

Рис. 5. Стык центрифугированных трубобетонных колонн по длине: *a* - вышележащая колонна; *b* - нижерасположенная колонна; 1 - центрифугированный бетон; 2 - ребра жесткости в опорных узлах колонны; 3 - наружная труба-оболочка; 4 - внутренняя труба-оболочка (стакан); 5 - стыковочная труба-вставка; 6 - монтажный сварочный стык

Модификация предыдущего стыка способного воспринимать большие местные нагрузки и обеспечивать местную устойчивость оболочки представлен на рис. 6.

Так же как и в предыдущем варианте стык может быть «сухим» или клееный на основе эпоксидных смол. Монтаж и использование данного типа стыка аналогично предыдущему. Поскольку в данном типе стыка более развита область контакта между элементами, то он может воспринимать большие внутренние напряжения.

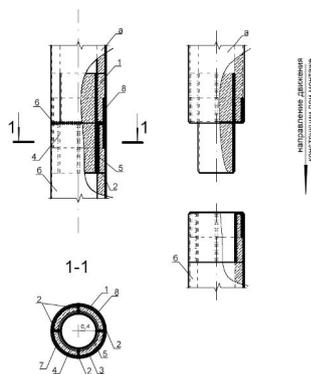


Рис.6. Стык центрифугированных трубобетонных колонн по длине (модификация): *a* - вышележащая колонна; *b* - нижерасположенная колонна; 1 - центрифугированный бетон; 2 - ребра жесткости в опорных узлах колонны; 3 - наружная труба-оболочка; 4 - внутренняя труба-оболочка (стакан); 5 - стыковочная труба-вставка с отверстиями; 6 - монтажный сварочный стык; 7 - труба-вкладыш; 8 - клеевой шов

Сделан еще один шаг на пути совершенствования трубобетонных конструкций в целом и центрифугированных трубобетонных конструкций, в частности. Использованы бионические подходы в конструировании данного типа конструкций.

Список литературы

1. **Ф. Патури** Растения гениальные инженеры природы. Второе издание. Пер. с немецкого М.: - Издательство «Прогресс» 1982: -272 с.
2. **Ефименко В.И.** Дис. ... д-ра техн. наук. Несущие конструкции из стальных труб заполненных центрифугированным бетоном. - Кривой Рог, 2008.-414 с.
3. **Тимошенко В.М.** Несуча здатність та деформативність стиснених трубобетонних елементів зі стиками: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - Полтава, 2000. - 20 с.
4. **Пенц В.Ф.** Напружено деформований стан оголовків трубобетонних стояків: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - Полтава, 1995.- 24с.
5. **Темнов В.Г.** Конструктивные системы в природе и строительной технике. Л.: Стройиздат, 1987.

Рукопись поступила в редакцию 21.02.12

УДК 624.014

А.А. СЛИПИЧ, канд. техн. наук, доц., ГВУЗ «Криворожский национальный университет»
И.А. МОВЧАН, ГП «ГПИ «Кривбаспроект»

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ БАЛОК ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

В работе рассмотрены вопросы оптимального проектирования стальных балок двутаврового сечения. Предложены оптимальные зависимости геометрических размеров балки с учетом обеспечения местной устойчивости стенки и полки.

Постановка проблемы. В настоящее время интенсивно развивается производство металлических конструкций, создаются новые конструктивные формы, материалы и профили. К таким элементам, работающим на изгиб, можно отнести бистальные балки, балки с гофрированной и перфорированной стенками, преднапряженные балки, балки с изменяемой по высоте стенкой. При этом при заданных технологических и архитектурно-строительных параметрах возможно большое количество решений конструкций балок. И задача инженера при этом из всего числа решений выбрать наиболее оптимальный вариант, что в свою очередь не возможно без вариантного проектирования.

Анализ последних исследований и публикаций. Вопросам оптимального проектирования и оптимизации стальных конструкций уделено внимание в работах [1-4] и др. Цель оптимального проектирования конструкций заключается в разработке проекта конструкций, удовлетворяющей всем требованиям СНиП, при этом она должна быть не хуже существующих

конструкций. Известно, что на стоимость конструкции существенно влияют такие параметры как количество материала, стоимость изготовления конструкции (трудоемкость). Уменьшение данных основных параметров снижает ее стоимость, что в настоящее время является главной задачей вариантного проектирования.

Постановка задачи. Цель данной работы – это определение оптимальных параметров двутавровых балок при условии обеспечения прочности, местной и общей устойчивости при действии равномерно распределенной нагрузки.

Изложение основного материала исследования. Для элемента, работающего на изгиб, наиболее оптимальным является двутавровое сечение, при котором ядровое расстояние имеет наиболее максимальное значение $\rho = W/A$.

При действии равномерно-распределенной нагрузки в балке возникают внутренние усилия M , Q , которые воспринимаются элементами балки, полками A_f и стенкой A_w .

В таком случае площадь сечения двутавровой балки можно записать

$$A = h_w t_w + 2b_f t_f . \quad (1)$$

При этом согласно нормам [5] должна быть обеспечена местная устойчивость полки и стенки. Местная устойчивость стенки без продольных ребер обеспечена, если выполняется условие

$$\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \leq 5,5 . \quad (2)$$

Местная устойчивость пояса обеспечена, если выполняется условие

$$b_{ef}/t_f \leq 0,5\sqrt{E/R_y} . \quad (3)$$

Принимая, что $b_{ef} \approx \frac{b_f}{2}$, получаем

$$b_f/2t_f \leq 0,5\sqrt{E/R_y} . \quad (4)$$

Подставляем уравнения (2) и (4) в (1) получаем зависимость площади сечения от высоты стенки h_w и ширины полки b_f

$$A = \frac{h_w^2}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} + 2b_f^2 \sqrt{\frac{R_y}{E}} . \quad (5)$$

В литературных источниках приводятся различные критерии оценки экономичности изгибаемых и сжатых профилей. Наиболее приемлемыми из них считаются безразмерные удельные характеристики профилей. Удельной называется расчетная характеристика профиля, площадь поперечного сечения которого равна единице [6].

Применительно к площади двутаврового профиля формуле (5) примет вид

$$1 = \frac{h_w^2}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} + 2b_f^2 \sqrt{\frac{R_y}{E}} . \quad (6)$$

Выразим физический смысл формулы (6) графически (рис. 1)

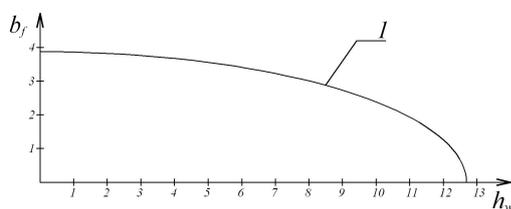


Рис. 1 Соотношение параметров двутавровой балки при единичной площади

Кривая I показывает разнообразие решений единичной площади балки двутаврового сечения.

Как видно из рис. 1 при $A=1$ при увеличении высоты сечения ширина сечения уменьшается.

Согласно нормам [5], условие прочности двутавровой балки без учета пластических деформаций имеет вид

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c . \quad (7)$$

Для двутаврового сечения момент сопротивления определяется по формуле

$$W_x = \frac{h_w^2 \cdot t_w}{6} + h_w b_f t_f . \quad (8)$$

Подставляем уравнения (2) и (4) в (8), получаем

$$W_x = \frac{h_w^2}{33} \sqrt{\frac{R_y}{E}} + h_w b_f^2 \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (9)$$

Таким образом, из всего множества возможных решений (сочетание размеров h_w и b_f) необходимо выбрать такое сочетание, при котором W_x будет максимальным.

Выражая b_f^2 из уравнения (6) и подставляя значение в (9), получаем уравнение зависимости сопротивления W_x от высоты

$$W_x = \frac{h_w}{2} - \frac{2h_w^3}{33} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (10)$$

Построим график зависимости момента сопротивления W_x от h_w на участке $0 \leq h_w \leq 12,69$ (рис. 2).

Для определения максимума функции $f=W_x$, берем первую производную, приравняем ее к нулю и определяем значение h_w , при котором $f=W_x$ имеет максимальное значение. Получаем значение $h_w \approx 9$. При этом момент сопротивления $W_x = 3$.

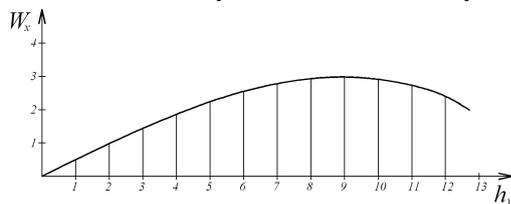


Рис. 2 График зависимости момента сопротивления W_x от высоты сечения h_w при единичной площади

Данный результат можно было получить при решении системы уравнений (6) и (10) графическим методом.

При этом значение b_f , согласно графика 1 (рис. 1), составляет 2,74, а оптимальное отношение h_w/b_f , при котором момент сопротивления W_x имеет максимальное значение $h_w/b_f = 3,28$.

Данные закономерности относятся к моностальным двутавровым балкам постоянного по высоте сечения, для изготовления которых используется листовая сталь. При этом не учитывалось влияние пластических деформаций, что допускается нормами [5].

Выводы. Нормы проектирования регламентируют требования прочности, устойчивости и деформативности при проектировании стальных конструкций. При этом возникает множество решений, из которых в процессе вариантного проектирования необходимо выбрать наиболее оптимальное (экономически выгодное). В результате исследования моностальных двутавровых балок установлено, что наиболее оптимальными по расходу стали есть балки, у которых отношение h_w/b_f находится в пределах 3,28.

Список литературы

1. Лихтарников Я. М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
2. Трофимович В. В., Пермяков В. А. Оптимизация металлических конструкций, К.: Вища школа. Головное изд-во, 1983. – 200 с.
3. Трофимович В. В., Пермяков В. А. Оптимальное проектирование металлических конструкций, К.: Будівельник, 1981. – 136 с.
4. Каплун Я. А. Оптимизация сортамента прокатных профилей: автореф. дисс. на соискание учен. степени канд. техн. наук, М., 1971.
5. СНиП II-23-81* Нормы проектирования. Стальные конструкции/ Госстрой СССР. – М.: ЦИПТ Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
6. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. заслуж. строителя РФ, лауреата госуд. Премии СССР В. В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 стр.

Рукопись поступила в редакцию 31.03.12

УДК 622.1: 528.7

О.В. ДОЛГІХ, канд. техн. наук, доц., ДВНЗ «Криворізький національний університет»

ПРОГНОЗУВАННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ДЕННОЇ ПОВЕРХНІ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ОБМЕЖЕНОЇ КІЛЬКОСТІ ЦИКЛІВ СПОСТЕРЕЖЕНЬ

Розглянуто питання вдосконалення методики дослідження територій, що знаходяться у зонах впливу підземних гірничих робіт, з метою підвищення якості прогнозування подальшого їх стану. Пропонується для опрацювання результатів вимірів, здійснених на реперах профільних ліній спостережних станцій, використовувати сучасні статистичні методи та програмні засоби.