

А.В. КЛОВСКИЙ

Открытое акционерное общество «Государственный проектно-конструкторский и научно-исследовательский институт авиационной промышленности», г. Москва, Российская Федерация

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования

«Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева», г. Москва, Российская Федерация

О.В. МАРЕЕВА

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования

«Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева», г. Москва, Российская Федерация

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ КОЛОНН МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ КЛАССА КС-3 ПРИ РАСЧЕТЕ НА СТАТИЧЕСКИЕ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАЗГРУЗКИ

Приведены результаты сравнительного анализа параметров армирования колонн железобетонных безригельных каркасных зданий повышенного уровня ответственности (класса КС-3), проектируемых для условий пограничных значений сейсмичности площадки строительства (т.е. значений, в результате округления которых в большую сторону расчетная сейсмичность площадки строительства составит 7 баллов по шкале MSK-64). Рассмотрены два основных расчетных случая для подобранной конструктивной схемы здания в широком диапазоне изменения граничных условий: а) расчет на основные сочетания нагрузок по двум группам предельных состояний без учета сейсмичности, но с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_p по ответственности γ_n и ветровых нагрузок; б) расчет на особое (с учетом сейсмической нагрузки) сочетание нагрузок по первой группе предельных состояний. Весь комплекс выполненных расчетно-аналитических исследований позволил разработать выводы и рекомендации по рассматриваемой проблематике, позволяющие обосновывать надежные и экономически эффективные проектные решения для колонн зданий класса КС-3 с аналогичной конструктивной схемой в рассматриваемом диапазоне граничных условий при пограничном значении сейсмичности площадки строительства.

Механическая безопасность, основные и особые сочетания нагрузок, сейсмические нагрузки, сейсмичность площадки строительства, параметры армирования колонн, рекомендации по проектированию.

Введение. Разработка новых и уточнение существующих подходов к обеспечению требуемой степени механической безопасности зданий и сооружений на всех этапах их жизненного цикла являются на сегодняшний день одним из наиболее приоритетных направлений совершенствования нормативно-правовой базы РФ в области строительства [1]. Вместе с тем при экспертизе проектной документации, в частности в ФАУ «Главгосэкспертиза России», в значительном числе случаев наряду с замечаниями технического характера предъявляются требования к разумному уменьшению затрат на возведение или реконструкцию объектов капитального строительства. В этой связи проведение исследований, направленных на оптимизацию существующих методов расчета несущих строительных конструкций зданий и сооружений с учетом рационального использования финансовых ре-

сурсов при гарантированном обеспечении требуемой степени механической безопасности строительных объектов, является весьма актуальным.

К настоящему времени советскими и российскими учеными и инженерами разработаны, успешно апробированы и закреплены в отечественных нормах проектирования методики расчетов строительных конструкций объектов всех уровней ответственности по двум группам предельных состояний (как в линейной, так и в нелинейной постановке) на основные сочетания нагрузок [2]. Также нормированными являются отдельные расчеты на особые сочетания нагрузок: с учетом сейсмических и взрывных воздействий, с учетом воздействий, обусловленных пожаром и т.д.

В нормах проектирования РФ одной из наиболее проработанных методик расчета строительных конструкций на особые со-

четания нагрузок является, по нашему мнению, методика расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки [3]. При этом отдельные расчетные случаи, в частности, расчет объектов повышенного уровня ответственности (класса КС-3) при пограничных значениях сейсмичности площадки строительства (т.е. значениях, в результате округления которых в большую сторону, расчетная сейсмичность площадки строительства составит 7 баллов по шкале MSK-64), сравнительно часто встречающийся в практике реального проектирования, подробно не рассмотрены. Вместе с тем решение указанной задачи с целью разработки рекомендаций по данному вопросу имеет практический интерес [4].

Материалы и методы исследований.

В настоящей статье представлены результаты расчетно-аналитических исследований авторов, выполненных в программном комплексе (ПК) ЛИРА-САПР 2013, а также разработанные на их основе выводы и рекомендации. В качестве объекта исследования было выбрано общественное монолитное железобетонное безригельное каркасное здание класса КС-3, проектируемое в г. Якутске для условий пограничного значения сейсмичности площадки строительства. Предметом исследования являлись параметры армирования вертикальных несущих конструкций таких зданий – монолитных железобетонных колонн.

Цель исследования – разработать рекомендации по проектированию колонн монолитных железобетонных безригельных каркасных зданий класса КС-3 для условий пограничного значения сейсмичности площадки строительства.

Для достижения намеченной цели потребовалось решить следующие основные задачи:

1) подобрать основные геометрические параметры здания, размеры поперечных сечений несущих конструкций и материалы их исполнения с учетом требований действующих нормативных документов и рекомендаций;

2) выполнить моделирование и расчет подобранной конструктивной схемы здания в ПК ЛИРА-САПР 2013 в широком диапазоне изменения исходных данных;

3) провести сравнительный анализ параметров армирования колонн для двух основных расчетных случаев:

а) расчет на основные сочетания нагрузок по двум группам предельных состояний без учета сейсмичности, но с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_p по ответственности γ_n и ветровых нагрузок;

б) расчет на особое (с учетом сейсмической нагрузки) сочетание нагрузок по первой группе предельных состояний.

В соответствии с требованиями [3, 5] и рекомендациями [6] в качестве исходных данных для расчета были приняты следующие геометрические параметры здания:

- сетка колонн с ячейками ($L \times B$): 5,4×5,4 м (С-1); 6,0×6,0 м (С-2); 6,6×6,6 м (С-3);

- количество ячеек (N) при рассматриваемой форме здания (квадрат): $3 \times 3 = 9$;

- количество этажей (n): 3;

- высота этажа ($H_{эт}$): 3 м; 3,4 м; 3,8 м; 4,2 м; 4,6 м.

Для рассматриваемых сеток колонн были приняты следующие толщины безбалочных плит перекрытий и покрытия ($t = 1/30 \cdot L$) [6]: 18 см для С-1; 20 см для С-2 и 22 см для С-3.

Линейные размеры поперечных сечений колонн ($b \times h$) для всех расчетных случаев были приняты равными 30×30 см. В зависимости от высоты этажа меняется и гибкость колонны $\lambda = l_0/h$, где l_0 – расчетная длина колонны, которая для рассматриваемой конструктивной схемы определялась как произведение $H_{эт}$ на коэффициент расчетной длины колонны $\mu = 0,8$.

Материалы исполнения железобетонных конструкций – тяжелый бетон класса В25 и арматура класса А500С.

Расчеты выполнены для значений $\gamma_n = 1,1; 1,15$ и $1,2$, а также для условий сейсмичности площадки строительства 7 баллов.

3D-вид и расчетная схема одного из рассмотренных вариантов конструктивной схемы здания (С-1, $H_{эт} = 3,0$ м) приведены на рисунке 1.

Конструктивная схема здания – безригельный каркас, расчетная схема пространственная, с жесткой заделкой (с ограниченным поворотом) монолитных железобетонных колонн в фундаментную плиту, плиты перекрытий и покрытия. Фундаментная плита в данном случае не моделировалась, а на нижний узел колонн первого этажа были наложены связи. Участки пересечения тела колонны с элементами перекрытий и покрытий были замоделированы при помощи абсолютно жестких тел.

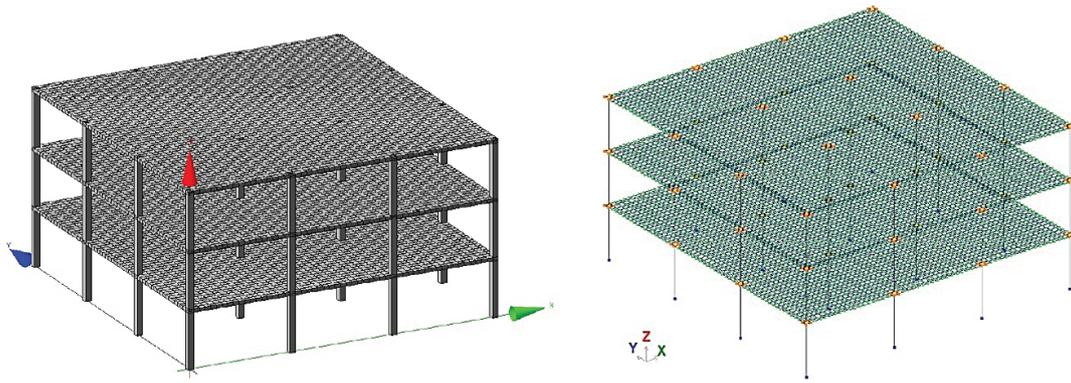


Рис. 1. 3D-вид и расчетная схема здания

Расположение осей глобальной системы координат представлено на рисунке 1 (вертикальная ось – ось z, горизонтальная в плоскости – ось x, горизонтальная из плоскости – ось y).

Модель каркаса здания построена в ПК ЛИРА-САПР 2013 при помощи уни-

версальных стержневых элементов типа КЭ10 и пластинчатых элементов типа КЭ42 и КЭ44.

В ПК ЛИРА-САПР вводятся расчетные значения нагрузок. Список загружений для статического расчета (без сейсмических нагрузок) представлен в таблице 1.

Таблица 1

Список загружений для статического расчета

№ загр.	Имя загружения	Вид	Коэф. надежн. по нагр., γ_f	Доля длит.
1	Собственный вес несущих элементов каркаса	Постоянная (P_d)	1.1	1.0
2	Вес стенового ограждения	Постоянная (P_d)	1.2	1.0
3	Вес пола	Постоянная (P_d)	1.3	1.0
4	Вес кровли	Постоянная (P_d)	1.3	1.0
5	Эксплуатационные нагрузки	Кратковременная доминир. 1 (P_{i1})	1.2	0.35
6	Снег	Кратковременная доминир. 2 (P_{i2})	1.4	0.7
7	Ветер слева	Мгновенная (P_{i1})	1.4	0
8	Ветер справа	Мгновенная (P_{i1})	1.4	0
9	Ветер слева	Мгновенная (P_{i1})	1.4	0
10	Ветер слева	Мгновенная (P_{i1})	1.4	0

* **Примечание:** загружения № 7...10 приняты взаимоисключающими и объединены в группу взаимоисключающих загружений № 1.

Порядок приложения нагрузок:

- в загружении № 1 собственный вес несущих элементов каркаса вычислялся и прикладывался автоматически в ПК ЛИРА-САПР на основании заданных жесткостных характеристик элементов (по данным о размерах сечений и объемному весу материалов конструкций);

- в загружении № 2 вес стенового ограждения прикладывался в виде равномерно распределенных нагрузок на пластины плит перекрытий в местах проектного расположения ограждающих конструкций.

В качестве стенового ограждения была выбрана кладка из газосиликатных блоков D300 шириной 250 мм с последующим утеплением минеральной ватой и устройством вентилируемого фасада. Стеновое ограждение в данном случае играет роль заполнения между колоннами каркаса и не участвует в работе последнего;

- в загружении № 3 равномерно распределенные нагрузки от веса пола (керамогранитная плитка по цементно-песчаной стяжке) прикладывались на пластины плит перекрытий;

- в загрузке № 4 равномерно распределенные нагрузки от веса кровли (рубероид на битумной мастике по цементно-песчаной стяжке и минераловатному утеплителю) прикладывались на пластины плиты покрытия;

- в загрузке № 5 равномерно распределенные эксплуатационные нагрузки прикладывались на пластины плит перекрытий и покрытия по зонам действия;

- в загрузке № 6 равномерно распределенные нагрузки от веса снега прикладывались на пластины плиты покрытия;

- в загрузках № 7-10 ветровые нагрузки прикладывались в виде погонных нагрузок на наружные колонны каркаса.

Снеговой (II) и ветровой (I) районы г. Якутска, а также соответствующие данным районам расчетные значения климатических нагрузок были определены по [7] с учетом геометрических параметров здания и характеристик площадки строительства.

Ниже приведены расчетные значения постоянных и кратковременных нагрузок на плиты перекрытий и покрытия (загрузки № 2...6, табл. 1) для С-1 для статике ($\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и сеймики. Соответствующие значения расчетных нагрузок для других случаев будут изменяться от представленных ниже только для загрузки № 2 в зависимости от высоты этажа $H_{эт}$ и толщины плит перекрытий и покрытия t .

- для загрузки № 2 при $H_{эт} = 3...4,6$ м: $P = 20,37...31,91$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1$; $P = 21,25...33,30$ кН/м² при $\gamma_n = 1,15$; $P = 22,13...34,69$ кН/м² при $\gamma_n = 1,2$; $P = 14,94...23,42$ кН/м² для сеймики;

- для загрузки № 3: $P_d = 1,32...1,45$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1...1,2$ и $P_d = 0,94$ кН/м² для сеймики;

- для загрузки № 4: $P_d = 1,53...1,67$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1...1,2$ и $P_d = 1,09$ кН/м² для сеймики;

- для загрузки № 5: $P_{tl} = 3,24...3,53$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1...1,2$ и $P_{tl} = 2,45$ кН/м² для сеймики (нагрузка на перекрытия); $P_{tl} = 0,71...0,77$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1...1,2$ и $P_{tl} = 0,49$ кН/м² для сеймики (нагрузка на покрытие);

- для загрузки № 6: $P_{t2} = 1,51...1,65$ кН/м² при $\gamma_n = 1,1...1,2$ и $P_{t1} = 0,98$ кН/м² для сеймики.

Методика расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки подробно

освещена в [3], отдельные расчетные положения для рассматриваемых нами условий сформулированы в статье [4] (Ниже приведены основные положения, принятые нами при расчетах на особое сочетание нагрузок:

1. Расчеты выполнялись на проектное землетрясение (ПЗ) при сейсмичности площадки строительства 7 баллов по шкале MSK-64.

2. Для данной группы расчетов $\gamma_f = 1$ и $\gamma_n = 1$, ветровые нагрузки не учитывались.

3. Статические загрузки (№ 1...6, табл. 1) преобразованы в динамические путем умножения на коэффициенты сочетаний n_c , принятые равными 0,9 для постоянных нагрузок и 0,5 для кратковременных нагрузок (табл. 2 [3]).

4. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, рассматривались как знакопеременные (например, сейсмическая волна вдоль оси X может "подойти" к зданию как слева, так и справа). При этом ввиду малой этажности (высоты) объекта, а также небольших пролетов плит вертикально направленная сейсмическая нагрузка фактически не оказывает влияния на характер работы конструкций. На основании вышеизложенного в качестве основных нами были рассмотрены 4 наихудших случая приложения сейсмической нагрузки: 2 вдоль оси X (+/-) и 2 вдоль оси Y(+/-).

5. При расчетах приняты следующие значения коэффициентов:

$K_0 = 1,2$ – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность (табл. 3 [3]), $K_1 = 0,4$ – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений (таблица 4[3]), $K_{\psi} = 1,3$ – коэффициент, учитывающий способность зданий и сооружений к рассеиванию энергии (таблица 5 [3]).

6. В соответствии с полученными ранее натурными данными по геологическим и сейсмическим условиям площадки строительства нами в расчете были приняты следующие характеристики основания: грунты категории II (табл. 1[3]), ускорение грунта $A = 1$ м/с².

Подбор армирования железобетонных конструкций выполнялся в ПК ЛИРА-САПР 2013 по усилиям, определенным для наиболее невыгодного варианта расчетного сочетания нагрузок (РСН). РСН для статического и динамического расчетов составлялись в соответствии с рекомендациями [7].

Результаты исследований. В ходе расчета подобранной конструктивной схемы здания для каждого из расчетных случаев были определены требуемые параметры армирования железобетонных конструкций. Как уже было отмечено, в настоящей статье обсуждаются результаты, полученные для монолитных железобетонных колонн. Ввиду большого объема экспериментальных данных подробно осветить все полученные результаты в рамках статьи не представляется возможным. В этой связи детально рассмотрим один из расчетных случаев, для остальных приведем

только результирующие экспериментальные зависимости.

На рисунке 2 представлены результаты подбора армирования колонн для С-1 при $H_{эт} = 3$ м для статики ($\gamma_n = 1,1$) и сеймики. Отметим, что данному случаю соответствует минимальное значение гибкости колонн из рассматриваемого нами диапазона, а также минимальные размеры грузовой площади колонн (в сравнении с С-2 и С-3). При этом качественно характер армирования колонн для всех остальных расчетных случаев аналогичен представленному на рисунке 2.

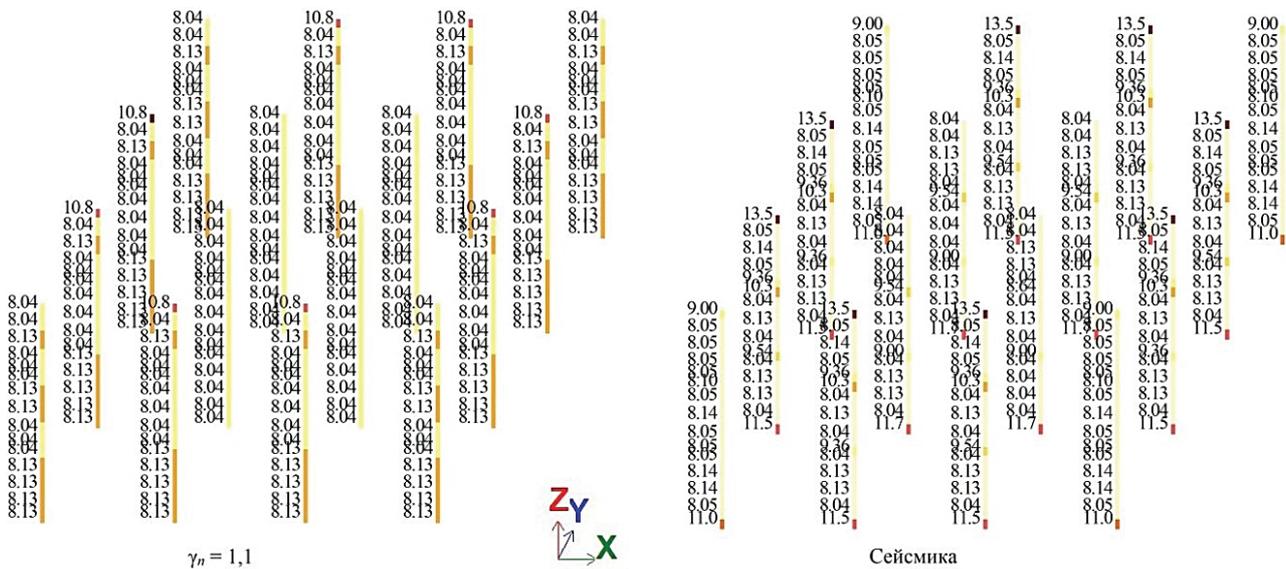


Рис. 2. Результаты подбора армирования колонн (С-1, статика при $\gamma_n = 1,1$ и сеймика)

Из анализа представленных на рисунке 2 данных следует, что значения подобранного армирования для колонн каркаса при динамическом расчете (с учетом сеймики) превышают аналогичные значения для статического расчета. При этом при расчете на сейсмические нагрузки максимальная площадь продольной арматуры колонн требуется в местах сопряжения их с плитами перекрытий и покрытия, а также в нижних опорных узлах, что объясняется активным включением в работу данных участков колонн при горизонтальном колебательном движении плит перекрытий и покрытия. Последнее наряду с удаленностью внешней грани здания от его геометрического центра обуславливает разницу в значениях подобранного армирования для различных по расположению колонн: крайних неугловых, крайних угловых и центральных. В этой связи указанные

типы колонн далее будут рассматриваться отдельно.

Также для дальнейшего анализа результатов подобранного армирования нами было принято, что для каждого из расчетных случаев площадь продольного армирования колонн в пределах одного этажа принимается постоянной и равной максимально полученному значению. Данное обстоятельство объясняется тем, что для условий статической работы каркаса полученные значения подобранной площади для различных участков колонн по высоте в пределах этажа фактически одинаковы, а для условий динамической работы каркаса (с учетом сеймики) целесообразно обеспечить возможно меньшее количество сварных соединений арматуры.

На рисунке 3 в графической форме представлен сравнительный анализ параметров армирования крайних неугловых ко-

лонн в уровне 3 этажа для С-1 для статика ($\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и сеймики. По оси абсцисс расположены рассматриваемые значения гибкости колонн, а по оси ординат – безразмерный параметр A_{col} , равный отношению требуемой площади продольной арматуры $S_{\text{треб}}$ к минимальной площади армирования колонн со стороной более 250 мм, равной $8,04 \text{ см}^2$ (4Ø16) [6, 8].

Так как наибольший практический интерес, с нашей точки зрения, представляет разница в требуемых площадях продоль-

ной арматуры колонн для динамического и статического расчетов при различных γ_n , нами были определены значения поправочного (повышающего) коэффициента $K_{c(col)}$, равного отношению параметров A_{col} для динамического и статического расчетов ($K_{c(col)} = A_{col, \text{сейсм}} / A_{col, \text{стат}}$). На рисунке 4 в графической форме представлены значения коэффициента $K_{c(col)}$ для крайних неугловых колонн в уровне 3 этажа для С-1 при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$, а также разработанные экспериментальные зависимости вида $K_{c(col)} = f(\lambda)$.

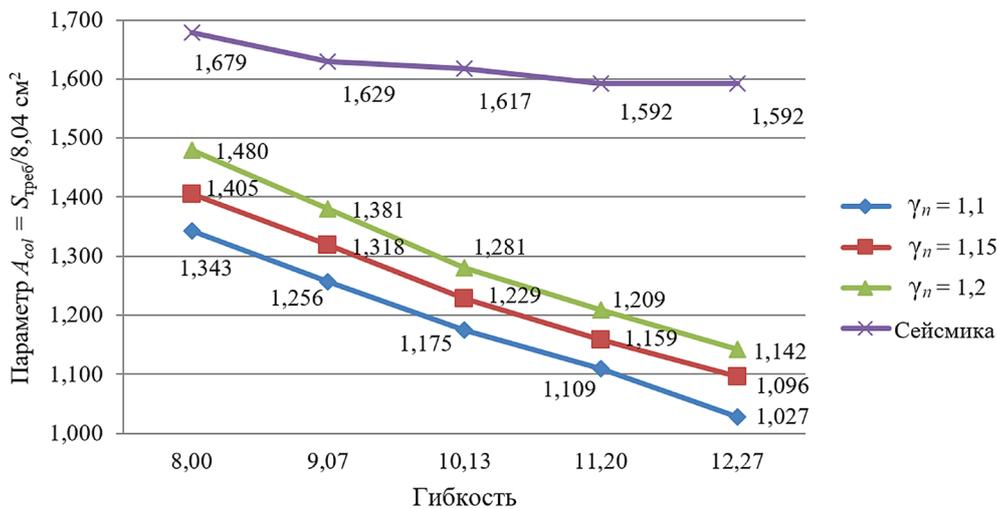


Рис. 3. Сравнительный анализ параметров армирования крайних неугловых колонн в уровне 3 этажа (С-1, статика при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$ и сеймика)

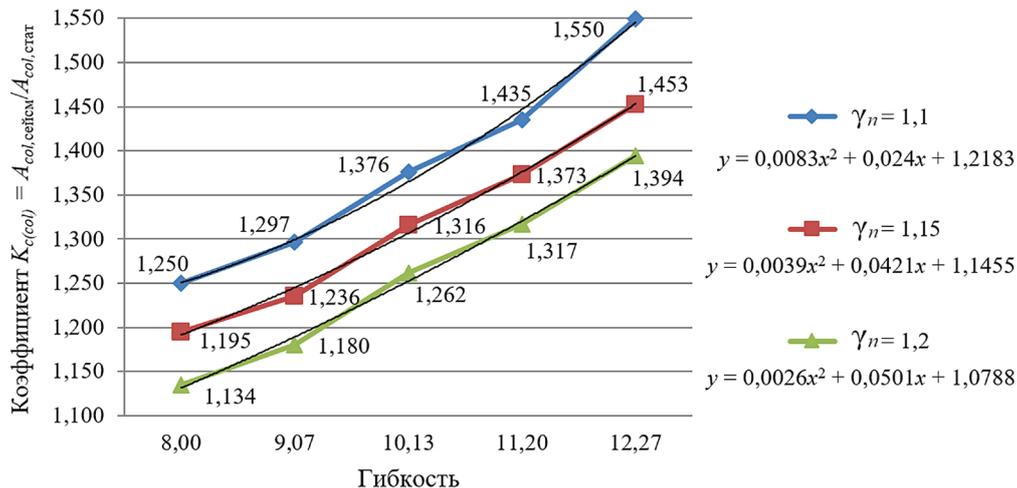


Рис. 4. Значения поправочного коэффициента $K_{c(col)}$ для крайних неугловых колонн в уровне 3 этажа (С-1 для статика при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и экспериментальные зависимости вида $K_{c(col)} = f(\lambda)$

В таблице 2 приведены экспериментальные зависимости вида $K_{c(col)} = f(\lambda)$ для каждого из рассматриваемых значений γ_n и всех типов колонн в уровне каждой из этажей. При подстановке в уравнения

значения гибкости колонн следует принимать равными: $8,0 = 1$; $9,07 = 2$; $10,13 = 3$; $11,20 = 4$; $12,27 = 5$. Промежуточные значения гибкости следует находить интерполяцией.

Экспериментальные зависимости вида $K_{c(col)} = f(\lambda)$

Сетка	Тип колонн	$\gamma_n = 1,1$	$\gamma_n = 1,15$	$\gamma_n = 1,2$
C-1	крайние неугловые в уровне 3 этажа	$y = 0,0083x^2 + 0,024x + 1,2183$	$y = 0,0039x^2 + 0,0421x + 1,1455$	$y = 0,0026x^2 + 0,0501x + 1,0788$
C-2		$y = -0,0006x^2 + 0,1068x + 1,3185$	$y = 0,0008x^2 + 0,0941x + 1,2611$	$y = 0,0016x^2 + 0,0842x + 1,2161$
C-3		$y = 0,0037x^2 + 0,0776x + 1,3351$	$y = 0,0006x^2 + 0,0946x + 1,2396$	$y = -0,0023x^2 + 0,1056x + 1,1713$
C-1	крайние неугловые в уровне 2 этажа	$y = 0,008x^2 + 0,0329x + 1,2338$		
C-2		$y = -0,0027x^2 + 0,0794x + 2,2711$	$y = -0,0134x^2 + 0,1289x + 2,2259$	См. примечание к таблице
C-3		$y = -0,0263x^2 + 0,1709x + 2,537$	$y = -0,0305x^2 + 0,1872x + 2,3173$	
C-1	крайние неугловые в уровне 1 этажа	$y = 0,0018x^2 + 0,0829x + 2,1525$		
C-2		$y = -0,0018x^2 + 0,0942x + 1,8376$		
C-3		$y = -0,0263x^2 + 0,1709x + 2,537$	См. примечание к таблице	
C-1	крайние угловые в уровне 3 этажа	$y = 0,0047x^2 - 0,0174x + 1,1203$		
C-2		$y = -0,0068x^2 + 0,11x + 1,3661$	$y = -0,0046x^2 + 0,0962x + 1,2769$	$y = -0,0016x^2 + 0,0733x + 1,2232$
C-3		$y = -0,0055x^2 + 0,1055x + 1,1907$	$y = -0,0011x^2 + 0,07x + 1,1663$	$y = -0,0067x^2 + 0,0962x + 1,0686$
C-1	крайние угловые в уровне 2 этажа	$y = 0,0002x^2 + 0,0774x + 0,9181$		
C-2		$y = 0,0018x^2 + 0,078x + 1,6064$		
C-3		$y = -0,0098x^2 + 0,1047x + 1,611$	$y = -0,0023x^2 + 0,0529x + 1,573$	$y = -0,0116x^2 + 0,1107x + 1,3796$
C-1	крайние угловые в уровне 1 этажа	$y = 0,0018x^2 + 0,0928x + 1,262$		
C-2		$y = -0,0053x^2 + 0,13x + 1,9779$		
C-3		$y = -0,0035x^2 + 0,1367x + 2,3296$		
C-1	центрально- ые в уровне 3 этажа	$y = 1,011$		
C-2		$y = 0,0045x^2 - 0,0171x + 1,0246$		
C-3		$y = 0,0019x^2 + 0,0078x + 0,9896$		
C-1	центрально- ые в уровне 2 этажа	$y = 0,0007x^2 + 0,1166x + 1,0736$		
C-2		$y = -0,0062x^2 + 0,1356x + 1,1617$		
C-3		$y = 0,0009x^2 + 0,1278x + 1,5771$		
C-1	центрально- ые в уровне 1 этажа	$y = 0,0062x^2 + 0,1182x + 1,3308$		
C-2		$y = -0,0089x^2 + 0,1083x + 1,5185$	$y = -0,0015x^2 + 0,0556x + 1,3804$	$y = 0,0002x^2 + 0,0395x + 1,2345$
C-3		$y = 0,0033x^2 + 0,0151x + 1,3342$	$y = -0,0035x^2 + 0,0561x + 1,1541$	$y = 0,0006x^2 + 0,0298x + 1,0712$

* **Примечания:** для составления полинома 3 степени, описывающей полученную зависимость, требуется рассмотрение дополнительных значений гибкости колонны.

Выводы

Весь комплекс выполненных математических исследований позволил разработать следующие основные выводы и рекомендации:

1. Для всех расчетных случаев значения подобранного армирования для колонн каркаса при динамическом расчете (с учетом сейсмике) превышают аналогичные значения для статического расчета.

2. Для динамического расчета выявлена разница в значениях подобранного

армирования для различных по расположению колонн (крайних неугловых, крайних угловых и центральных) в уровне каждого из этажей, что должно учитываться при проектировании.

3. На основании анализа полученных данных разработаны экспериментальные зависимости для определения поправочного коэффициента $K_{c(col)}$. Использование данного коэффициента при проектировании зданий класса КС-3 с аналогичной конструктивной схемой в рассматриваемом диапазоне гра-

нических условий при пограничном значении сейсмичности площадки строительства позволило бы без проведения дополнительных расчетов определять параметры армирования колонн по результатам статического расчета.

Библиографический список

1. Федеральный закон от 30.12.2009 № 384-ФЗ (ред. от 02.07.2013) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [Электронный ресурс]. Доступ из справочно-правовой системы «КонсультантПлюс» (дата обращения 22.02.2018).

2. Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». – Постановление Правительства Российской Федерации от 26.12.2014 № 1521 (ред. от 07.12.2016). [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://files.stroyinf.ru/Index2/1/4293767/4293767067.htm> (дата обращения 22.01.2018).

3. СП 14.13330.2014. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная ред. СНиП II-7-81*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2014. – 125 с.

4. Кловский А.В., Мареева О.В. Особенности проектирования объектов повышенного уровня ответственности при пограничных значениях сейсмичности площадки

строительства. // Природообустройство. – 2018. – № 3. – С. 63-69.

5. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная ред. СНиП 52-01-2003. – М.: ФАУ «ФЦС», 2015. – 155 с.

6. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона: справочное пособие – М, 2015. – 276 с.

7. СП 20.13330.2011. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная ред. СНиП 2.01.07-85*. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.

Материал поступил в редакцию 29.03.2018 г.

Сведения об авторах

Кловский Алексей Викторович, кандидат технических наук, доцент кафедры Инженерных конструкций, инженер, ОАО «Государственный проектно-конструкторский и научно-исследовательский институт авиационной промышленности; 127083, г. Москва, ул. Верхняя Масловка, 20; тел.: +7(903)5410785, e-mail: alexey.klovskiy@yandex.ru

Мареева Ольга Викторовна, кандидат технических наук, доцент кафедры Инженерных конструкций ФГБОУ ВО РГАУ-МСХА, 127550, г. Москва, ул. Тимирязевская, 49; тел.: +7(916)5056041, e-mail: mareevaolgav@gmail.com

A.V. KLOVSKIY

OAO «Design and research institute of the aviation industry», Moscow
Federal state budgetary educational institution «Russian state agrarian university – MSHA named after C.A. Timiryazev», Moscow

O.V. MAREEVA

Federal state budgetary educational institution «Russian state agrarian university – MSHA named after C.A. Timiryazev», Moscow

COMPARATIVE ANALYSIS OF PARAMETERS OF COLUMNS REINFORCEMENT OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE GIRDERLESS FRAME BUILDINGS OF CLASS KS-3 UNDER CALCULATION FOR STATIC AND SEISMIC LOADS

There are given results of the comparative analysis of the parameters of reinforcement of columns of reinforced-concrete girderless frame buildings of the increased level of responsibility (Class KS-3) designed for the boundary values of seismicity of the construction site (i.e., values as a result of upward rounding of which the calculated seismicity of the construction site will be 7 points on the MSK-64 scale). Two main design cases for the selected structural design of the building have been considered in a wide changing range of boundary conditions: a) calculation for the main load combinations for two groups of maximum states without taking into account seismic, but taking into account the safety factor for load γ_f , for responsibility

yn of wind loads; b) calculation for a special (with allowance for seismic load) combination of loads for the first group of maximum states. The comprehensive complex of the computational and analytical investigations made it possible to develop conclusions and recommendations on the problems under consideration that allow to substantiate reliable and economically efficient design solutions for buildings columns of Class KS-3 class with a similar design scheme in the considered range of boundary conditions under the boundary value of seismicity of the construction site.

Mechanical safety, basic and special combinations of loads, seismic loads, seismicity of construction site, column reinforcement parameters, design recommendations.

References

1. Federalnyy zakon ot 30.12.2009 № 384-ФЗ (red. ot 02.07.2013)

2. «Tehnicheskyy reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy» [Electronnyy resurs]. Dostup iz spravочно-pravovoy sistemy «Konsul'tantPlyus» (data obrashcheniya 22.02.18).

3. Ob utverzhdenii perechnya natsionalnykh standartov i svodov pravil (chastej takih standartov i svodov pravil), v rezul'tete primeneniya kotorykh na obyazatel'noy osnove obespechi-vaetsya soblyudeniye trebovaniy Federal'nogo zakona «Tehnicheskyy reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy». – Postanovlenie Pravitel'stva Rossiyskoy Federatsii ot 26.12.2014 № 1521 (red. ot 07.12.2016). [Electronnyy resurs]. – Rezhim dostupa: <http://files.stroyinf.ru/Index2/1/4293767/4293767067.htm>(data obrashcheniya 22.01.2018).

4. SP 14.13330.2014. Svod pravil. Stroitel'stvo v seismicheskikh rajonah. Aktualizirovannaya red. SNIp PI-7-81* [Текст]. – M.: FAU «FTSS», 2014. – 125 s.

4. **Klovsky A.V., Mareeva O.V.** Osobennosti proektirovaniya objektov povyshennogo urovnya otvetstvennosti pri pograničnom znachenii seismichnosti ploshchadki stroitel'stva. // Prirodoobustroystvo. – 2018. – № 3. – S. 63-69.

5. SP 63.13330.2012. Svod pravil. Betonnye i zhelezobetonnye konstruktsii. Osnovnye po-

lozheniya. Aktualizirovannaya red. SNIp 52-01-2003 [Text]. – M.: FAU «FTSS», 2015. – 155 s.

6. **Tihonov I.N., Meshkov V.Z., Rastorguev B.S.** Proektirovaniye armirovaniya zhelezobetona [Text]: spravочноe posobie. – M, 2015. – 276 s.

7. SP 20.13330.2011. Svod pravil. Nagruzki i vozdejstviya. Aktualizirovannaya red. SNIp 2.01.07-85* [Text]. – M.: OAO «TSPP», 2011. – 80 s.

The material was received at the editorial office
29.03.2018 g.

Information about the authors

Klovskiy Alexey Victorovich, candidate of technical sciences, associate professor of the chair of Engineering structures, engineer, OAO «State design and research institute of the aviation industry»; 127083 Moscow, ul. Verhnyaya Maslovka, 20; tel.: +7(903)5410785, e-mail: alexey.klovskiy@yandex.ru

Mareeva Olga Victorovna, candidate of technical sciences, associate professor of the chair of Engineering structures, FSBEI HE RGAU-MSHA, 127550, Moscow, ul. Timiryazevskaya, 49; tel.: +7(916)5056041, e-mail: mareevaolgav@gmail.com