертой по двум сторонам на колонны.

7. Проведенные экспериментально-теоретические исследования и конструктивные проработки позволяют рекомендовать исследованную конструкцию для применения в качестве покрытия зданий и сооружений, где особое внимание уделяется высокому уровню естественного освещения и архитектурной выразительности интерьера.

Публикации

1. Аксенов К.И. Выбор рациональной конструктивной схемы сталежелезобетонной многогранной оболочки покрытия // Новые идеи развития бетона и железобетонных конструкций. Доклады и труды молодых специалистов. - М. - 2002. - С. 18-23.
2. Заявка на выдачу патента на полезную модель № 2003135081 от 09.12.2003 г. Название: «Сборная железобетонная оболочка покрытия». Авторы: Шугаев В.В., Соколов Б.С., Аксенов К.И.
3. Соколов Б.С., Аксенов К.И. Расчет и конструирование многогранной сталежелезобетонной оболочки покрытия. Москва, 2004 — 12 с. — Рукопись представлена НИИЖБ. - деп. ВНИИТПИ, 2004, №11918.
4. Аксенов К.И. Экспериментально-теоретические исследования многогранной сталежелезобетонной оболочки покрытия на модели. Москва, 2004 - 12 с. - Рукопись представлена НИИЖБ. - деп. ВНИИТПИ, 2004, №11919.

**КОПИ-ЦЕНТР св. 77:07:10429 Тираж 100 экз.
тел. 185-79-54**

**г. Москва м. Бабушкинская ул. Енисейская 36 комната №1
(Экспериментально-производственный комбинат)**

№ - 5286