

значения относительных эксцентриситетов  $m_x$ , с увеличением которых значения  $\varphi_e$  и  $c$  значительно снижаются.

2. Из результатов табл. 3 имеем вывод о том, что **при условии равенства** значений относительных эксцентриситетов  $m_x$  в подавляющем большинстве случаев будет иметь место соотношение:  $c \cdot \varphi_y < \varphi_e$ . Исключение составляет лишь окрестности значений  $m_x = 5$  и  $\lambda_y = 100$ .

3. При **условии различия** значений относительных эксцентриситетов  $m_x$  на 15% (значение  $m_x$  для вычисления коэффициента  $c$  меньше, чем для вычисления коэффициента  $\varphi_e$ ), в большинстве случаев (см. табл. 3) также имеет место соотношение:  $c \cdot \varphi_y < \varphi_e$ , т.е. **запас устойчивости** верхней части ступенчатой колонны **из ее плоскости меньше**, чем в плоскости. В остальных случаях реализуется соотношение  $c \cdot \varphi_y > \varphi_e$ , однако значения сравниваемых величин достаточно близки, хотя **запасы устойчивости** верхней части колонны **из ее плоскости несколько больше**, чем в ее плоскости.

4. Как показано в работе, при проектировании и расчете верхней части ступенчатой колонны следует иметь в виду соотношение ее гибкостей (28). В табл. 2 и 3 оно учтено условием  $\lambda_x = \lambda_y / 3$ . При этом учитывалось, что  $\lambda_y \leq \lambda_{пред} = 150$ .

## ЛИТЕРАТУРА:

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014.- 198с.
2. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие. - К.: Будівельник, 1984. - 368с.
3. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник.-Львів, Світ, 2002.-312с.
4. Нілов О.О., Пермьяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів.- К.: Видавництво «Сталь», 2010.-869с.
5. Металлические конструкции. В 3т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. Для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю.Уваров, В.В. Филиппов, Б.И. Белый и др. - М.: Высш. шк., 2004. - 528с.
6. Steel designers' manual / the Steel Construction Institute (Great Britain); edited by Buick Davison, Graham W. Owens. A John Wiley & Sons, Ltd., Publication - 7th ed. - 2012. - 1450p.
7. Charles G Salmon, John E Johnson. Steel Structures – Design and Behavior. 3rd Edition. New York: Harper&Row, 1990.
8. Xiao Yan, Anderson J.C. Design of Steel Structures. Higher Education Press. 2007, 262p.

Рецензент: д-р техн. наук І.В. Шумаков

УДК 624.014

**Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю.,  
Халметов А., Худайбергенів І.**

*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

## НОВЫЕ АЛГОРИТМЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАЧАЛЬНЫХ ЖЕСТКОСТЕЙ УЧАСТКОВ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА

**Постановка проблемы.** В известной литературе [1-4] традиционный расчет поперечной рамы стального каркаса включает в себя: построение упрощенной П-образной расчетной схемы поперечной

рамы; ее статический расчет; подбор сечений верхней и нижней частей ступенчатой колонны, а также фермы покрытия, и их проверки на прочность и устойчивость по

1-му предельному состоянию. В соответствии с [5, 13-15], не менее важной задачей является обеспечение нормальных условий эксплуатации мостовых кранов, что при расчете поперечной рамы по 2-му предельному состоянию обеспечивается условием ограничения горизонтальных перемещений колонн на уровне головок крановых рельсов. В работах [6-8] было показано, что наибольшие влияния на прочность и жесткость поперечной рамы оказывают: изгибные жесткости ригеля и участков колонны, а также построение ее уточненных расчетных схем с заменой ригеля в виде стержня эквивалентной жесткости фермой. Дальнейшее решение проблемы представляется в поиске новых, более уточненных алгоритмов определения начальных жесткостей участков ступенчатой колонны, позволяющих максимально сократить количество итераций расчета колонн для удовлетворения требованиям 1-го и 2-го предельных состояний.

**Цель работы.** Разработка новых алгоритмов определения начальных жесткостей участков ступенчатой колонны стального каркаса, позволяющих максимально сократить количество итераций расчета колонн для удовлетворения требованиям 1-го и 2-го предельных состояний.

**Решение задачи.** Назначение начальных жесткостей участков ступенчатой колонны для статического расчета поперечной рамы по упрощенной

П-образной ее расчетной схеме [1-4] требует предварительного определения соответствующих значений площадей и моментов инерции еще незакомпонованных сечений верхнего и нижнего участков колонны.

Традиционно момент инерции нижней части ступенчатой колонны, имеющей сквозное сечение, согласно [1-4] определяется приближенным выражением:

$$I_1 = \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_n^2}{K_1 \cdot R_y} \quad (1)$$

где  $N = V_{q_m} + V_{q_{сн.м}}$  - суммарная вертикальная реакция фермы от постоянной и снеговой предельных расчетных нагрузок; коэффициент  $K_1$  - зависит от шага колонн  $B$ :

$K_1 = 2,2...3,0$  при  $B=6\text{м}$  и  $K_1 = 3,2...3,8$  при  $B=12\text{м}$ .

В [6] был проведен анализ выражения (1) с установлением исходных допущений, используемых при его выводе, которые не имеют достаточного обоснования. В дополнение укажем еще на одно видимое противоречие (1): чем больше шаг и нагрузки на колонны рам, тем большее требуется значение момента инерции  $I_1$ , а увеличение коэффициента  $K_1$  этому препятствует. Скорее всего, назначение  $K_1$  - сдерживать увеличение  $I_1$  от его прямо пропорционального роста в зависимости от увеличения нагрузки на колонну в соответствии с (1).

Площадь сечения нижней части колонны предварительно определяют из выражения:  $A_1 = 4 \cdot I_1 / b_n^2$ . (2)

Эта формула вытекает непосредственно из определения момента инерции, записанного для нижней, двухветвенной, части колонны при условии равенства площадей сечений наружной и подкрановой ее ветвей, а также неучете податливости соединительной решетки:

$$I_1 = 2 \cdot A_g \cdot \left(\frac{b_n}{2}\right)^2 = A_1 \cdot \frac{b_n^2}{4} \quad (3)$$

Момент инерции верхней части ступенчатой колонны традиционно [1-4] определяется из соотношения изгибной жесткости нижней части колонны к верхней:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_g}{b_n}\right)^2, \quad (4)$$

где  $K_2 = 1,2...1,6$  - в [1, 2];  $K_2 = 1,2...1,8$  - в [3].

Как отмечено в [6], соотношения изгибной жесткости нижней части колонны к верхней у всех авторов попадают в достаточно широкий диапазон:

$$K = I_1 / I_2 = 5...10. \quad (5)$$

В [9] показано, что точность расчета рамы по 2-му предельному состоянию обеспечивается с использованием уточненной ее расчетной схемы, представленной на рис. 1.

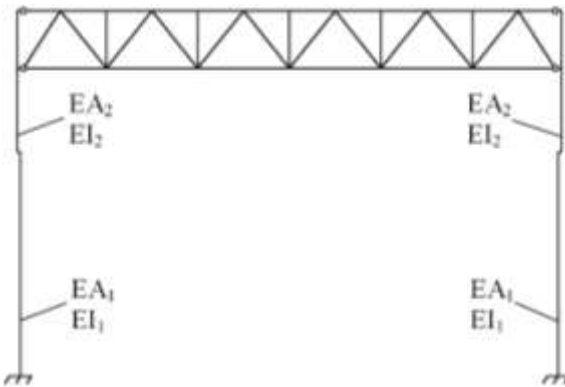


Рис. 1. Расчетная схема поперечной рамы с ригелем в виде фермы, жестко сопряженной с колоннами.

В соответствии с предлагаемым новым алгоритмом задания начальных жесткостей верхней части колонны высоту ее сечения (рис. 2) предварительно назначаем, используя рекомендуемое условие ее жесткости в плоскости рамы:

$$b_g = h \geq h_g / 12. \quad (6)$$

Устойчивость верхней части ступенчатой колонны в ее плоскости и из ее плоскости в соответствии с [10] проверяют по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Учитывая [11], что в большинстве случаев запас устойчивости верхней части колонны из ее плоскости меньше, чем в ее плоскости ( $c \cdot \varphi_y < \varphi_{ex}$ ), из второго выражения (7) определяем требуемую площадь сечения двутавра:

$$A = \frac{N_g}{(0,07...0,09) \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (8)$$

предварительно приняв:  $c \cdot \varphi_y = 0,07...0,09$ .

$$В (8): N_g = V_{qm} + V_{qcm} - \quad (9)$$

- суммарная опорная вертикальная реакция фермы от постоянной и снеговой предельных расчетных нагрузок.

Момент инерции сечения (рис. 2) представим в следующем виде:

$$I_x \approx \frac{t_w \cdot h^3}{12} + 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \quad (10)$$

$$= \frac{t_w \cdot h^3}{12} + A_f \cdot \frac{h^2}{2}$$

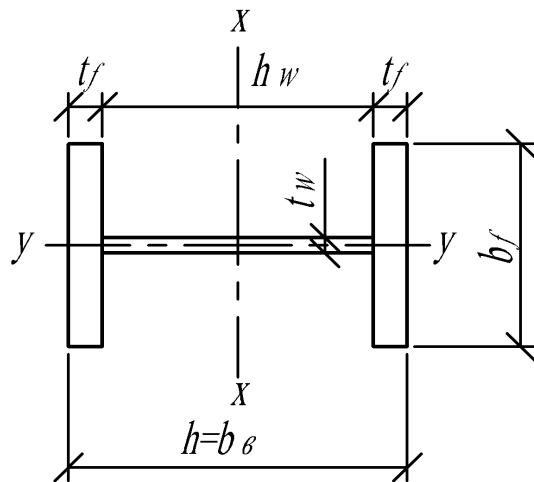


Рис. 2. Сечение верхней части колонны

Здесь предварительно принимаем толщину стенки  $t_w = 1 \text{ см}$  (по принципу: лучше что-то, чем ничего).

$$A_f = A - A_w = A - t_w \cdot h. \quad (11)$$

Вычисляем начальные жесткости верхней части колонны (рис. 1):

$$EA_2 = E \cdot A_2; \quad EI_2 = E \cdot I_2, \quad (12)$$

где  $A_2 = A$  - по (8);  $I_2 = I_x$  - по (10).

Новый алгоритм задания начальных жесткостей нижней части колонны базируется на следующих суждениях. В соответствии с рис. 3. определим осевое усилие в подкрановой ветви нижней части колонны:

$$N_n = \frac{M}{b_{n.o}} + N \cdot \frac{b_g / 2}{b_{n.o}} + D_{\max}, \quad (13)$$

где  $N = N_g$  - см. (9);  $M = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{2}{3}\right) \cdot M_g$  (14)

- изгибающий момент, действующий в нижнем сечении верхней части колонны;  $M_g$  - изгибающий момент, действующий в верхнем сечении верхней части колонны (под нижним поясом фермы);

$$M_g = N_g \cdot e = N_g \cdot \frac{b_g}{2}. \quad (15)$$

Соотношение (14) принято для предварительных расчетов с учетом обобщения результатов статических расчетов реальных поперечных рам.

Исходя из общепринятого [1-4] условия общей устойчивости подкрановой ветви из плоскости колонны:

$$\sigma_n = \frac{N_n}{\varphi_{y,n} \cdot A_n} = \frac{N_n}{(0,7...0,9) \cdot A_n} < R_y \cdot \gamma_c \quad (16)$$

находим требуемую площадь сечения подкрановой ветви:

$$A_n = \frac{N_n}{(0,7...0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (17)$$

Принимая предварительно условие прохождения центральной оси нижней части колонны через середины ее сечений:

$$y_n = y_n, \quad (18)$$

имеем равенство площадей их поперечных сечений:  $A_n = A_n$ .

Предварительное принятие условия (18) при построении расчетной оси поперечной рамы, как показано в [7], обосновывается тем, что смещение расчетной оси нижней части колонны от середины ширины ее сечения  $b_n$  на величину  $(0,45...0,55) \cdot b_n$  к наружной, либо подкрановой ветви практически не влияет на значения усилий и деформаций в элементах поперечной рамы.

Площадь сечения нижней части колонны:

$$A = A_n + A_n \quad (20)$$

Момент инерции сечения нижней части колонны:

$$I_1 = 2 \cdot A_n \cdot \frac{b_{n.o}^2}{4} = A \cdot \frac{b_{n.o}^2}{4} \quad (21)$$

Начальные жесткости нижней части колонны:

$$EA_1 = E \cdot A_1; \quad EI_1 = E \cdot I_1 \quad (23)$$

Для сравнения традиционной и новой методик назначения начальных жесткостей участков ступенчатой колонны в расчетной схеме поперечной рамы выполнен числовой пример, приведенный в работе [12], публикуемой в настоящем сборнике.

**Выводы.** Принимая во внимание результаты исследований [11], предложены новые алгоритмы для определения начальных жесткостей верхнего и нижнего участков ступенчатых колонн поперечных рам в их расчетных схемах, позволяющие максимально сократить количество итераций расчета колонн для удовлетворения требованиям 1-го и 2-го предельных состояний.

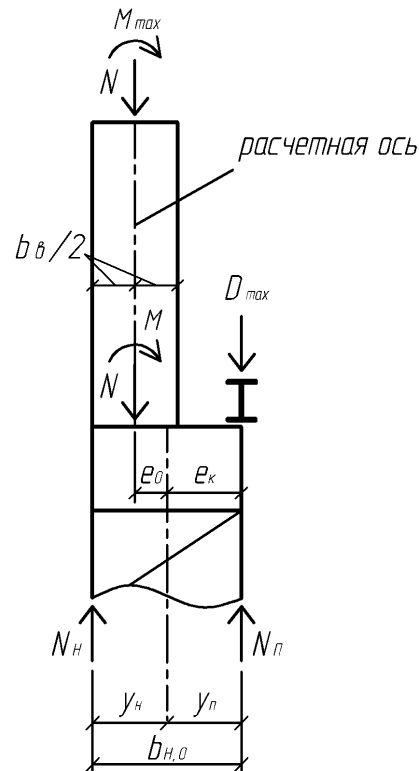


Рис. 3. К определению  $N_n$  в подкрановой ветви

#### ЛІТЕРАТУРА:

1. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. Пособие.-К.: Будівельник, 1984. - 368с.
2. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник.-Львів, Світ, 2002. - 312с.
3. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів.-К.: Видавництво «Сталь», 2010. - 869с.
4. Металлические конструкции. В 3т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. Для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю.Уваров, В.В. Филиппов, Б.И. Белый и др.-М.: Высш. шк. , 2004. - 528с.
5. ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.- К.: Мінбуд України, 2006. - 10с.
6. Перетягко Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко И.Ю., Мамметгулиев М., Доан Ван Х., Текепалванов А. Об исходных параметрах расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 148-154.

7. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Мірадов Б., Мірадов М., Танривєрди Э. Исследование влияния исходных параметров расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 154-160.
8. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Оралов Ш., Аманмірадов А., Гусад А., Эль Криш М.А. Об уточнении жесткости ригеля поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). С. 161-168.
9. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Сувханов М., Салаков А., Тораев Д. Зависимость отклонения головки рельса от вида расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса. // Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 169-175.
10. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - 198с.
11. Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Бикметов А., Тораев М. Сравнительный анализ запасов устойчивости верхней части ступенчатой колонны стального каркаса в плоскости и из плоскости// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2017. – т. 88. - №2. - С. 85-94.
12. Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Коюнджу А., Менлиев О. Рас-чет поперечной рамы стального каркаса по второму предельному состоянию// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2017. – т. 88. - №2. - С. 98-104.
13. EN 1993 Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.
14. McCormac, Jack C. Structural steel design / Jack C. McCormac, Stephen F. Csernak. – 5th ed. Pearson Education, Ink., Upper Saddle River, New Jersey 07458.- 2012, 724p. ISBN-13:978-0-13-607948-4; ISBN-10:0-13-607948-2.
15. Practical Design of Steel Structures. Based on Eurocode 3 (with case studies): A multibay melting shop and finishing mill building/ Karuna Moy Ghosh. Whittles Publishing, Dunbeath, Caithness KW6 6EY, Scotland, UK.-2010, 211p.

*Рецензент: д-р техн. наук І.В. Шумаков*

УДК 624.014

**Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б.,  
Ляшенко І.Ю., Коюнджу А., Менлиев О.**

*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

### **РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ**

**Постановка проблемы.** Поскольку в известной литературе [1-3] расчет элементов поперечной рамы стального каркаса традиционно ограничивается лишь подбором сечений верхней и нижней частей ступенчатой колонны, а также фермы покрытия, удовлетворяющим условиям прочности и устойчивости, и, при этом, отсутствуют расчеты рамы на расчетные эксплуатационные нагрузки для определения

горизонтального смещения уровня головки кранового рельса и сравнения его с предельно допустимым значением [4, 10, 11], требуется создание методики расчета поперечной рамы стального каркаса по 2-му предельному состоянию.

**Цель работы.** Разработка методики подбора сечений элементов ступенчатой колонны поперечной рамы стального каркаса, удовлетворяющих требованиям 1-го, и 2-го предельных состояний.