

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ПОКРЫТИЯМИ В ВИДЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СОСТАВНЫХ ОБОЛОЧЕК

Е.Ю. ДАВЫДОВ, канд. техн. наук, доцент
Белорусский национальный технический университет.
220037, Минск, Республика Беларусь, ул. Менделеева, дом 12, кв. 66.
Тел. 245-47-50, E.mail: davydovevg13@yandex.ru

Рассматривается аналитический вариант определения пространственной работы каркаса здания с покрытиями в виде составной оболочки. Особенности рассматриваемых конструктивных решений является формирование покрытий из отдельных панелей-оболочек заводского изготовления, пролётная конструкция которых имеет форму гиперболического параболоида, а в качестве материала используются листы стального профилированного настила, обладающие резкой конструктивной анизотропией. При решении задачи учтены реальные параметры и условия эксплуатации производственных зданий. Результаты решения представлены в виде графиков, предназначенных для практического применения.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: покрытие, оболочка, панель, жёсткость, момент.

Рассматриваются каркасы зданий, где диск покрытия образован из отдельных панелей-оболочек заводского изготовления. Размеры панелей – оболочек в плане: ширина – 3м, длина равна пролету здания (15...24м). Основными конструктивными элементами панелей-оболочек являются опорный контур и пролётная конструкция. Опорный контур – это пространственная замкнутая рама, которая включает в себя продольные и поперечные элементы. Пролётная конструкция в виде поверхности отрицательной гауссовой кривизны (гиперболического параболоида) образуется из конструктивно-анизотропных материалов, каковыми являются, например, стальные профилированные настилы. Линейчатые образующие гипара располагаются параллельно продольным и поперечным элементам опорного контура.

Применение для пролётной конструкции материалов с резкой конструктивной анизотропией существенно улучшает, прежде всего, напряженно-деформированное состояние продольных элементов опорного контура, являющихся наиболее металлоемкими [1] и упрощает процесс формообразования поверхности отрицательной гауссовой кривизны. Перенос значительной части технологических операций в заводские условия позволяет сократить трудоемкость мон-

тажа покрытий на 20-25%. Строительная высота покрытий из панелей-оболочек составляет один метр, что позволяет значительно уменьшить высоту и внутренний объем зданий. Панели-оболочки образуют архитектурно-выразительный интерьер помещений, что дает возможность отказаться от подвесных потолков. Составные оболочки покрытий из панелей-оболочек внедрены при строительстве общественных и производственных зданий [2,3]

В большинстве случаев элементы, обеспечивающие пространственную работу, заменяются условной балкой с конечной жесткостью на упругоподатливых опорах. Аналогичный подход использован и в данной работе. Панели-оболочки после выполнения всех монтажных соединений образуют диск, деформативность которого зависит, прежде всего, от жесткости пролетной конструкции (G_n) и жесткости опорного контура панелей-оболочек (G_k).

На основании экспериментальных исследований определены значения модуля сдвига для наиболее употребительных листов профнастила в интервале используемых кривизн: для профилированных листов с коэффициентом гофрированности 1,44...1,47 модуль сдвига равен $G_n = 500$ МПа, с коэффициентом гофрированности 1,66 модуль сдвига равен $G_n = 438$ МПа.

Увеличение сдвиговой жесткости панелей-оболочек за счет жесткости опорного контура может быть определено по следующей формуле:

$$G_k = \frac{6 \cdot E \cdot (i_1 + 6i_2 \cdot \kappa_0)}{\ell \cdot t \cdot b(2 + 3 \cdot i_2 \kappa_0 / i_1)}, \quad (1)$$

где i_1, i_2 – погонная жесткость в горизонтальной плоскости соответственно поперечных и продольных элементов опорного контура; ℓ, b, t – соответственно пролет, ширина и толщина пролетной конструкции панели-оболочки; κ_0 – коэффициент, учитывающий увеличение изгибной жесткости продольных элементов опорного контура упругой средой, создаваемой пролетной конструкцией.

Для определения условной изгибной жесткости продольные элементы рассматриваются как балки с защемленными краями на упругом основании при действии на них единичной равномерно распределенной нагрузки. Уравнения для определения напряженно-деформированного состояния рассматриваемого элемента имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} EIv_x &= -\lambda^2 M_0 C_x - \lambda^3 Q_0 D_x - \lambda^4 p(A_x - 1)/4; \\ EI\varphi_x &= -\lambda M_0 B_x - \lambda^2 Q_0 C_x + \lambda^3 p D_x; \\ M_x &= M_0 A_x + \lambda Q_0 B_x - \lambda^2 p C_x; \quad Q_x = Q_0 A_x - 4M_0 D_x/\lambda - \lambda p B_x. \end{aligned} \quad (2)$$

Уравнения (2) получены по результатам, приведенным в [4, 5, 6], причем

$$\lambda = (4EI/c)^{1/4}; \quad c - \text{отпорность пролетной конструкции: } c = \nu E_n/b.$$

Для профилированных листов, используемых в качестве пролетной конструкции панелей-оболочек исходя из поперечного модуля деформации (E_n) можно принять $c = 0,002$ кН/см² при $\nu = 1$. Значения коэффициентов в уравнениях (2) могут быть определены по специальным таблицам, приведенным в [7]. Значения неизвестных начальных параметров определяются из граничных условий ($v_0 = 0, \varphi_0 = 0, v_\ell = 0, \varphi_\ell = 0$):

$$Q_0 = -\frac{\lambda \cdot p}{D_\ell \cdot B_\ell - C_\ell^2} \cdot \left[\frac{(A_\ell - 1) \cdot B_\ell}{4} + D_\ell \cdot C_\ell \right], \quad (3)$$

$$M_0 = \frac{\lambda^2 \cdot p}{B_\ell} \left\{ D_\ell + \frac{C_\ell}{D_\ell \cdot B_\ell - C_\ell^2} \left[\frac{(A_\ell - 1) \cdot B_\ell}{4} + D_\ell \cdot C_\ell \right] \right\}, \quad (4)$$

где $A_\ell, B_\ell, C_\ell, D_\ell$ – коэффициенты, определяемые при $x = \ell$.

С помощью найденных начальных параметров может быть найден изгибающий момент в середине длины продольного элемента опорного контура, и тогда увеличение жесткости продольных элементов за счет упругой среды определится по формуле:

$$\kappa_0 = \frac{p \cdot \ell^2 [(0,125 - 0,166/(2 + \kappa))]}{M_0 \cdot A_x + \lambda \cdot Q_0 \cdot B_x - \lambda^2 \cdot p C_x}, \quad \text{где } \kappa = I_2 \cdot \frac{b}{\ell \cdot I_1}; \quad (5)$$

I_1, I_2 – момент инерции в горизонтальной плоскости, соответственно, поперечного и продольного элементов опорного контура; A_x, B_x, C_x – коэффициенты, определяемые при $x = \ell/2$.

Расчеты, выполненные для реальных панелей-оболочек, показывают, что изгибная жесткость продольных элементов при учете упругой среды, создаваемой пролетной конструкцией, увеличивается в 2...3 раза.

При определении жесткости условной балки большое значение имеет место приложения сосредоточенной нагрузки. Для решения этой задачи можно представить прогибы диска покрытия, как сумму сдвиговых перемещений отдельных панелей-оболочек:

$$f = \frac{p \cdot b \cdot (n \cdot n_1 - n_1^2)}{A \cdot G_y \cdot n}, \quad (6)$$

где n – общее количество панелей-оболочек, n_1 – количество панелей-оболочек до места определения прогиба; AG_y – сдвиговая жесткость панели-оболочки

$$G_y = G_k + G_n.$$

Тот же прогиб, определенный как для изгибаемого элемента можно представить в виде:

$$f = \frac{pb^3 n_1}{48 \cdot EI} [3n^2 - 4n_1^2]. \quad (7)$$

Если приравнять выражения (6) и (7), то можно получить выражение для определения изгибной жесткости, выраженной через сдвиговую жесткость:

$$EI = \frac{b^2 \cdot AG_y}{48} \left(\frac{3n^2 - 4n_1^2}{1 - n_1/n} \right). \quad (8)$$

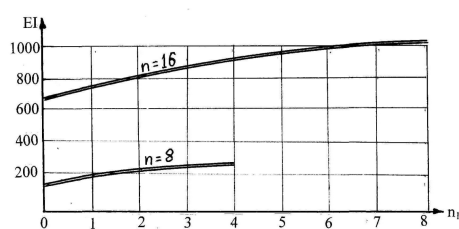


Рис. 1. Графики изменения изгибной жёсткости

Обычно при определении пространственной работы каркаса здания учитывается пять поперечных рам, и тогда $n = 8$ при шаге колонн 6 м и $n = 16$ при шаге колонн 12 м. Графики функций (8) при $n = 8$ и 16 приведены на рис. 1. Из графиков видно, что наименьшая жесткость

получается при $n_1 = 0$. Исходя из этого, для реальных расчетов следует рассматривать вторую или предпоследнюю раму в температурном отсеке здания, т.е. $n_1 = 2$ при шаге поперечных рам 6 м и $n_1 = 4$ при шаге 12 м.

Изгибная жесткость условной балки определяется с помощью стержневой аппроксимации (см. рис. 2). Сечения продольных промежуточных ригелей ($A_{пр}$) принимается равным удвоенному сечению продольных элементов опорного контура панелей-оболочек. Сечение поясов (A_n) принимается равным сечениям подстропильных элементов, работающих в горизонтальной плоскости: сечение подстропильных балок, сечения поясов подстропильных ферм, сечения распорок и растяжек, если подстропильная система образуется с использованием поперечных элементов опорного контура панелей-оболочек.

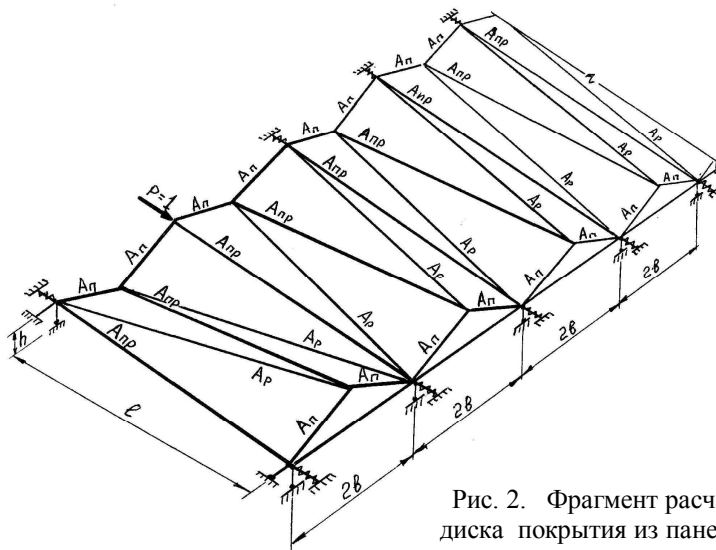


Рис. 2. Фрагмент расчётной схемы диска покрытия из панелей-оболочек

Сечение раскосов определяется из условия равенства угловых перемещений:

$$A_p = \sqrt{b^2 + l^2} \cdot l \cdot t \cdot G_y / Eb. \quad (9)$$

Из условия равенства горизонтальных перемещений определяется момент инерции условной балки:

$$I_y = \frac{(3L^2 - 4x^2)x}{12} / \sum_{i=1}^k \frac{N_p^2 \cdot \ell_i}{A_i}. \quad (10)$$

Проведенные численные исследования показывают, что наименьшие значения условного момента инерции получаются при определении прогиба в плоскости второй или предпоследней поперечной рамы. Аналогичный результат получен выше ($n_1 = 2$ при шаге рам 6 м и $n_1 = 4$ при шаге рам 12 м). В этом случае формула (10) в развернутом виде при шаге колонн 6 м ($L = 24$ м $x = 6$ м) будет иметь следующий вид:

$$I_y = \frac{(3L^2 - 4x^2)x}{48} / \left[\frac{3\ell}{2A_p \cdot \cos^3 \beta} + \frac{5\ell}{2A_{np}} + \frac{85b^3}{A_n \ell^2} \right]. \quad (11)$$

То же при шаге колонн 12 м ($L = 48$ м, $x = 12$ м):

$$I_y = \frac{(3L^2 - 4x^2)x}{48} / \left[\frac{3\ell}{A_p \cos^3 \beta} + \frac{4\ell}{A_{np}} + \frac{115b^3}{A_n \ell^2} \right]. \quad (12)$$

Формулы (11 и 12) предполагают, что поперечные элементы имеют надежное взаимное соединение, которое обеспечивает работу поперечных элементов как цельного элемента.

Для определения коэффициента пространственной работы ($\alpha_{пр}$) условная балка рассматривается на упруго-проседающих опорах под воздействием сосредоточенных сил. Так как в реальных условиях сосредоточенные силы передаются на диск покрытия, как правило, тремя поперечными рамами, то рассматриваются три расчетные схемы: поперечная сила в плоскости второй, первой и третьей от торца здания рамы.

Выше было показано, что пространственная работа каркаса здания проявляется в наименьшей степени при загрузке крайних поперечных рам. В реальных условиях невозможно получить наибольшее значение поперечной нагрузки (как правило, это нагрузка от грузоподъемных кранов) на крайние колонны кар-

каса, поэтому здесь и далее рассматривается наибольшее нагружение колонны второй от торца здания.

Колонны в зданиях в большинстве случаев являются равноупругими, и их опорность может быть вычислена по формуле:

$$\chi = 3EI_n / (h^3 C_k), \quad (13)$$

где I_n – момент инерции нижней части колонны (при одноступенчатых колоннах); h – высота колонны;

$$C_k = I + \left(\frac{h_\ell}{h}\right)^3 \cdot \left(\frac{I_n}{I_b} - 1\right), \quad (14)$$

где I_b , h_b – момент инерции и длина верхней ступени колонны.

При колоннах постоянного сечения $C_k = 1$. Перемещение рассматриваемой упругой опоры будет определяться суммой трех компонентов:

$$\Delta_1 = \delta_{22} T + \delta_{21} T_1 + \delta_{23} T_2. \quad (15)$$

Используя результаты, полученные в [8], можно определить множители при сосредоточенных силах:

$$\delta_{22} = (31 + 584c + 2040c^2 + 1432c^3 + 209c^4) / D \chi, \quad \delta_{21} = (40 + 567c + 676c^2 + 127c^3) / D \chi, \quad \delta_{23} = (22 + 435c + 1162c^2 + 331c^3) / D \chi, \quad (16)$$

где $c = \chi b^3 / 6 E I_y$; $D = 105 + 1744c + 3690c^2 + 1776c^3 + 209c^4$; b – шаг поперечных рам.

Коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса, определяется как отношение прогиба условной балки над рассматриваемой упруго-проседающей опорой к перемещению отдельной упруго-проседающей опоры:

$$\alpha_{np} = \Delta_1 / \Delta = [31 + 584c + 2040c^2 + 1432c^3 + 209c^4 + (T_1/T) \cdot (40 + 567c + 676c^2 + 127c^3) + (T_2/T) \cdot (22 + 435c + 1162c^2 + 331c^3)] / D. \quad (17)$$

Из полученной формулы видно, что пространственная работа каркаса зависит, кроме жесткостных характеристик, от соотношения силовых факторов. Наиболее часто поперечные горизонтальные силы, действующие на каркас здания, создаются крановыми нагрузками. В этом случае возможны два варианта расположения сосредоточенных сил. При 1-м варианте основной кран располагается в крайнем пролете, а приставной – во втором пролете, по 2-му варианту – наоборот. Здесь основной кран – это кран, крайнее колесо которого располагается над рассматриваемой (второй от торца) колонной. Для выбора наилучшего варианта следует проанализировать значение δ_{21} и δ_{23} при различных значениях «с».

На рис. 3 представлены графики указанных функций. Анализ полученных графиков показы-

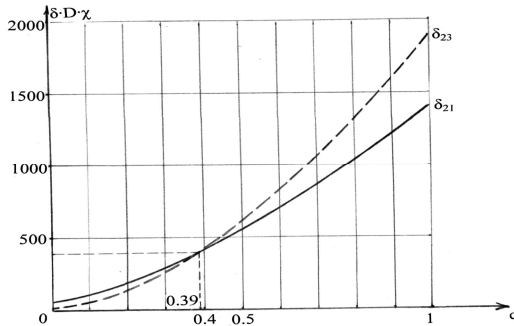


Рис. 3. Графики функций δ_{21} , δ_{23}

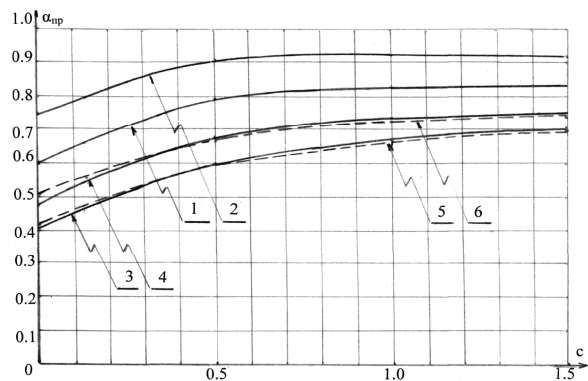


Рис. 4. Графики коэффициентов пространственной работы каркаса здания 1 – при шаге колонн 6 м и грузоподъемности кранов $Q \leq 50$ т; 2 – тоже при $Q > 50$ т; 3, 5 – при шаге колонн 12 м и при $Q \leq 50$ т; 4, 6 – при $Q > 50$ т; (графики 1, 5, 6 относятся к 1-му варианту нагружения)

вает, что 1-й вариант загрузки следует принять при $c < 0,39$, а 2-й соответственно при $c \geq 0,39$. При выполнении этих рекомендаций суммарное перемещение рассматриваемой опоры будет наибольшим.

Наиболее часто в промышленных зданиях используется шаг колонны 6 или 12 м, а наиболее распространенная грузоподъемность кранов находится в интервале 20...125 т. Именно для этих параметров определены значения коэффициентов пространственной жесткости и построены графики этих коэффициентов (см. рис. 4) в зависимости от параметра «с». Из приведенных графиков видно, что эффективность пространственной работы каркаса возрастает с увеличением шага колонн. При $c \leq 0,5$ с увеличением жесткости колонн проявление пространственности каркаса снижается, а при $c > 0,5$ жесткость колонн оказывает слабое влияние на пространственную работу каркаса. При реальном проектировании зданий, оборудованных двумя грузоподъемными кранами в каждом пролете, коэффициент пространственной работы каркаса можно определять по графикам на рис. 4.

Жесткость диска покрытий из составных металлических оболочек определяется формой и кривизной поверхности сочлененных панелей-оболочек, жесткостью узловых соединений конструктивных элементов и степенью совместной работы элементов опорного контура с пролетной конструкцией панелей-оболочек. Пространственная работа каркаса здания или сооружения зависит также от схем распределения горизонтально-сосредоточенных нагрузок, от размещения, высоты и изгибной жесткости вертикальных опор. С учетом указанных факторов определены коэффициенты пространственной работы каркаса зданий и сооружений с покрытиями в виде составных металлических оболочек.

Л и т е р а т у р а

1. Давыдов Е.Ю., Трофимов В.И., Нестеренко Н.Л. Расчет стальных гиперболических панелей на пролет // Стр. механика и расчет сооружений. – 1986. – № 5. – С. 7-11.
2. Давыдов Е.Ю., Нестеренко Н.Л. Покрытие зданий из стальных гиперболических панелей // Промышленное строительство. – 1985. – № 9. – С. 4-6.
3. Давыдов Е.Ю. Тонколистовые металлические панели-оболочки на пролет для покрытия зданий и сооружений // Монтажные и спец. работы в строительстве. – 2002. – № 2. – С. 7-11.
4. Симинский Н.К. Неразрезные балки. – Киев: изд. КПИ, 1930. – 135 с.
5. Крылов А.Н. О расчете балок на упругом основании. – М.: Изд-во АН СССР, 1930. – 107 с.
6. Корневиц Э.Ф., Эндер Г.В. Формулы для расчета балок и плит на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1932. – 93 с.
7. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический в 2-х томах/ Под ред. Уманского А.А. – М.: Стройиздат, 1972. – Т. 1. – С. 263-266.
8. Осипов В.С. Справочные таблицы для расчета неразрезных балок на упруго оседающих опорах. – М.: Стройиздат, 1953. – 125 с.

THE DETERMINATION OF SPATIAL WORK OF FRAME OF BUILDINGS WITH COVERINGS IN THE FORM OF METAL COMPLEX SHELLS

Davydov E.Yu.

In the paper the analytical variant of determination of spatial work for building's frame covered by compound envelopments is discussed. The particular feature of the considering structures is the forming of surface from separated industrial panels-envelopments, which have the span construction in the form of hyperbolic paraboloid. The panels-envelopments are made of steel profiled sheets with significant constructive anisotropy.

The real characteristics and maintenance conditions of industrial buildings were considered during the task solution. The results are presented in the graphs designed for practical application.

KEY WORDS: surface, envelopment, panel, rigidity, moment.