

Заменяя графики аппроксимируемыми полиномами, получим обобщенные расчетные выражения несущей способности узла в продольном и кольцевом направлениях, а также его жесткости, если в формулах (5) учесть значения параметров базисной оболочки: $r = 0,11$ м; $\omega = r/h = 22$; $\sigma_T = 450$ МПа; $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Опуская звездочку, для произвольной оболочки получим:

$$M_{1n} = [457 + 268a\omega^{1/2}/r - (209 - 150a\omega^{1/2})\omega^{1/2}\varphi_1 + (8 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-4}a\omega^{1/2}/r)\omega^4\varphi_1^8]ar^2\sigma_T/(\omega^2\kappa_n);$$

$$M_{2n} = [739 + 138a\omega^{1/2}/r + (302 + 54a\omega^{1/2}/r)\omega^{1/2}\varphi_1 + (2,9 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-5}a\omega^{1/2}/r)\omega^4\varphi_1^8]ar^2\sigma_T/(\omega^2\kappa_n);$$

$$G_n = 4540 + 600a\omega^{1/2}/r + (6950 - 136a\omega^{1/2}/r)\omega^{1/2}\varphi_1 - (1930 - 246a\omega^{1/2}/r)\omega\varphi_1^2 + (272 - 21,6a\omega^{1/2}/r)\omega^{3/2}\varphi_1^3.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. М у р а ш к о Н.Н. Теоретическое исследование узлов с продольными ребрами в трубчатых стальных конструкциях // *Вопр. стр-ва и архитектуры.* — Мн., 1981. — Вып. 11. — С. 125–131. 2. С о б о л е в Ю.В., А л е ш и н Н.Н., М у р а ш к о Н.Н., П о л о в а Р.А. К расчету упругих замкнутых цилиндрических оболочек с нагрузкой в середине пролета, приложенной к продольно-радиальному ребру // *Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура.* — 1974. — № 6. — С. 55–61.

УДК 692.522.2

Ю.С.МАРТЫНОВ, В.Б.СЕРГЕЕВ

ЖЕСТКОСТЬ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛОМ

Экспериментальные исследования 18 фрагментов монолитных плит, различающихся геометрическими параметрами поперечного сечения, физико-механическими характеристиками материалов, при различных схемах испытаний [1] показали идентичность их деформирования. Выявлены три этапа работы конструкции, в которых совместная работа стального профилированного настила с бетоном обеспечивается ленточными связями. Различная жесткость плит на первом и втором этапах связана с образованием и раскрытием трещин в растянутом бетоне. Третий этап наступает после достижения напряжениями в нижних фибрах стального профиля предела текучести стали и развития значительных пластических деформаций в бетоне сжатой части сечения. На этом этапе наблюдается четко выраженная нелинейность деформирования образцов.

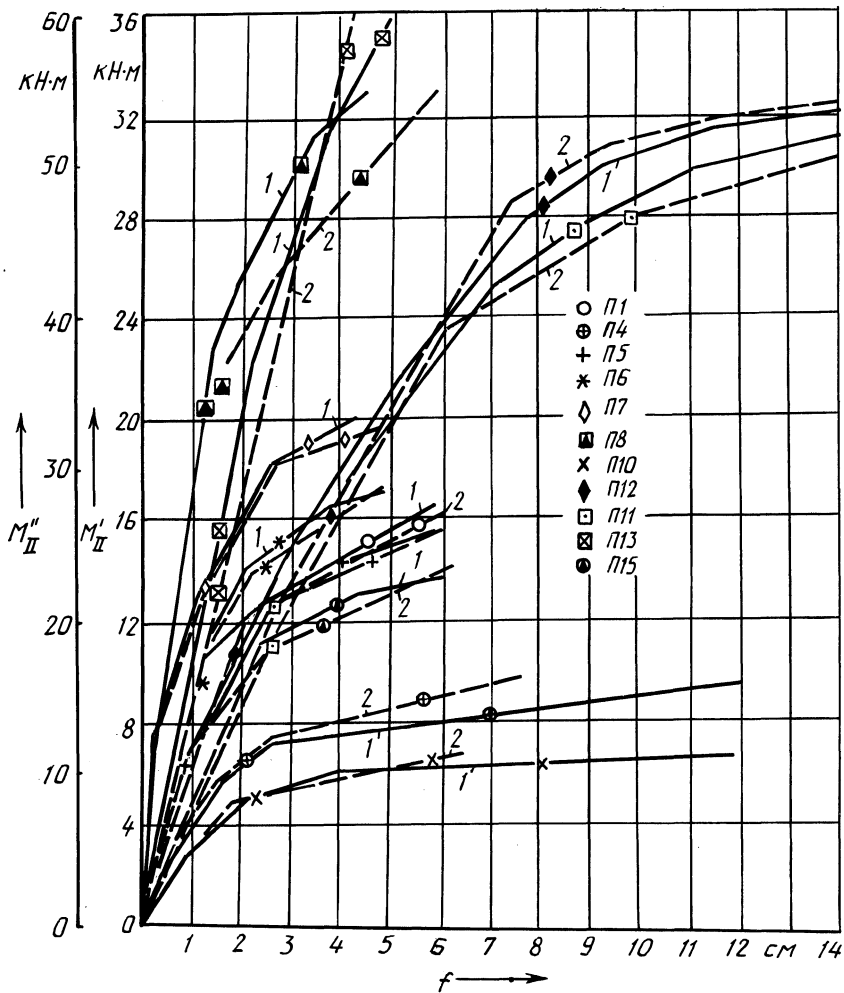


Рис. 1. Прогобы плит:
 1 — опытная зависимость; 2 — расчетная зависимость; M''_{11} — для плит P11

Анализ опытных и расчетных значений деформаций плит (рис. 1) показал возможность определения их прогибов по методике расчета железобетонных элементов с жесткой арматурой [2]. Особенно хорошее совпадение опытных и расчетных деформаций наблюдается до образования трещин в растянутой зоне бетона конструкций. Момент трещинообразования вычислялся по методике [3]. При этом момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна определялся с учетом неупругих деформаций растянутого бетона и собственной изгибной жесткости профиля. Исследования показали, что в случае применения ленточных связей [1] их податливостью при вычислении момента трещиностойкости можно пренебречь.

Для определения жесткостных характеристик плит после образования трещин в растянутой зоне бетона расстояние от нейтральной оси элемента до наиболее сжатой грани сечения вычислялось по зависимости, рекомендуемой для железобетонных элементов с жесткой арматурой [2]:

$$x = -\frac{\bar{A}_{psb}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\bar{A}_{psb}}{b}\right)^2 + \frac{2\bar{S}_{psb}}{b}}, \quad (1)$$

где \bar{A}_{psb} – сумма приведенных площадей жесткой и стержневой арматуры, а также площади сжатых свесов бетона; \bar{S}_{psb} – статический момент площади \bar{A}_{psb} относительно оси, проходящей через наиболее сжатую грань сечения; b – ширина ребра плит.

Однако экспериментальные данные свидетельствуют о завышении расчетной жесткости конструкции, определяемой с учетом выражения (1), при расположении нейтральной оси элемента в пределах полки плиты, т.е. при $x < h'_f$. В этом случае лучшее совпадение расчетной кривизны конструкции с экспериментальной достигается при вычислении положения центра тяжести приведенного сечения по зависимости, полученной из условия равенства нулю статического момента инерции сечения:

$$x = -\frac{\bar{A}_{ps}}{b'_f} + \sqrt{\left(\frac{\bar{A}_{ps}}{b'_f}\right)^2 + \frac{2\bar{S}_{ps}}{b'_f}}, \quad (2)$$

где \bar{A}_{ps} – сумма приведенных площадей стержневой арматуры и стального профилированного настила; \bar{S}_{ps} – статический момент площади \bar{A}_{ps} относительно наиболее сжатой грани сечения; b'_f – ширина сжатой полки плиты.

Аналогично получены уравнения для определения x при расположении настила со стороны сжатой зоны бетона:

$$x = -\frac{\bar{A}_{ps}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\bar{A}_{ps}}{b}\right)^2 + \frac{2\bar{S}_{ps}}{b}} \quad \text{при } x \leq h_p - t; \quad (3)$$

$$x = -\frac{\bar{A}_{ps1}}{b_f} + \sqrt{\left(\frac{\bar{A}_{ps1}}{b_f}\right)^2 + \frac{2\bar{S}_{ps1}}{b_f}} \quad \text{при } x > h_p - t, \quad (4)$$

где \bar{A}_{ps1} – сумма приведенных площадей стального профилированного настила и стержневой арматуры за вычетом площади $A_1 = (b_f - b)(h_p - t)$; \bar{S}_{ps1} – статический момент площади \bar{A}_{ps1} относительно наиболее сжатой фибры бетона; b_f – ширина растянутой полки плиты.

Опытные значения кривизны плит на третьем этапе их работы значительно превышают расчетные, вычисленные по рассмотренной методике. Для уточнения расчетной жесткости плит (рис. 2) по экспериментальным данным была построена зависимость $(B_h - B_{ex})/B_{ex}$ от $(M_{II} - M_{pl})/(M - M_I - M_{pl})$, где B_h – жесткость плиты, определяемая в соответствии с указаниями [2] с использованием выражений (2)–(4); B_{ex} – жесткость конструкции, вычисленная по экспериментальным значениям кривизны элементов; M_{II} – изгибающий

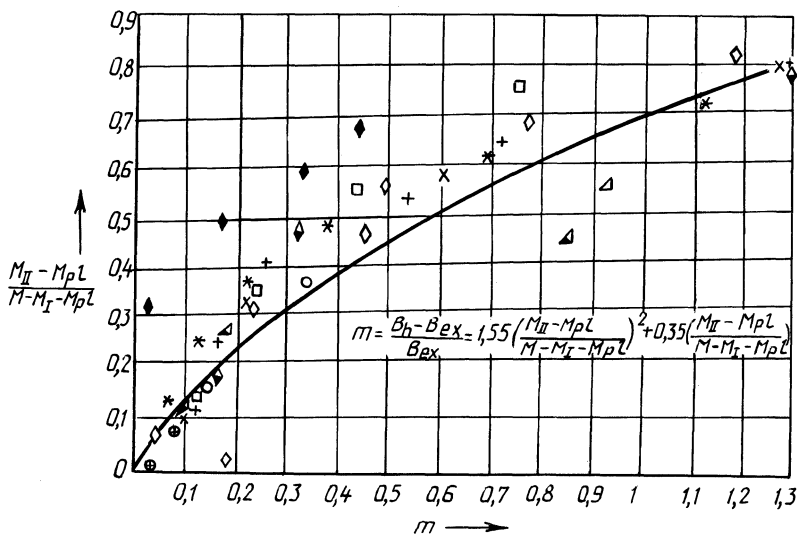


Рис. 2. Изменение жесткости плит в зависимости от уровня нагружения

момент в наиболее нагруженном сечении плиты на i -м этапе нагружения, определяемый без учета ее собственного веса; M_{pl} — изгибающий момент, соответствующий достижению напряжений в наиболее нагруженных растянутых фибрах настила предела текучести стали; M_I — изгибающий момент в наиболее нагруженном сечении от собственного веса конструкции; M — изгибающий момент в наиболее нагруженном сечении в стадии разрушения элемента. По методу наименьших квадратов получена зависимость

$$m = 1,55 \left(\frac{M_{II} - M_{pl}}{M - M_I - M_{pl}} \right)^2 + 0,25 \left(\frac{M_{II} - M_{pl}}{M - M_I - M_{pl}} \right). \quad (5)$$

При введении поправочного коэффициента m к жесткости $B = B_h / (1 + m)$ достигается хорошая сходимость опытных и расчетных значений деформаций конструкций на всех этапах их работы (см. рис. 1). Жесткость конструкции на участках с расположением настила со стороны сжатой зоны элемента следует определять с учетом возможной потери местной устойчивости полок и стенок профиля. Анализ опытных и расчетных прогибов двухпролетных (П13, П14) и консольно-балочных плит (П15-1, П15-2) показывает, что по всей длине этих участков жесткостные параметры стального профиля можно принимать постоянными из расчета плит по прочности нормальных сечений [4].

Изгибающий момент при достижении напряжений в наиболее нагруженных фибрах стального профиля или стержневой арматуре предела текучести стали можно определять по выражению

$$M_{pl} = (R_{yn} - \sigma_l) W_{red} / \alpha, \quad (6)$$

где R_{yn} — нормативное сопротивление стали настила, устанавливаемое по пре-

делу текучести; σ_1 — напряжение в настиле от собственного веса плиты; W_{red} — момент сопротивления для наиболее нагруженных растянутых фибр листа, вычисленный по приведенным характеристикам сечения без учета работы растянутой зоны бетона; α — отношение модуля упругости стали профилированного настила E_p к модулю упругости бетона $E'_b = E_b \bar{\nu}$; $\bar{\nu}$ — коэффициент упругости бетона [3].

Среднее отношение M_{pl}^{ex}/M_{pl}^c составило 0,982 при коэффициенте вариации $C_v = 6,635\%$.

Предложенная методика расчета позволяет с высокой точностью оценить на всех этапах работы деформативность плит с внешней арматурой из стального профилированного настила и достаточно жесткими связями, распределенными по длине конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мартынов Ю.С., Сергеев В.Б. Исследование прочности объединения стального профилированного настила с бетоном монолитных плит ленточными связями // Эффектив. строит. конструкции. — Мн., 1986. — С. 33–38.
2. Руководство по расчету железобетонных элементов с жесткой арматурой. — М., 1978. — 55 с.
3. СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1984. — 77 с.
4. Мартынов Ю.С., Сергеев В.Б., Александрович А.С. Эффективные методы расчета сталежелезобетонных покрытий и перекрытий // Composite steel concrete structures. — Bratislava, 1987. — V.II. — С. 112–115.

УДК 624.011.14.046

А.В.ОКОВИТЫЙ

СРАВНИТЕЛЬНАЯ МАТЕРИАЛОЕМКОСТЬ ПРИСТЕННЫХ ДОЩАТОКЛЕЕННЫХ КОЛОНН ДЕРЕВЯННЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Для сравнения были приняты дощатоклеенные колонны длиной не менее 6 м одноэтажных деревянных каркасных зданий, предназначенных для строительства в климатических условиях Белорусской ССР. В поперечном разрезе здания колонны в основании упруго заземлены, а на верхний их торец шарнирно опираются конструкции покрытия, образуя двухшарнирную раму с упругозащемленными в основании стойками, по которым смонтированы стеновые панели (рис. 1, а).

При одинаковых параметрах зданий (пролет, длина колонн) и нагрузках на колонны проанализированы два варианта конструктивного решения колонн: с постоянной по длине высотой сечения и с переменной. Для расчета приняты колонны постоянного сечения со стороны ветрового напора (рис. 1, а, левая) и переменного сечения со стороны ветрового отсоса (рис. 1, з, правая). В этом случае расчетные усилия имеют наибольшие значения. Обе колонны рассчитываются в соответствии с нормами [1]. При расчете колонн переменного сечения вводятся коэффициенты $k_{жN}$ и $k_{жM}$, учитывающие влияние изменения высоты сечения на критические усилия соответственно в зависимости