

К ВОПРОСУ О НАЗНАЧЕНИИ ЭФФЕКТИВНОЙ ШИРИНЫ НАСТИЛА ПРИ РАСЧЕТЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ ПОКРЫТИЙ

В последние годы в Белорусской ССР построено ряд производственных и гражданских зданий, в покрытиях которых реализовано конструктивное решение, учитывающее совместную работу стальных стропильных ферм с железобетонными панелями (сталежелезобетонные фермы). В результате включения настила сечение сжатого стального пояса конструкции значительно увеличивается, что резко повышает технико-экономические показатели покрытия.

При проектировании сталежелезобетонных покрытий одним из важных факторов является установление расчетного сечения объединенного пояса, в состав которого включается верхний пояс стальной фермы, ребра и некоторая часть полки настила, так называемая эффективная ширина плит.

Последняя характеризуется редукционным коэффициентом ψ и соответствует условной ширине настила b , в пределах которой нормальные напряжения могут приниматься постоянными: $b^* = \psi B$ (B - шаг конструкции).

Для определения редукционного коэффициента требуется установить напряженное состояние плиты. К этому вопросу в разной постановке задачи неоднократно обращались многие исследователи в СССР, Англии, ФРГ, ЧССР. Из анализа полученных решений можно сделать следующие выводы:

- 1) величина ψ в основном определяется отношением $l : B$ (l - пролет конструкции), при этом на его значение существенно влияет вид нагрузки;
- 2) величина ψ изменяется вдоль пролета. В многоригельных конструкциях ψ значительно выше, чем в одиночных балках;

3) во всех рассмотренных работах исследуются только изгибаемые сплошностенчатые конструкции. В случае применения сквозной конструкции для определения эффективной ширины рекомендуются те же зависимости, что и для сплошностенчатых.

В последнем случае коэффициент ψ будет иметь величины, достаточно близкие к действительным лишь в средней части пролета. В местах же, где будут концентрироваться значительные касательные напряжения (у опор и в промежуточных

узлах), эти значения оказываются существенно завышенными. Это обстоятельство может привести к переоценке величины расчетного сечения объединенного пояса фермы.

В нашем решении, в отличие от существующих, сталежелезобетонный пояс с плитой рассматривается отдельно от решетчатого подкрепления, воздействия от которого приняты в виде нормальных сил и изгибающих моментов. Задача решается на основе исследований В.И.Петрашень применительно к расчету гидротехнических затворов [1 - 3]. Исходя из характера напряженного состояния настила и размеров кровельных железобетонных плит при решении приняты следующие предпосылки:

а) работа конструкции рассматривается только на симметричное нагружение и в упругой стадии; железобетонная плита с поперечными ребрами заменяется эквивалентной ей по сечению тонкой пластинкой, местная устойчивость которой обеспечена;

б) нормальные напряжения в сталежелезобетонном ребре от внешних воздействий на уровне срединной плоскости плиты постоянны в пределах каждой панели пояса фермы. Это допущение приводит к сравнительно небольшой погрешности лишь в пределах панелей, примыкающих к узлам, где возникают значительные сосредоточенные моменты.

Напряженное состояние плиты можно представить как результат нескольких нагружений продольных кромок (рис. 1). Первым нагружением являются касательные напряжения, возникающие в контакте плиты с ребром от действия нормальной силы N_1 и изгибающего момента M_1 , имеющего постоянное значение по длине фермы (схема нагружения I). В качестве второго нагружения можно принять касательные напряжения, вызванные соответственно разностями усилий в смежных панелях системы $(N_2 - N_1)$ и $(M_2 - M_1)$. При большем количестве панелей второе нагружение следует расчленить на ряд дополнительных, в которых для любой пары симметрично расположенных узлов прикладываются соответствующие разности сил.

Характер распределения ζ от всех схем нагружения был получен из условия равновесия внутренних усилий в контакте плиты с ребром. Полученные зависимости ζ существенно отличаются от принятых в теоретических исследованиях, выполненных другими авторами.

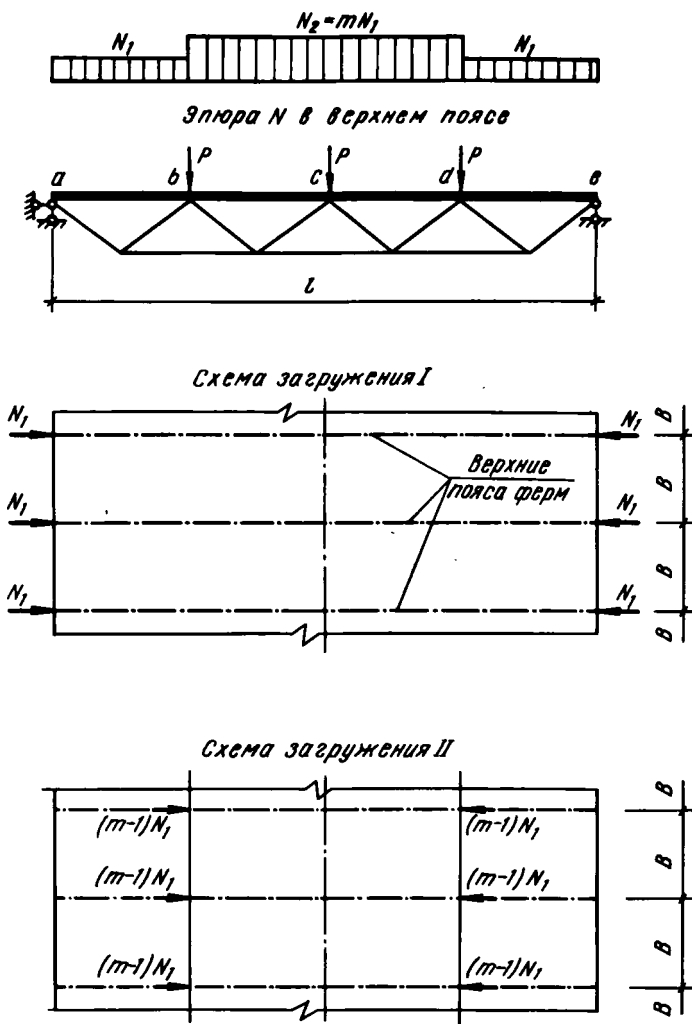


Рис. 1. Схемы загрузкиения настила сталежелезобетонных ферм покрытия при определении его напряженного состояния.

Вторая часть задачи – определение редуционных коэффициентов – решена с использованием ЭВМ "Минск - 22".

Полная величина редуционного коэффициента определяется наложением его значений, полученных для отдельных схем загрузкиения.

Для крайних панелей фермы по рис. 1 величины ψ определяются только загрузением по схеме 1. Для промежуточных же панелей (рассматривая нормальные напряжения на уровне нейтральной оси сечения сталежелезобетонного пояса) значение ψ можно привести к некоторому среднему:

$$\psi_{\text{ср}} = \frac{[\psi_1 + \psi_2 (m-1)] + m \psi_1 \psi_2 \frac{B}{F_p}}{\frac{B}{F_p} [\psi_2 + \psi_1 (m-1)] + m} \quad (1)$$

где ψ_1 - редуцированный коэффициент для рассматриваемого сечения при загрузении по схеме I; ψ_2 - то же при загрузении кривыми $(N_2 - N_1)$ и $(M_2 - M_1)$; $B/F_p = 0,80$ - для ферм, усвоенных с шагом 6,0 м; $B/F_p = 0,65$ - то же с шагом 2,0 м; $m = N_2 : N_1$.

Выражение (1) может быть использовано и для ферм с большим количеством панелей. В этом случае для первой и второй панелей сохраняется та же зависимость, а при определении ψ для следующей панели можно рассматривать ее как продолжение второй.

Из анализа величины ψ можно отметить, что она изменяется по длине панели. При проверке прочности размеры объединенного сечения должны быть определены для узла с наименьшим значением ψ , которое в пределах рассматриваемой панели можно принимать постоянным.

В табл. 1 приведены значения редуцированных коэффициентов, рекомендуемых нами для расчета сталежелезобетонных плоских ровельных покрытий.

По величине ψ_1 определяется расчетная ширина настила в пределах приопорных участков, а по ψ_2 - для средней части полета фермы. Величину ψ можно также определять по формулам, полученным на основе статистической обработки данных табл. 1:

а) для крайних панелей:
 при восходящем опорном раскосе $\psi_1 = 0,060 \frac{1}{B}$;
 при нисходящем опорном раскосе $\psi_1 = 0,047 \frac{1}{B}$

б) для средних панелей:
 при шаге ферм 6,0 м $\psi_2 = 1,07 - 0,07 \frac{1}{B}$;

Таблица 1. Расчетные значения редуционных коэффициентов для сталежелезобетонных ферм с прямолинейным верхним поясом

Пролет ферм, м	Шаг ферм, м	Рекомендуемое для ферм				По нормам и указаниям				
		с восходящим опорным раскосом		с нисходящим опорным раскосом		СССР [4]	ФРГ [5]	Англия [6]	США [7]	ЧССР [8]
		ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_2				
24,0	6,0	0,24	0,89	0,19	0,73	1,00	0,84	1,00	1,00	0,85
	12,0	0,15	0,56	0,10	0,39	0,50	0,59	0,67	0,50	0,70
30,0	6,0	0,30	0,77	0,24	0,63	1,0	0,90	1,00	1,00	0,88
	12,0	0,18	0,59	0,12	0,43	0,62	0,68	0,83	0,62	0,76
36,0	6,0	0,35	0,74	0,28	0,60	1,00	0,93	1,00	1,00	0,90
	12,0	0,20	0,52	0,15	0,39	0,75	0,75	1,00	0,75	0,80

Таблица 2. Расчетные значения редуционных коэффициентов Ψ_2 для сталежелезобетонных двухскатных ферм

Пролет ферм, м	Шаг ферм, м	Для ферм с восходящим опорным раскосом			Для ферм с нисходящим опорным раскосом		
		уклон кровли			уклон кровли		
		0	1/12	1/8	0	1/12	1/8
24,0	6,0	0,89	0,42	0,33	0,73	0,42	0,33
	12,0	0,56	0,15	0,10	0,39	0,15	0,10
30,0	6,0	0,77	0,44	0,35	0,63	0,44	0,35
	12,0	0,59	0,26	0,20	0,43	0,26	0,20
36,0	6,0	0,74	0,46	0,36	0,60	0,46	0,36
	12,0	0,52	0,37	0,30	0,39	0,37	0,30

при шаге ферм 12,0 м $\psi_2 = \text{const} = 0,5$.

Приведенные выше рекомендации по определению ψ относятся к покрытиям, не имеющим переломов верхнего пояса. Для двухскатных покрытий эффективная ширина в средней части пролета существенно снижается.

В табл. 2 приведены значения ψ_2 , вычисленные для сталежелезобетонных двухскатных ферм.

Л и т е р а т у р а

1. Петрашень В.И. Расчет стальных конструкций с плоской обшивкой. - М., 1948.
2. Его же. Гидротехнические затворы с плоской несущей обшивкой. - М. - Л., 1952.
3. Его же. Ригельный гидротехнический затвор как пространственная система. - М.-Л., 1966.
4. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений (ВСН 92-63). - М., 1963.
5. Horst T. Richtlinien für Projektierung und Ausführung pfettenloser Verbunddächer; Jn; Deutsche Bauinformation. Berlin, 1967.
6. Composite construction in structural steel and concrete: simply supported beams in building, CP117. - London, 1965.
7. Tentative Recommendations for the Design and Constructions of Composite Beams and Girders for Buildings. - Journal ofc American Concrete Institute , 1960, 12, vol.57.
8. Faltus F. Plnostěnně ocelové mosty tramové. - Praha, 1965.

УДК 624.075.001.24

Л.Н.Фомица, Ю.В.Попков

ОСОБЕННОСТИ ОПТИМИЗАЦИИ СЕЧЕНИЙ КОЛОНН ПРИ МНОЖЕСТВЕ СОЧЕТАНИЙ ВНЕШНИХ УСИЛИЙ

Одна из основных задач в области повышения эффективности и качества железобетонных конструкций массового применения - дальнейшее улучшение конструктивных решений на основе использования методов оптимального проектирования [1]. Оно предусматривает создание наиболее экономичных (по какому-либо критерию) конструкций и в то же время отвечающих всем предъявляемым к ним требованиям по прочности, долговечности, жесткости и др. На практике оптимизация железобетонных конструкций является сложной задачей, так как требует учета большого количества факторов, влияющих на их поведение. В настоящее время наиболее распространенным методом оптимизации конструкций является метод конечных элементов (МКЭ). Этот метод позволяет учитывать сложную геометрию конструкций, наличие отверстий, выемок, а также возможность использования различных материалов и конструкций. Однако применение МКЭ требует значительных вычислительных ресурсов и времени. Поэтому в настоящее время активно ведутся работы по разработке методов оптимизации конструкций, позволяющих сократить вычислительные затраты и повысить эффективность проектирования.