

5. Aksenowa I.W., Objedkow W.A. Cykliczność oddziaływania środowiska na wykończenie wnętrz w nicogrzewanych budynkach Zabytkowych/ Materiały Seminarium Polsko-Rosyjskiego. – Irkuck, 1997.

6. Nikitin W., Lapko A. Metody oceny przydatności użytkowej elementów i wykończenia wnętrz w budynkach zabytkowych /Referaty II Konferencji Nauk. Techn. "Budownictwo Sakralne", 98. –Białystok, 1998.

УДК 624.075.012.41

Казачек В.Г.

УТОЧНЕНИЕ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН СТУПЕНЧАТЫХ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Предложено несколько уточненных методов определения расчетных длин ступенчатых и двухветвевых колонн и учета характера проявления продольного изгиба по длине элементов, которые могут служить основой для разработки программ для ЭВМ. По расчету каркасов одноэтажных промзданий как плоской, так и пространственной системы в целом сразу на всю комбинацию нагрузок. Однако решение задач в пространственной постановке весьма сложно и ряд вопросов еще окончательно не решен. Например, в структуре расчета на устойчивость первого рода стандартная программа "ПУСК" малоприспособна для использования в практическом проектировании в условиях многовариантного нагружения. В таких условиях наиболее реальным и приемлемым, с практической точки зрения, кажется расчет каркаса как плоской рамы.

Одной из задач настоящей работы является разработка более точного, чем это предусмотрено нормами, метода определения расчетных длин сжатых элементов крановых колонн, а также рекомендаций по учету перераспределения усилий по длине колонн в условиях продольно-поперечного изгиба. Первым этапом теоретических исследований в этой области явилась разработка и совершенствование на основании расчета на устойчивость первого рода в упругой постановке общего метода определения расчетных длин колонн, являющихся элементами системы каркаса одноэтажного производственного здания, оборудованного мостовыми кранами. При этом рассматривается поперечная рама, деформируемая в своей плоскости.

Для железобетонных каркасов наиболее правомерен подход, когда считается, что несущую способность теряет только рассматриваемая стойка (предполагается, что в ней возникло критическое состояние из-за пониженных характеристик материалов и т.д.), а остальная часть каркаса в определенной мере оказывает поддерживающее влияние. При этом нагрузка, воспринимаемая всеми колоннами, кроме рассматриваемой, в данный момент времени остается неизменной. В такой постановке задача сводится к расчету на устойчивость отдельной стойки с пружиной. В качестве пружины приняты аналогичные стойки (постоянного сечения, одноступенчатые, двухветвевые), нагруженные постоянными силами (рис. 1).

При определении жесткости пружины в общем случае следует учитывать поворот диска покрытия при действии несимметричных нагрузок (например, крановых). Однако, учитывая, что эксперименты и данные расчетов [1, 2] показали незначительное влияние (до 10 %) этого фактора на окончательные результаты, последующий анализ был выполнен без учета поворота диска покрытия.

Величина жесткости пружины C^0 зависит от количества и типа поддерживающих стоек. Был проведен анализ влияния количества поддерживающих стоек на величину коэффициен-

тов расчетной длины μ_B и μ_H .

Для получения качественной и количественной оценки этой зависимости было выполнено более 800 вариантов расчетов. В выполнении расчетов принимал участие аспирант

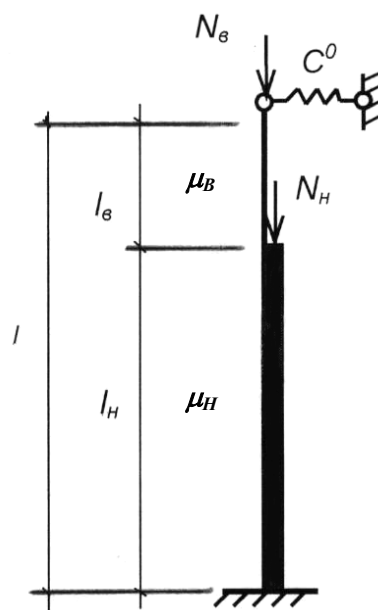


Рисунок 1. Расчетная схема главной стойки

Фархад Махмуд Хасан.

Параметры расчетных величин принимались для реальных пространственных блоков. Переменными параметрами являлись:

- высота стойки; $H = 9,0 \div 14,4$ м (через 0,6 м);
- грузоподъемность крана $Q = 10$ т; $Q = 30$ т;
- соотношение длин верхней и нижней частей колонны в зависимости от грузоподъемности крана;
- значение верхней продольной силы N_B^{max} , N_B^{min} ;
- наличие или отсутствие продольной силы на подкрановую часть колонны $N_H = D_{max}$, $N_H = 0$;
- соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны $I_B/I_H < 1$; $I_B/I_H = 1$.

Количество поддерживающих стоек принималось таким, которое возможно в реальных зданиях и изменялось от $n = 1$ (однопролетная рама при расчете на ветер) до $n = 16$ (пространственная трехпролетная рама). Для сравнения рассмат-

Казачек В.Г. К.т.н Белорусской государственной политехнической академии.
Беларусь, БГПА, г. Минск, пр.Ф. Скорины 65.

ривалась консольная стойка, т.е. $n = 0$ и стойка, имеющая шарнирно-неподвижную опору в уровне верха $n = \infty$.

Анализ результатов расчетов позволил получить зависимость для определения коэффициентов расчетной длины для любого количества (n) поддерживающих стоек, т.е. для любой пространственной рамы

$$\mu(n) = k_n \cdot \mu(\infty). \quad (1)$$

где $\mu(\infty)$ — коэффициент расчетной длины, определяемый для стойки с шарнирно-неподвижной опорой в уровне верха стойки;

k_n — коэффициент, учитывающий повышение μ за счет поддерживающих стоек.

При количестве поддерживающих стоек $n > 6$ коэффициент $k_n = 1$.

При количестве стоек $n < 6$:

$$k_n = 1 + \frac{0,75}{n} \sqrt[3]{\frac{3 \cdot m \cdot i}{(m + 1,6) \cdot (l + 1) \cdot 2^{\alpha-1}}},$$

где $\alpha = \frac{1}{3}(5l - 42)$ при $9,0 \text{ м} \leq l \leq 12,0 \text{ м}$,

$$\alpha = 6 \text{ при } l > 12 \text{ м}.$$

здесь l — общая высота стойки (м) $l = l_B + l_H$; m — соотношение длин верхней и нижней части стойки $m = l_B/l_H$; i — соотношение жесткостей $i = I_B/I_H$.

Получена удовлетворительная сходимость расчетов по приведенной формуле (2) с точным расчетом для наиболее невыгодного случая ($N = 0$).

Таким образом, зная расчетную длину рассматриваемой ступенчатой стойки в предположении не смещаемой шарнирной верхней опоры, зная количество поддерживающих стоек (при принятой габаритной схеме каркаса), с помощью выражения (1) можно приближенно учесть податливость верхней опоры. Очевидно, что она различна при разных видах нагрузки. Например, при крановой нагрузке в работу включаются практически все стойки каркаса, а при ветровой — только оставшиеся (кроме рассматриваемой) стойки данной плоской рамы. Таким образом, становится очевидным /3/, что при определении расчетных усилий в сечении i , необходимо суммировать произведения моментов от отдельных загрузок на свои коэффициенты продольного изгиба, определенные с учетом всех продольных сил, действующих в рассматриваемой комбинации:

$$M_i = \sum M \cdot \eta_{ij}. \quad (3)$$

Расчетная длина для конкретного вида загрузки может вычисляться точно с использованием общего подхода (по программе РАМА-1) или по приближенным формулам.

Для построения приближенных формул вычисления расчетной длины проанализировано влияние различных параметров на величину коэффициентов μ_B и μ_H стойки с шарнирно-неподвижной опорой в уровне верха, т.к. эта схема принята за основу при определении μ расчетной стойки каркаса ($\mu(n) = k_n \cdot \mu_B(\infty)$). Было выполнено 1200 вариантов расчетов, в которых переменными параметрами являлись:

— соотношение длин верхней и нижней частей стойки $m = l_B/l_H, (0,1 \div 1,2)$;

Соотношение длин $m = l_B/l_H$

Таблица 1

m		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$H=10,8$ м	l_B	1,83	2,54	3,14	3,67	4,12	4,53	4,89	5,21	5,5	5,76	6,0
	l_H	9,17	8,46	7,86	7,33	6,88	6,47	6,11	5,79	5,5	5,24	5,0
$H=12,0$ м	l_B	2,03	2,82	3,49	4,07	4,75	5,02	5,42	5,78	6,1	6,39	6,65
	l_H	10,17	9,38	8,71	8,13	7,62	7,18	6,78	6,42	6,1	5,81	5,55

Соотношение продольных сил ($N_B = N_{min}$)

$$\rho = N_B / (N_B + N_H)$$

Таблица 2

ρ	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
N_H , мН	3,439	1,629	0,724	0,422	0,272	0,181	0,121	0,077	0,045	0,02	0
N_B , мН	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181

Соотношение жесткостей $i = EI_B/EI_H$

Таблица 3

I		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$H=10,8$ м	E_{lB}	15,48	30,96	46,44	61,92	77,40	92,88	108,8	123,8	139,8	154,8
	E_{lH}	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8	154,8
$H=12,0$ м	E_{lB}	30,46	60,98	91,39	121,9	152,5	182,8	213,2	243,7	274,2	304,6
	E_{lH}	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6	304,6

Соотношение продольных сил ($N_B = N_{max}$)

Таблица 4

ρ	0,7	0,8	0,9	1,0
N_B , мН	0,826	0,826	0,826	0,826
N_H , мН	0,854	0,2065	0,0918	0

— соотношение жесткости верхней и нижней частей стойки $i = I_B/I_H, (0,1 \div 1,0)$;

— соотношение продольных сил действующих на верхнюю и нижнюю части колонны

$$\rho = N_B / (N_B + N_H), (0,05 \div 1,0).$$

Для получения наиболее полной картины зависимости μ от вышеперечисленных параметров принят диапазон изменения этих параметров шире, чем это можно ожидать в одноэтажных производственных зданиях с мостовыми кранами типовых габаритных схем. Первоначально предполагалось,

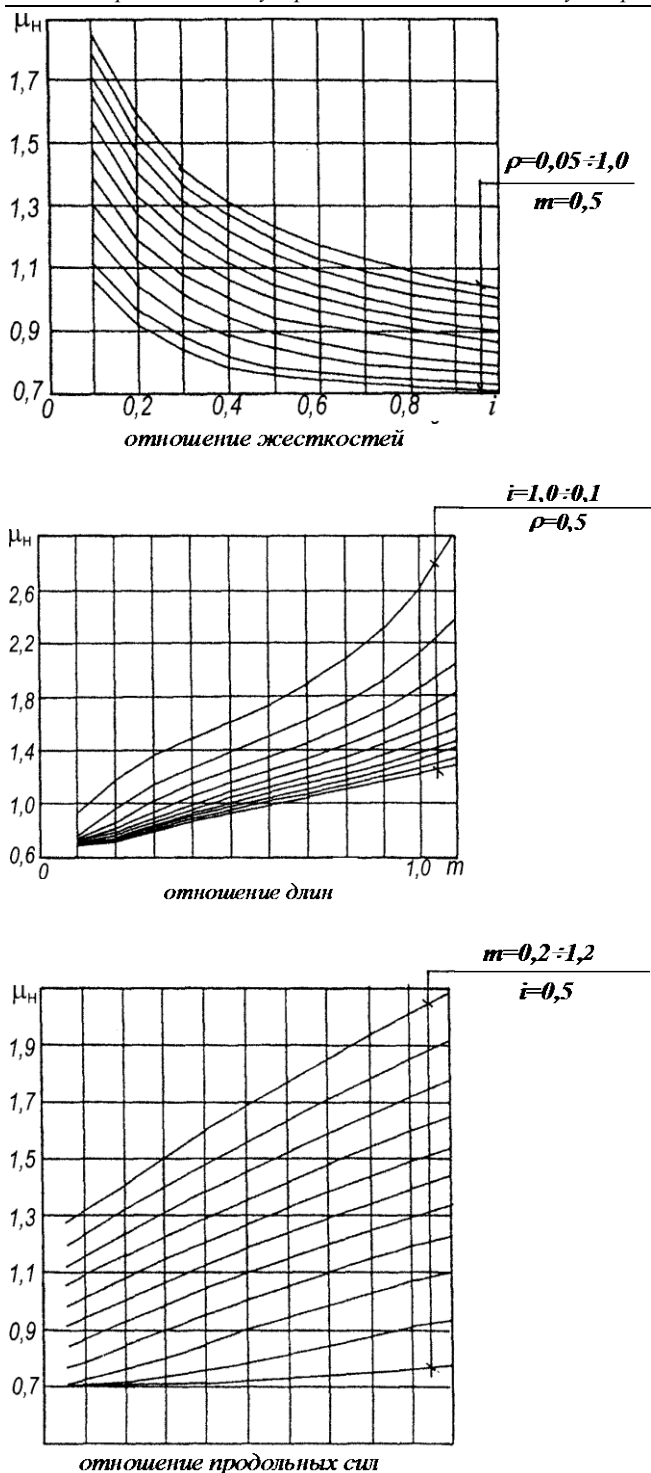


Рисунок 2. Зависимость μ_H от соотношения i, m и ρ

что влияние коэффициентов μ не зависит от абсолютных значений длин, жесткостей и продольных сил, а зависит только от их соотношения. Для проверки этого положения в расчетах варьировалась не только величина соотношения параметров, но и их абсолютные значения. Так, длина колонны принималась $10,8 \div 14,4$ м, отношение продольных сил при $N_B = N_{min}$ и при $N_B = N_{max}$ и т.п.

В связи с тем, что при переборе соотношения жесткостей были учтены практически все возможные сечения, то значения жесткостей по абсолютной величине не варьировались. Диапазон изменения параметров некоторых стоек приведен в

таблицах 1-4.

Для данной высоты здания принимали весь диапазон изменения ρ как для N_{max} , так и для N_{min} .

Построены графики влияния переменных факторов (m, i, ρ) на значения расчетных длин нижней части колонны, полученные точным расчетом на устойчивость первого рода для выбранного сочетания параметров ρ, i и m (рис. 2). Данные рис. 2 иллюстрируют сложный, нелинейный характер влияния параметров стойки и нагрузки на μ_H . В общем случае его значение возрастает с увеличением ρ, m и уменьшением i , т.е. с уменьшением "поддержки" верхней части колонны.

Полный факторный численный эксперимент показал, что при больших значениях ρ , характерных для железобетонных каркасов зданий, изменение ρ в пределах $0,7 \div 1,0$ незначительно влияет на коэффициент расчетной длины μ_H . С другой стороны, необходимость учета соотношения продольных усилий в надкрановой и подкрановой частях колонн при расчете определенного сечения на заданную комбинацию нагрузок сильно затрудняет использование стандартных программ линейного статического расчета, так как результаты определения усилий в данном сечении обычно не содержат информации об усилиях в других сечениях, соответствующих рассматриваемой комбинации. Таким образом, желательно иметь также приближенные формулы для вычисления μ без учета ρ , принимая (с некоторым запасом для μ) при назначении эмпирических коэффициентов формул постоянное максимальное значение $\rho = 1$.

Наряду с точным расчетом μ , который может выполняться в процессе машинного проектирования каркасов с использованием разработанных нами программ, проанализированы различные приближенные зависимости для ручного расчета с использованием выражения (3). В частности, для всего перебора сочетания параметров ρ, m и i рассчитали $\mu(\infty)$ по формуле М.И. Гуковой (4) и другим разработанным нами зависимостям (6-11).

$$\mu_H = \sqrt{\frac{m(n+1,5)(\rho+m)+0,22n+\frac{[m^2+1, \ln(\rho+m)]m \cdot \rho}{\sqrt{n}}}{0,4[(n+m^2)+3m \cdot n(n+1)]}} \quad (4)$$

Обобщение полученных данных позволяет сделать следующие выводы:

- 1) численные значения коэффициента μ могут быть приняты зависящими не от абсолютных, а от относительных значений геометрических параметров стоек и нагрузки;
- 2) формула (4) с учетом параметра ρ завышает μ_H особенно при больших ρ (до 25%);
- 3) подобранный нами множитель K_ρ к формуле (4) улучшает сходимость с точным расчетом, однако в широком диапазоне изменения параметров лучшее приближение достигается при использовании более простого выражения (6)

$$k_\rho = (0,96 - 0,15\rho)\mu_H^* \quad (5)$$

$$\mu_H = (0,58 + 0,4\rho + 0,1i) \sqrt[3]{\frac{(m^2 + m)(1,5i + 1)(1,5 - i + m)}{(m + 1,7)i}}, \quad (6)$$

но не менее 0,7.

При построении формул без учета параметра ρ предлагаемый нами коэффициент K_t (8) к скорректированной формуле М.И. Гуковой (7) приводит к удовлетворительным совпадениям с точным расчетом.

$$\mu_H^{**} = \sqrt{\frac{m^2(n + 1,5) + 0,22n + \frac{(m^2 + 1,1\eta)m}{\sqrt{n}}}{0,4[(n + m^2) + 3m \cdot n(n + 1)]}} \quad (7)$$

$$k_t = (1,225 - 0,125m) \quad (8)$$

Нами также подобрано более простое выражение, точность которого даже несколько выше (9):

$$\mu_H = \sqrt[3]{\frac{(m^2 + m)(1,5i + 1)(1,5 - i + m)}{(m + 1,7)i \cdot \beta}}, \quad (9)$$

но не менее 0,7.

Где β — коэффициент, принимаемый в зависимости от m и i :

$$\beta = 1 \quad \text{при } m > 0,6 \text{ и любом } i; \text{ или при } 0,3 < m < 0,6 \text{ и } i < 0,7;$$

$$\beta = 1,45 + 0,6m - i \quad \text{при } m \leq 0,3 \text{ и любом } i \text{ или при } 0,3 \leq m \leq 0,6 \text{ и } i \geq 0,7.$$

Не учет действительного значения ρ при использовании выражения (8) и (9) создает небольшой запас (до 10%) μ_H при изменении ρ в диапазоне $\rho = 0,7 \div 1,0$, который наиболее реален для железобетонных каркасов (см. рис.2).

4) расчетную длину надкрановой части одноветвевой колонны в общем случае можно определить по формуле

$$\mu_B = \mu_H \frac{(1,4 - 0,4m)}{m} \sqrt{i} \leq 2. \quad (10)$$

УДК 624.151.5

Грицук М.С., Корнейчик Д.В.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТАХ С ВЫПУКЛОЙ ПОДОШВОЙ ПОД КОЛОННЫ

ВВЕДЕНИЕ

В работе [1] дано решение задачи по определению напряженно-деформированного состояния грунтового состояния под штампом с выпуклой подошвой. Где, используя уравнения теории упругости анизотропного тела для пространственной задачи с применением метода конечных разностей, определена выпуклая форма подошвы жесткого штампа, при которой будет иметь место рациональное распределение реактивного давления P_y по эллиптическому уравнению вида:

$$P_y = -k \cdot P_{cp} \left(\frac{x^2}{2a^2} + \frac{y^2}{2b^2} - 1 \right), \quad (1)$$

где P_{cp} — среднее давление под подошвой штампа;

$2a$ и $2b$ — размеры штампа в плане.

По углам плиты (при $x = \pm a$, $y = \pm b$)

$$P_y = 0. \quad (2)$$

Грицук Михаил Степанович. К.т.н. каф. оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Корнейчик Д.В. Аспирант каф. оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская 267.

При известных продольных силах в верхней и нижней части для рассматриваемой комбинации усилий коэффициент μ_B можно более точно определить по выражению

$$\mu_B = \mu_H \frac{\sqrt{i}}{m\sqrt{\rho}} \leq 2. \quad (11)$$

Анализ полученных результатов показывает, что определение коэффициента расчетной длины μ_B без учета соотношения продольных сил ρ по формуле (10) дает запас до 10 ÷ 15% по сравнению с точным методом. Расчет с учетом ρ по формуле (11) практически во всех случаях совпадает с расчетом точным методом.

Приведенные данные показывают, что диапазон изменения значений μ_B и μ_H в зависимости от параметров стоек весьма широк, причем установленные нормами [4] значения μ весьма консервативны, и уточнение расчета в этой области сулит большой экономический эффект.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Испытания каркаса одноэтажного промышленного здания с колоннами кольцевого сечения/ Т.М. Пецольд, В.А. Клевцов, В.Г. Казачек и др.// Сб. докл. V Всесоюз. конф. (Таллин, сентябрь 1981). Экспериментальные исследования инженерных сооружений.- Киев: НИИСК, 1981.- С. 35 - 36.
2. Клевцов В.А., Пецольд Т.М., Казачек В.Г. Экспериментальные исследования пространственной работы блока одноэтажного промышленного здания на горизонтальные нагрузки// Экспериментальные исследования инженерных сооружений: Сб. материалов всесоюз. конф. - Киев, 1977- С. 18 - 29.
3. Казачек В.Г. Уточненный метод учета продольного изгиба колонн одноэтажных производственных зданий, оборудованных мостовыми кранами// Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Тр. между нар. конф.- Мн., 1997-Т. 1,ч. 1.-С. 142-147
4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.- 79 с.