

ПРОСТРАНСТВЕННОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПОКРЫТИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Иовенко А.А., Рихтер Д.А.

Научный руководитель — профессор Яров В.А.

Сибирский федеральный университет

Весной 2007 г. глава г. Красноярск П.И. Пимашков заявил: «Ни одно здание в Красноярске не должно быть построено без учета подземных парковок. Если же это по какой-либо причине не возможно, то необходимо предоставить отчет с подробным объяснением обстоятельств». После этого заявления вышло постановление мэра города о невозможности ввода в эксплуатацию объекта, не обеспеченного достаточным количеством парковочных мест.

На сегодняшний день проблема с парковочными местами в г. Красноярске и во многих крупных городах остается не разрешенной. Активно ведется освоение подземного пространства.

Проанализировав существующие конструктивные решения, мы можем сделать вывод, что при строительстве подземных сооружений и парковок, в частности, покрытие возводится преимущественно плоским, кессонным, или в лучшем случае применяется цилиндрическая оболочка. Необходимо исследовать данную область строительства и применяемые в ней железобетонные конструкции. Целью этих исследований, главным образом, является разработка нового эффективного конструктивного решения подземного пространственного покрытия, обладающего достаточной несущей способностью и жесткостью, но при этом значительно экономичнее известных аналогов.

Для решения поставленной задачи было сконструировано неразрезное пространственное покрытие размерами 18×18м в плане (рис. 1, 2) согласно рекомендациям СП 52-117-2008 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий», СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

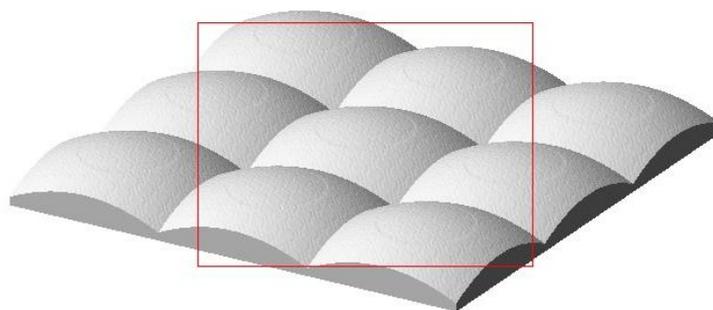


Рис. 1. Пространственное покрытие, вид сверху

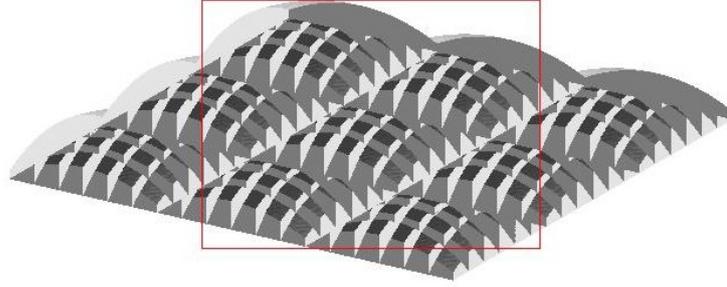


Рис. 2. Пространственное покрытие, вид снизу

Покрытие имеет следующее конструктивное решение. Основной элемент покрытия размерами 6×6 м в плане (рис. 3.) представляется в виде оболочки положительной Гауссовой кривизны, которая опирается на контурные плоские диафрагмы, при этом вся конструкция усилена продольными и поперечными ребрами с шагом 1 м, образуя при этом кессонную нижнюю поверхность покрытия. Нижний криволинейный контур ребер имеет стрелу выгиба f_p , расположенную в интервале от $f_p = 1/4 \div 1/6$ от l в зависимости от удаленности ребра от края, где l – размер стороны основного элемента в плане $l = 6$ м. Оболочка принята толщиной $t_{об} = 80$ мм и задана по формуле $z = (1 - x^2/3 - y^2/3)/4$ из условия $f_{об} = 1/6$ от l , в результате образуется стрела выгиба сторон, равная $f_{об} = 0,75$ м. Контурные плоские диафрагмы толщиной $t_d = 2t_{об} = 160$ мм. Высота наиболее низкой части контурной диафрагмы $d = 1/20$ от l , внутренние ребра толщиной 120 мм. Вся конструкция выполнена из монолитного бетона В20, арматура класса АІ и АІІІ.

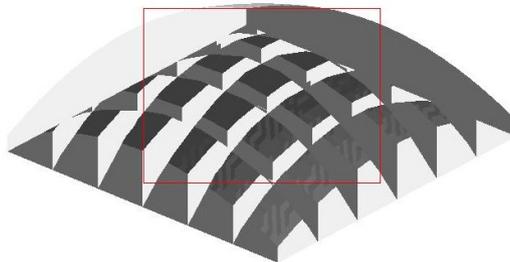


Рис. 3. Основной элемент пространственного покрытия

При конструировании пространственного покрытия подземных сооружений, брались во внимание специфика и «слабые места» конструкций данного рода. Оболочка формой положительной Гауссовой кривизны преимущественно во всех направлениях работает на сжатие, она опирается на контурные диафрагмы сверху, что автоматически исключает места вероятного среза в опорных зонах. Прямолинейность нижнего контура диафрагм играет роль затяжек и воспринимает растягивающие усилия, передаваемые от оболочки, тем самым предотвращает передачу изгибающего момента на колонны. Криволинейность нижнего контура продольных и поперечных ребер в форме арки заставляет их работать на сжатие, а увеличение высоты сечения в опорной и приопорной зонах уменьшает вероятность среза и усиливает «слабое место» оболочки – приконтурную зону, места вероятного разрушения. Таким образом, получили конструкцию, обладающую достаточной несущей способностью, жесткостью и геометрической неизменяемостью, чтобы быть использованной в качестве покрытия подземного сооружения.

Исследование напряженно-деформированного состояния данной конструкции покрытия производилось в программном комплексе “Lira Soft” с учетом физической нелинейности работы материала по экспоненциальному закону деформирования, с применением трех- и четырехугольных конечных элементов оболочки с шагом разбиения 100мм. Граничные условия таковы, что в местах размещения колонн с шагом 6м запрещаются перемещения по вертикальной оси Z , в левом нижнем углу покрытия (согласно рис. 1) запрещаются перемещения по вертикальной оси Z и по оси X в плоскости, в правом верхнем углу покрытия запрещаются перемещения по вертикальной оси Z и по оси Y в плоскости. Помимо собственного веса загрузка производится равномерно распределенной нагрузкой на поверхность покрытия с шагом $0,5\text{т/м}^2$ до $3,0\text{т/м}^2$ без достижения предельных состояний. Также для сравнения и получения объективной оценки работы данной конструкции были произведены численные исследования двух других конструктивных решений покрытия:

1. Неразрезное пространственное покрытие размерами $18\times 18\text{м}$ в плане, с основным элементом положительной Гауссовой кривизны $6\times 6\text{м}$ в плане, опирающимся на плоские контурные диафрагмы. Конструктивное решение аналогично вышеуказанному решению, но отсутствуют продольные и поперечные ребра, образующие кессонную нижнюю поверхность плиты.

2. Неразрезное плоское кессонное покрытие размерами $18\times 18\text{м}$ в плане, с основным элементом $6\times 6\text{м}$ в плане. Основной элемент представляется в виде плоской плиты толщиной 200мм, второстепенных продольных и поперечных балок с шагом 1м и сечением $400\times 200\text{мм}$, образующие нижнюю кессонную поверхность плиты, главных балок сечением $600\times 300\text{мм}$, расположенных по периметру основного элемента. Конструкции сопрягаются вровень. Покрытие выполнено из монолитного бетона В20, арматура класса А1 и АIII.

Анализ численных исследований приведенных выше 3-х конструктивных решений производится при расчетной комбинации нагрузок: собственный вес $\times 1,1 + 3,0\text{т/м}^2$; при этом берутся во внимание перемещения по вертикальной оси Z центрального основного элемента покрытия (рис. 4-6), т.к. он находится в наиболее приближенных к реальным граничным условиям; а при сравнении оробренного пространственного покрытия и нет, обращаем внимание на картину деформирования всего диска покрытия (рис. 7, 8).

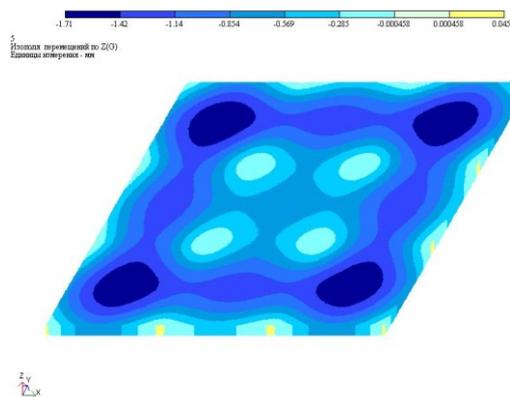


Рис. 4. Вертикальные перемещения в кессонном покрытии по оси Z , максимальное значение которых в центральном элементе достигает 1,2мм

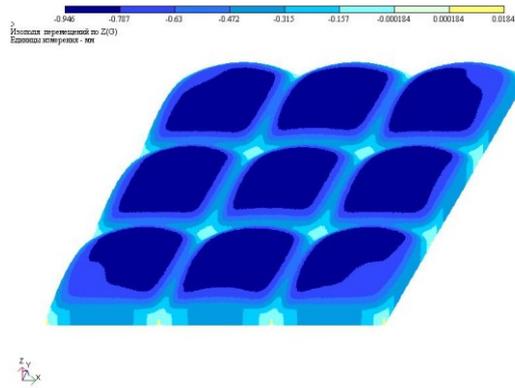


Рис. 5. Вертикальные перемещения по оси Z в пространственном покрытии без ребер, максимальное значений которых в центральном элементе достигает 1,0мм

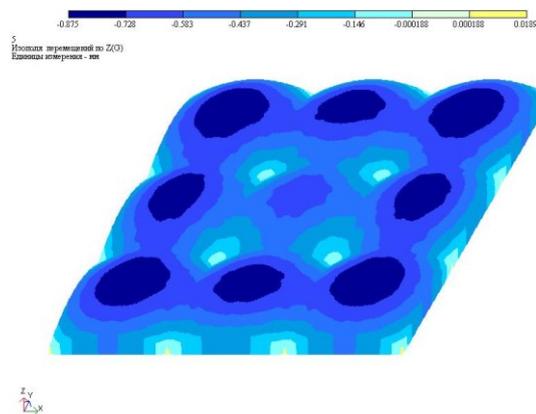


Рис. 6. Вертикальные перемещения по оси Z в пространственном ребренном покрытии, максимальное значений которых в центральном элементе достигает 0,5мм

Выводы:

- пространственное покрытие без ребер деформировалось на 20% меньше, чем кессонное;
- пространственное ребренное покрытие деформировалось на 50% меньше, чем покрытие без ребер.

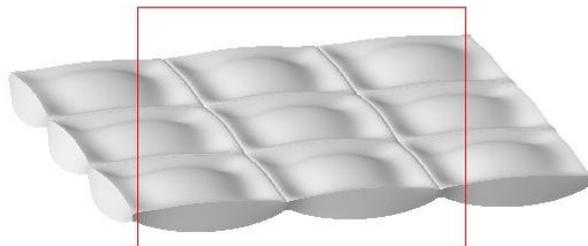


Рис. 7. Картина деформирования пространственного покрытия без ребер

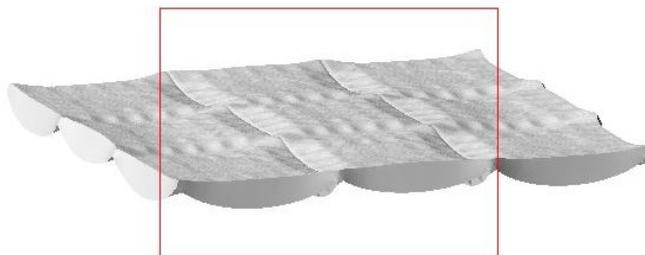


Рис. 8. Картина деформирования пространственного ребренного покрытия

Вывод: анализируя картины деформирования можно сказать что, ребрение криволинейными ребрами пространственного покрытия заставляет его работать как единый диск, усиливая приконтурные зоны основных элементов. Отсутствие ребрения приводит к потере устойчивости из плоскости плоских контурных диафрагм, а несущая способность покрытия увеличивается в два раза.

При этом следует отметить, что по расходу бетона ребренное пространственное покрытие превышает пространственное покрытие без ребер на 31% и меньше плоского кессонного на $\approx 34\%$. Армирование же ребренного покрытия больше, чем покрытия без ребер на $\approx 47\%$, и меньше плоского кессонного на 58%.

В дальнейшем планируется усовершенствование узла стыка конструкций покрытия с колонной и проведение экспериментальных исследований.