УДК 692

DOI 10.23968/1999-5571-2018-15-1-28-33

© И. Д. Исекеев, магистрант

© I. D. Isekeev, undergraduate

© А. В. Трофимов, канд. техн. наук, доцент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)

© A. V. Trofimov, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Saint Petersburg State University of Architecture
and Civil Engineering)

E-mail: igor-isekeev@yandex.ru, rcespb@mail.ru

E-mail: igor-isekeev@yandex.ru, rcespb@mail.ru

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПОЛОГИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВОДОВ, ОПИРАЮЩИХСЯ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ БАЛКИ

IMPROVEMENT OF THE METHOD OF CALCULATING THE GENTLY SLOPING REINFORCED CONCRETE VAULTS SUPPORTED BY METAL BEAMS

Рассмотрены особенности расчета пологих железобетонных сводов, опирающихся на металлические балки. Приведены основные причины ошибок при проектировании подобных конструкций, ведущие к их неоправданному усилению. Разработана новая методика расчета конструкции, учитывающая совместную работу ее элементов. Данный метод использован в расчете надподвального перекрытия Дома Мельникова в Санкт-Петербурге. Результаты расчета сравниваются со значениями, полученными в результате инструментального анализа.

Ключевые слова: железобетонные своды, расчет, совместная работа, перекрытие.

The article is devoted to the features of calculating the gently sloping reinforced concrete vaults supported by metal beams. The authors show the main causes of errors at the design of such structures leading to their unjustified strengthening. A new method for calculating the design, taking into account the joint work of its elements, has been developed. This method was used in the calculation of the basement floor slab of the House of Melnikov in St. Petersburg. The results of the calculation are compared with the values obtained as a result of the instrumental analysis.

Keywords: reinforced concrete vaults, calculation, joint work, floor slab.

Введение

В конце XIX – начале XX в. одним из конструктивных решений междуэтажных перекрытий в зданиях было перекрытие по металлическим балкам. Межбалочные заполнения могли быть различными — своды из кирпичных, бетонных или железобетонных материалов, в виде плоских кирпиче-железных покрытий, с использованием волнистого железа или гипсовых досок. Самым распространенным среди них являлось перекрытие с накатом в виде бетонных сводиков (рис. 1).

Высокая степень огнестойкости, коррозионная стойкость, а также дешевизна железа и цемента и простота их изготовления способствовали массовому внедрению данной конструкции при строительстве гражданских зданий, а способность выдерживать значительные нагрузки —

применению в строительстве некоторых фабричных и промышленных зданий.

Подобные конструкции перекрытий использовались недолго и перестали применяться уже в первой трети XX века. В основном это произошло из-за активного использования в строительстве железобетонных конструкций.

Несмотря на то что перекрытия по металлическим балкам с накатом в виде бетонных сводиков применялись сравнительно недолго, зданий с подобным конструктивным решением сохранилось немало. Многие из таких перекрытий по результатам визуального осмотра и поверочного расчета находятся в неудовлетворительном состоянии и нуждаются в ремонте, усилении или замене конструкций. Несмотря на это, они продолжают воспринимать приложенные к ним нагрузки. Этот факт говорит о том, что в настоящее

время нет достоверных методик расчета перекрытий со сводчатым заполнением. Рассмотрим основные причины отсутствия таких методик.

Основные причины отсутствия достоверных методик расчета

Из всех факторов, приводящих к неверным расчетам рассматриваемых перекрытий, можно выделить два основных:

1. Ошибочный анализ напряженно-деформированного состояния конструкции перекрытия.

Период с середины XIX в. характеризовался активным изучением арочно-сводчатых конструкций. Основная часть исследований в то время была ориентирована на расчет исключительно каменных сводов, преимущественно полукруглых или лучковых [1–3].

Появление в конце XIX столетия плоских бетонных сводчатых конструкций не вызвало должного научного интереса. Ученых волновал в основном бетон как строительный материал, так как на тот момент он еще не был достаточно изучен. Характер работы самой конструкции детально не исследовался. С учетом того что подъем свода составлял всего от 1/6 до 1/12 от пролета, его геометрией пренебрегали, рассматривая конструкцию как обычную балку. Подтверждение этому можно найти во многих научных работах того времени. Например, в книге В. Р. Бернгарда «Арки и своды. Руководство к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий» (1901) сказано следующее: «Конструкция плоских сводов на металлических балках относится к балочным перекрытиям, и здесь не подлежит рассмотрению».

Точно такой же подход используется и при современных поверочных расчетах, но он совершенно недопустим. Своды, даже плоские, имеют горизонтальные реакции распора, которые от-

сутствуют в балках. Такой некорректный анализ напряженно-деформированного состояния конструкции и приводит в дальнейшем к ошибкам в расчетах (рис. 2).

2. Отсутствие необходимости в расчете конструкции перекрытия.

При строительстве зданий были нередки случаи, когда расчет конструкций перекрытий не проводился. Объяснялось это тем, что ученые опирались на накопленный опыт и принимали конструкции «на глаз», с большим запасом прочности. Кроме того, при необходимости они могли жестко зафиксировать концы балок в стене, тем самым заметно уменьшить прогиб и увеличить прочность конструкции.

Такие ошибки при расчетах приводят к сильно заниженным результатам по прочности и, как следствие, к неоправданному усилению конструкций и перерасходу материала. Таким образом, возникает необходимость в совершенствовании методов расчета сводчатых перекрытий.

Эта цель может быть достигнута путем приведения конструкции перекрытия к комбинированной конструкции, в которой металлические балки будут работать совместно с бетонными сводами.

Расчет надподвального перекрытия Дома Мельникова в Санкт-Петербурге

В 2017 г. Институтом проектирования и обследования строительных конструкций, зданий и сооружений Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета была выполнена оценка технического состояния несущих конструкций надподвального перекрытия Дома Мельникова, расположенного по адресу: Саперный пер., д. 10, лит. Б (рис. 3, 4).

Данные конструкции состояли из бетонных сводов, опертых на металлические балки. Сече-

Рис. 1. Междуэтажное перекрытие по металлическим балкам

Рис. 2. Опорные реакции: А — в балке; Б — в своде

ние балок — I № 25 немецкого сортамента [4], пролет — 7,8 м.

По данным инструментального контроля прогиб балки составил 3,0 см.

Произведем аналитический расчет данного надподвального перекрытия.

Проверяем наиболее нагруженный участок перекрытия (рис. 5). Несущими элементами перекрытия являются металлические балки I № 25 немецкого сортамента [4] ($I_x = 4966 \text{ см}^4$, $W_x = 397 \text{ см}^3$, площадь сечения балки $A_0 = 49,7 \text{ см}^2$, вес балки $P^n = 39 \text{ кг/м}$) и работающие совместно с ними бетонные своды. Расстояние между балками $a = 1,5 \text{ м}$.

Расчетный пролет балки l_0 принимаем равным

$$l_0 = l + l', \quad (1)$$

где l — длина балки, м; l' — величина заделки балки в кирпичную стену, м.

$$l_0 = 7,6 + 0,25 = 7,85 \text{ м}.$$

Производим сбор нагрузок на балку перекрытия (см. таблицу).

Изгибающие моменты от расчетной и нормативной нагрузок

$$M = \frac{ql_0^2}{8}; \quad (2)$$

$$M_n = \frac{q_n l_0^2}{8}, \quad (3)$$

где q и q_n — расчетная и нормативная нагрузки на балку, кг/м.

$$M = \frac{1473 \cdot 7,85^2}{8} = 11,35 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_n = \frac{1159 \cdot 7,85^2}{8} = 8,66 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Определяем величину длительно действующей нагрузки на 1 пог. м балки перекрытия:

$$q_1 = \left(\frac{q}{a} - q_r \cdot \gamma_f \right) 1 \text{ пог. м}, \quad (4)$$

где a — расстояние между балками, м; q_r — пониженное нормативное значение нагрузки¹, кг/м²; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (там же).

$$q_1 = \left(\frac{1473}{1,5} - 70 \cdot 1,2 \right) 1,0 = 884 \text{ кг/м}.$$

Вычисляем величину распора, возникающего в сводах:

$$H = \frac{q_1 b^2}{8f}, \quad (5)$$

где b — пролет свода, м; f — стрела подъема свода, м.

$$H = \frac{884 \cdot 1,5^2}{8 \cdot 0,13} = 1913 \text{ кг/пог. м}.$$

¹ СП 20.13330–2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*. М., 2011.

Рис. 3. Надподвальное перекрытие. Фрагмент

Рис. 4. Надподвальное перекрытие. Фрагмент

Сбор нагрузок на балку перекрытия

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кг/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кг/м
Постоянная нагрузка				
1	Собственный вес металлической двутавровой балки, I № 25 немецкого сортамента	39,0	1,05	41,0
2	Бетонные своды толщиной 85–100 мм, $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$	345	1,3	448,5
3	Засыпка строительным мусором, 210–290 мм, $\rho = 1300 \text{ кг/м}^3$	487,5	1,3	633,7
4	Цементно-песчаная стяжка, 20 мм, $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$	69	1,3	89,7
5	Керамическая плитка, 10 мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	18	1,1	19,8
	$g_n =$	959	$g =$	1232,7
Временные нагрузки				
6	Полезная нагрузка на перекрытие	200	1,2	240
	$q_n =$	1159	$q =$	1473

Своды обжимают балку, включаясь в совместную работу. С учетом величины распора рассматриваем комплексное сечение (рис. 5) как приведенное, полагая, что взаимные смещения на контакте малы.

Определяем положение центра тяжести комплексного сечения:

$$y_{ц.т} = \frac{\sum S_x}{A_{red}}, \quad (6)$$

где $\sum S_x$ — суммарный статический момент, приведенный к металлу, см^3 ; A_{red} — приведенная площадь сечения, см^2 .

Для расчета статического момента разбиваем участок свода на прямоугольники $19,25 \times 9 \text{ см}$ (рис. 6). Статический момент определяем по формуле

$$S_x = \sum F_i y_i, \quad (7)$$

где F_i — площадь i -го участка свода, см^2 ; y_i — расстояние от i -го участка свода до оси X , см .

$$S_{x_{св}} = 19,25 \cdot 9 \cdot (4,4 + 11,1 + 15,4 + 17,3) = 8351 \text{ см}^3.$$

Статический момент балки относительно оси X :

$$S_{x_6} = A_6 \cdot y, \quad (8)$$

где A_6 — площадь сечения балки, см^2 ; y — расстояние от центра тяжести балки до оси X , см .

$$S_{x_6} = 49,7 \cdot 12,5 = 621 \text{ см}^3.$$

Суммарный статический момент, приведенный к металлу:

$$\sum S_x = \frac{2S_{x_{св}}}{m} + S_{x_6}, \quad (9)$$

где m — отношение модулей упругости стали и бетона.

Для бетона класса В25

$$m = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{2,3 \cdot 10^5} = 9,13.$$

Рис. 5. Расчетное сечение

Рис. 6. Определение координат центра тяжести площадей относительно оси X

Положение центра тяжести свода

$$y_{\text{св}} = \frac{S_{\text{св}}}{A_{\text{св}}}, \quad (10)$$

где $A_{\text{св}}$ — площадь свода, см^2 .

$$y_{\text{св}} = \frac{8351}{19,25 \cdot 9 \cdot 4} = 12,05 \text{ см.}$$

Приведенная площадь сечения:

$$A_{\text{ред}} = \frac{2A_{\text{св}}}{m} + A_6; \quad (11)$$

$$A_{\text{ред}} = \frac{2 \cdot 19,25 \cdot 9 \cdot 4}{9,13} + 49,7 = 201,6 \text{ см}^2.$$

Положение центра тяжести объединенного сечения:

$$y_{\text{ц.т.}} = \frac{\sum S_x}{A_{\text{ред}}} = \frac{2450,4}{201,6} = 12,16 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси

$$I_{\text{ред}} = I_6^0 + A_6 y_1^2 + \frac{I_{\text{св}}^0}{m} + \frac{A_{\text{св}}}{m} y_2^2, \quad (12)$$

где I_6^0 — момент инерции сечения балки относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения балки, см^4 ; y_1 — положение центра тяжести объединенного сечения, см; $I_{\text{св}}^0$ — момент инерции сечения свода относительно собственной центральной оси, см^4 ; y_2 — расстояние между центром тяжести объединенного сечения и центром тяжести свода, см.

Момент инерции сечения свода относительно собственной оси:

$$I_{\text{св}}^0 = \int y_i^2 dF = \sum F_i y_i^2, \quad (13)$$

где F_i — площадь i -го участка свода, см^2 ; y_i — расстояние от центра тяжести объединенного сечения до i -го участка свода, см.

$$I_{\text{св}}^0 = 2 \cdot 19,25 \cdot 9 [(12,16 - 4,4)^2 + (12,16 - 11,1)^2 + (12,16 - 15,4)^2 + (12,16 - 17,3)^2] = 34\,033 \text{ см}^4.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{\text{ред}} = 4966 + 49,7 (12,16 - 12,05)^2 + \frac{34\,033}{9,13} + 2 \frac{19,25 \cdot 9 \cdot 4}{9,13} (12,16 - 12,05)^2 = 8701 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления для верхней и нижней граней балки

$$W_{\text{в}} = \frac{I_{\text{ред}}}{y_{\text{в}}}; \quad (14)$$

$$W_{\text{н}} = \frac{I_{\text{ред}}}{y_{\text{н}}}, \quad (15)$$

где $y_{\text{в}}$ — расстояние от центра тяжести объединенного сечения до верхней грани балки, см; $y_{\text{н}}$ — расстояние от центра тяжести объединенного сечения до нижней грани балки, см.

$$W_{\text{в}} = \frac{8701}{12,84} = 678 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{н}} = \frac{8701}{12,16} = 716 \text{ см}^3.$$

Определяем напряжения в расчетных точках балки и проводим проверку на прочность по первой группе предельных состояний:

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{M}{W_{\text{в}}} \leq R; \quad (16)$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M}{W_{\text{н}}} \leq R, \quad (17)$$

где $\sigma_{\text{в}}$ и $\sigma_{\text{н}}$ — напряжения в верхней и нижней расчетных точках балки, кг/см^2 ; $R = 1682$ — расчетное сопротивление стали балки², кг/см^2 .

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{11,35 \cdot 10^5}{678} = 1674 \text{ кг/см}^2 \leq 1682 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{11,35 \cdot 10^5}{716} = 1585 \text{ кг/см}^2 \leq 1682 \text{ кг/см}^2.$$

² СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции». Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М., 2011.

Прочность балки по первой группе предельных состояний обеспечена.

Определяем прогиб балки и проводим проверку по второй группе предельных состояний:

$$f = \frac{5q_n l_0^4}{384EI_{\text{ред}}} < [f], \quad (18)$$

где $[f]$ — допустимый прогиб балки³, см; $E = 2,1 \cdot 10^6$ — модуль упругости стали, кг/см².

$$[f] = \frac{l_0}{200};$$

$$[f] = \frac{785}{200} = 3,93 \text{ см};$$

$$f = \frac{5 \cdot 11,6 \cdot 785^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8701} = 3,14 \text{ см} < 3,93 \text{ см}.$$

Требование норм по второй группе предельных состояний выполняется.

Выводы

По результатам приведенного расчета прогиб балок данной конструкции составил 3,14 см. Вычисленное значение прогиба практически совпадает с прогибом, полученным в результате инструментального контроля (3,0 см).

На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что данная методика расчета решает главную проблему сводчатых перекрытий по металлическим балкам — учет совместной работы их элементов.

В настоящее время такая методика является наиболее точной и позволяет проектировать перекрытия без чрезмерного запаса прочности.

Библиографический список

1. Лахтин Н. К. Расчет арок и сводов. Руководство к аналитическому и графическому расчету арочных и сводчатых перекрытий. М.: Студенческое издательское общество, 1911. 492 с.
2. Житкевич Н. А. Графический расчет цилиндрических сводов на основании теории упругости. СПб.: Типография и литография В. А. Тиханова, 1898. 146 с.
3. Полещук А. А. Расчет и кладка сводов. Литографированные записки. 1898.
4. Рынин Н. А. Металлическое покрытие его расчет и конструкция с приложением таблиц для расчета металлических покрытий и чертежей некоторых деталей конструкции последних. СПб., 1905. 112 с.

References

1. Lakhtin N. K. *Raschet arok i svodov. Rukovodstvo k analiticheskomu i graficheskomu raschetu arochnykh i svodchatykh perekrytiy* [Calculation of arches and vaults. Guidance to analytical and graphic calculation of arches and floor vaults]. Moscow, Students' publishing society, 1911, 492 p.
2. Zhitkevich N. A. *Graficheskiy raschet tsilindricheskikh svodov na osnovanii teorii uprugosti* [Graphic calculation of the cylindrical vaults on the basis of the elasticity theory]. St. Petersburg, Tipografiya i litografiya V. A. Tikhanova Publ., 1898, 146 p.
3. Poleshchuk A. A. *Raschet i kladka svodov. Litografirovannye zapiski* [Calculation and brickwork of arches. Lithographed notes]. 1898.
4. Rynin N. A. *Metallicheskoe pokrytie ego raschet i konstruktsiya s prilozheniem tablits dlya rascheta metallicheskikh pokrytiy i chertezhey nekotorykh detaley konstruktsii poslednikh* [Metal covering. Calculation and design with the application of calculation tables for metal coverings and drawings of some details of the design]. St. Petersburg, 1905, 112 p.

³ СП 20.13330-2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*. М., 2011.