

6. **Kozyr I.E., Pikalova I.F., Khanov N.V.** – Praktikum po gidravlike. Uchebno-metodicheskoe posobie. Sankt-Peterburg, Izdatelstvo «Lan», 2016, (1-e, Novoe).

7. *Gidrotekhnicheskie sooruzheniya* / pod red. Rozanova N.P. – M.: Agropromizdat, 1985. – 432 s.

8. **Kozlov K.D., Gurjev A.P., Khanov N.V.** Gidravlicheskie issledovaniya pokrytiya iz geokompozitnogo materiala. // Prirodoobustrojstvo. – 2014. – № 5. – S. 80-86.

9. **Kozlov K.D., Gurjev A.P., Khanov N.V.** Opredelenie koeffitsienta sherohovatosti materiala EHn-kamat A20 po rezul'tatam modelnyh issledovaniy. // Privolzhskij nauchnyj zhurnal. – 2015. – № 4. – S. 32-40.

10. **Kozlov K.D., Gurjev A.P., Kozlov D.V., Khanov N.V.** Modelnye gidravlicheskie issledovaniya dlya opredeleniya koeffitsienta sherohovatosti materiala EHnkamat A20. // Nauchnaya zhizn. – 2016. – № 1. – S. 6-12.

11. **Agroskin I.I., Dmitriev G.T., Pikalov F.I.** Gidravlika. – M.: ENnergiya, 1964. – 352 s.

12. Spravochnik po gidravlicheskim raschyotam /pod red. P.G. Kiselyova. – M.: ENNERGIYA, 1972. – 211 s.

The material was received at the editorial office
15.08.2018 g.

Information about the authors

Eremeev Andrey Viktorovich, post graduate student, the chair of “Hydraulic engineering constructions”, 127550, Moscow, Bolshaya Akademicheskaya St., 44 k3, bld 29 e-mail: EAndrey4@yandex.ru

Gurjev Alim Petrovich, doctor of technical sciences, professor, the chair of «Complex use of water resources and hydraulics», 127550, Moscow, Pryanishnikova St., 19, bld 28; e-mail: alim_guryev@mail.ru

Khanov Nartmir Vladimirovich, doctor of technical sciences, professor, head of the chair «Hydraulic engineering constructions», 127550, Moscow, Bolshaya Akademicheskaya St., 44 k3, bld 29; e-mail: nvkhanov@yahoo.com

Bukreev Veniamin Petrovich, candidate of technical sciences, professor of the chair of hydraulic structures FSBEI HE RGAU-MSHA named after C.A. Timiryazev, 127550, Moscow, ul. Bolshaya akademicheskaya, d. 44, tel.: +7(499)9762460.

УДК 502/504:69.059.4/699.841

DOI 10.26897/1997-6011/2018-5-36-42-54-62

А.В. КЛОВСКИЙ

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

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 ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ ПЛИТ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ КЛАССА КС-3 ПРИ РАСЧЕТЕ НА СТАТИЧЕСКИЕ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАЗГРУЗКИ

Приведены результаты сравнительного анализа параметров поперечного армирования плит в зонах продавливания железобетонных безригельных каркасных зданий повышенного уровня ответственности (класса КС-3), проектируемых для условий пограничных значений сейсмичности площадки строительства. 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 сейсмики, 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 участков

плит в зонах продавливания 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 плит в зонах продавливания, рекомендации по проектированию.

Введение. Расчетное обоснование надежных и экономически эффективных решений является актуальной задачей при проектировании строительных объектов всех уровней ответственности: пониженного (класса КС-1), нормального (класса КС-2) и, естественно, повышенного (класса КС-3). Разработанные отечественными учеными и инженерами методики расчета зданий и сооружений всех уровней ответственности по первой и второй группам предельных состояний (1 ПС и 2 ПС) на основные сочетания нагрузок позволяют проектировщикам успешно решать большинство поставленных задач. При этом выбор подходов к проектированию строительных объектов повышенного уровня ответственности, эксплуатация которых предполагает особые воздействия на несущие конструкции (например, сейсмические или взрывные) может представлять определенную сложность ввиду того, что не все расчетные случаи подробно освещены в нормативных документах. Одним из таких случаев, сравнительно часто встречающихся в практике, является проектирование объектов класса КС-3 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). В этой связи проведение дополнительных исследований с целью разработки рекомендаций по данному вопросу имеет практический интерес [1, 2].

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. *Объектом исследований являлось общественное монолитное железобетонное безригельное каркасное здание класса КС-3, проектируемое в г. Якутск для условий пограничного значения сейсмичности площадки строительства. Предметом исследования являлись параметры поперечного армирования участков плит перекрытий и покрытия в зонах продавливания.*

Цель исследования – разработать рекомендации по назначению параметров армирования участков плит в зонах продавливания монолитных железобетонных безригельных каркасных зданий класса КС-3 для условий пограничных значений сейсмичности площадки строительства.

Для достижения намеченной цели были решены следующие задачи:

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

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

3) проведен сравнительный анализ параметров поперечного армирования участков плит в зонах продавливания для двух основных расчетных случаев:

а) расчет на основные сочетания нагрузок по 1 ПС и 2 ПС без учета сейсмичности, но с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_r по ответственности γ_n и ветровых нагрузок;

б) расчет на особое (с учетом сейсмичности) сочетание нагрузок по 1 ПС.

Методика проведения расчетно-аналитических исследований подробно изложена в [2]. В настоящей статье остановимся на некоторых основных положениях.

При выполнении моделирования и расчетов в качестве исходных данных были приняты следующие геометрические параметры здания: [2-5]:

- сетки 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 симметричной форме здания (квадрат): $3 \times 3 = 9$;

- количество этажей (n): 3;

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

Для рассматриваемых сеток колонн были приняты следующие толщины без-

балочных плит перекрытий и покрытия ($t = 1/30 \cdot L$): $t = 18$ см для сетки С-1; $t = 20$ см для сетки С-2 и $t = 22$ см для сетки С-3.

Линейные размеры поперечных сечений колонн ($b \times h$) для всех расчетных случаев были приняты равными 30×30 см. При этом для рассматриваемого диапазона изменения высоты этажа гибкость колонн λ принимала значения: 8,0; 9,07; 10,13; 11,20; 12,27 ($\lambda = l_0/h$, $l_0 = \mu \cdot H_{эт}$, $\mu = 0,8$).

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

Расчеты выполнены для значений коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 1,1; 1,15$ и $1,2$, а также для условий сейсмичности площадки строительства 7 баллов по шкале MSK-64.

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

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

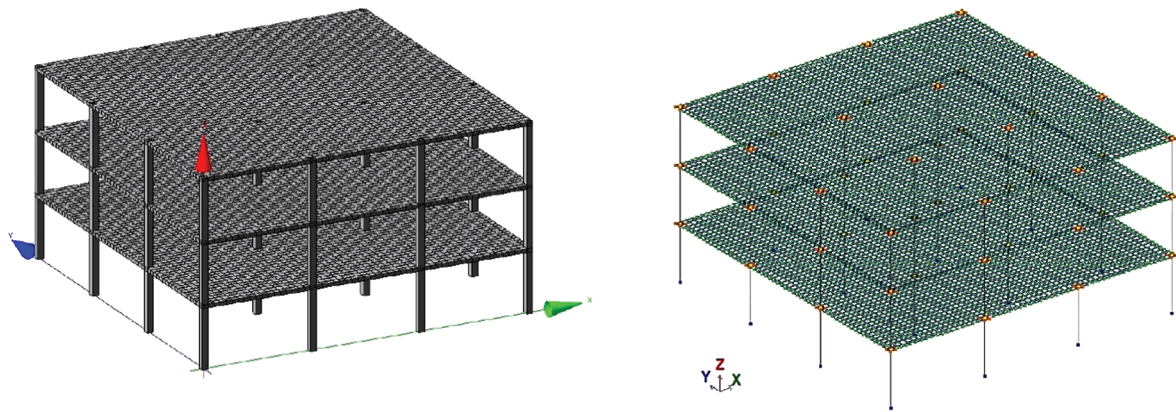


Рис. 1. 3D-вид и расчетная схема здания (сетка С-1, $H_{эт} = 3,0$ м)

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_{11})	1,2	0,35
6	Снег	Кратковременная доминир. 2 (P_{12})	1,4	0,7
7	Ветер слева	Мгновенная (P_{1i})	1,4	0
8	Ветер справа	Мгновенная (P_{1i})	1,4	0
9	Ветер слева	Мгновенная (P_{1i})	1,4	0
10	Ветер слева	Мгновенная (P_{1i})	1,4	0

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

Снеговой (II) и ветровой (I) районы г. Якутск, а также соответствующие данным районам расчетные значения климатических нагрузок были определены в соответствии с [6] с учетом геометрических параметров здания и характеристик площадки строительства.

Ниже приведены расчетные значения постоянных и кратковременных нагрузок на плиты перекрытий и покрытия (загру-

жения № 2...6, табл. 1) для С-1 для статики ($\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и сеймики. Соответствующие значения расчетных нагрузок для других случаев будут изменяться от представленных ниже только для загружения № 2 в зависимости от высоты этажа $H_{эт}$ и толщины плит перекрытий и покрытия t .

- для загружения № 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 сейсмики;

- 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 сейсмики;

- 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 сейсмики;

- 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 сейсмики (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 сейсмики (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 сейсмики.

Методика расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки применительно к рассматриваемому случаю подробно освещена в [2]. Ниже приведены основные положения, принятые нами при расчетах на особое сочетание нагрузок по 1 ПС:

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 и 0,5 для постоянных и кратковременных нагрузок, соответственно.

4. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, рассматривались как знакопеременные с направлением вдоль осей X и Y.

5. При расчетах приняты следующие значения коэффициентов:

$$K_0 = 1,2, K_1 = 0,4, K_{\psi} = 1,3 [2, 3].$$

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, ускорение грунта $A = 1$ м/с².

Подбор армирования железобетонных конструкций выполнялся в ПК ЛИРА-СА-ПР 2013 по усилиям, определенным для наиболее невыгодного варианта расчетного

сочетания нагрузок (РСН). РСН для статического и динамического расчетов составлялись в соответствии с рекомендациями [6].

Результаты исследований. В результате расчета подобранной конструктивной схемы здания для каждого из расчетных случаев были определены требуемые параметры поперечного армирования участков плит над каждым этажом в зонах продавливания колонн всех типов: крайних неугловых, крайних угловых и центральных [2]. Ввиду большого объема экспериментальных данных подробно осветить все полученные результаты в рамках статьи не представляется возможным. В этой связи детально рассмотрим несколько расчетных случаев, для остальных приведем только результирующие экспериментальные зависимости.

На рисунке 2 представлены результаты подбора поперечного армирования плит перекрытия над 1 этажом в зонах продавливания для сетки С-1 при $H_{эт} = 3$ м для статике при $\gamma_n = 1,1$ и сейсмики. При этом качественно характер армирования данных участков плит перекрытий над 1 и 2 этажами для всех остальных расчетных случаев аналогичен представленному на рисунке 2.

Из анализа представленных на рисунке 2 данных следует, что значения подобранного поперечного армирования при динамическом расчете (с учетом сейсмики) для всех рассматриваемых участков плит перекрытий над 1 этажом превышают аналогичные значения для статического расчета. При этом для динамического расчета очертания контуров (зон) продавливания более выраженные и однородные в сравнении со статическим расчетом. Данное обстоятельство объясняется активным включением в работу данных участков при горизонтальном колебательном движении плит перекрытий.

В свою очередь, для участков плиты перекрытия в зонах продавливания была зафиксирована картина, обратная полученной для плит перекрытий. Так, значения требуемой площади поперечного армирования для статического расчета (преимущественно при $\gamma_n = 1,2$ для участков над крайними неугловыми и крайними угловыми колоннами, при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$ для участков над центральными колоннами) несколько превышают аналогичные значения для сейсмики (рис. 3).

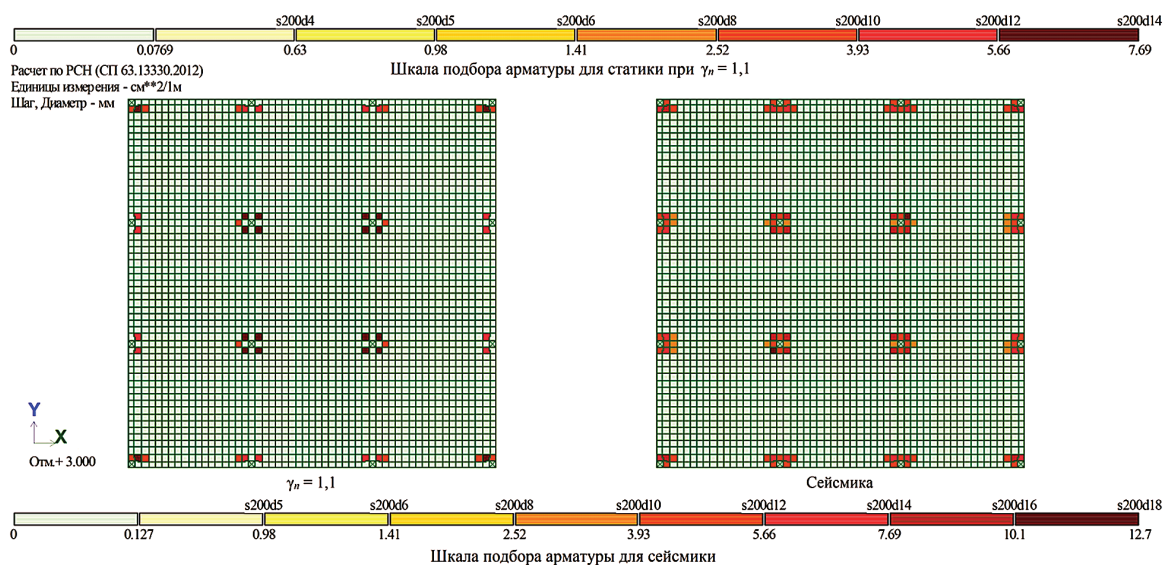


Рис. 2. Результаты подбора поперечного армирования плит перекрытия над 1 этажом в зонах продавливания (С-1, статика при $\gamma_n = 1,1$ и сейсмика)

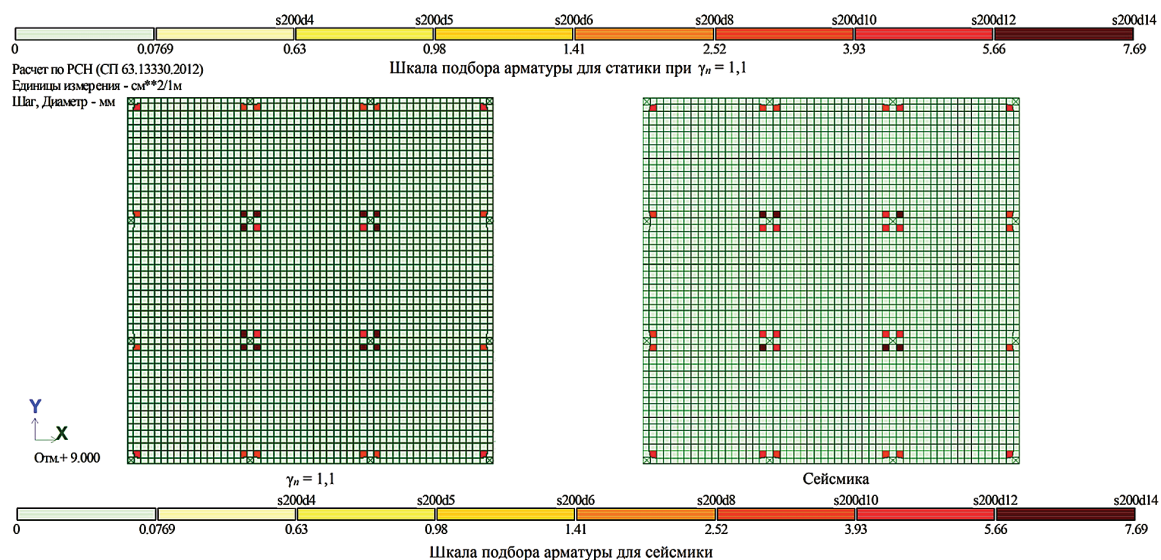


Рис. 3. Результаты подбора поперечного армирования плит покрытия в зонах продавливания (С-1, статика при $\gamma_n = 1,1$ и сейсмика)

Полученные результаты для плит покрытия, вероятно, объясняются снижением величины продавливающей нагрузки для динамического расчета в сравнении со статическим, которое не компенсируется дополнительными нагрузками на данные участки плиты от горизонтального колебательного движения.

Также для дальнейшего анализа результатов подобранного поперечного армирования плит в зонах продавливания нами было принято, что для каждого из расчетных случаев площадь поперечного армирования в пределах каждого из рассматриваемых участков принимается постоянной и равной максимально полученному значению.

На рисунке 4 в графической форме представлен сравнительный анализ параме-

тров поперечного армирования плит в зонах продавливания крайних неугловых колонн для сетки С-1 для статика ($\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и сейсмики. По оси абсцисс расположены рассматриваемые значения безразмерного параметра $A_{fl, press}$, равный отношению требуемой площади поперечной арматуры $S_{тр\text{еб}}$ к минимальной площади поперечного армирования плит рассматриваемых толщин для сейсмики, равной $10,06 \text{ см}^2$ на 1 м ширины плиты (s50d8) [3, 4].

Так как наибольший практический интерес представляет разница в требуемых площадях поперечного армирования плит в зонах продавливания для динамического и статического расчетов при различных γ_n , нами были определены значения поправочного коэффи-

циента $K_{c(fl, press)}$, равного соотношению параметров A для динамического и статического расчетов ($K_{c(fl, press)} = A_{сейсм} / A_{стат}$). На рисунке 5 в графической форме представлены значения

коэффициента $K_{c(fl, press)}$ для участков плит в зонах продавливания для сетки С-1 при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$, а также разработанные экспериментальные зависимости вида $K_{c(fl, press)} = f(\lambda)$.

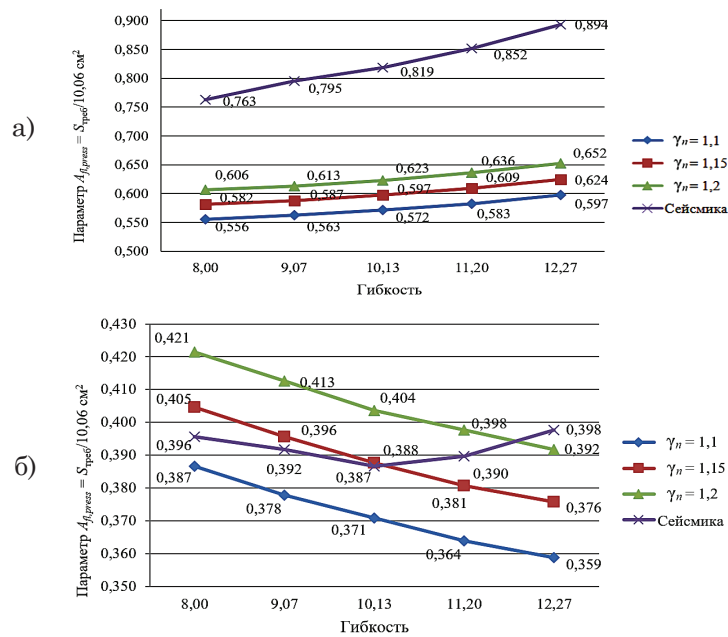


Рис. 4. Сравнительный анализ параметров поперечного армирования плит в зонах продавливания крайних неугловых колонн (С-1, статика при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$ и сейсмика): а) – над 1 этажом; б) – над 3 этажом

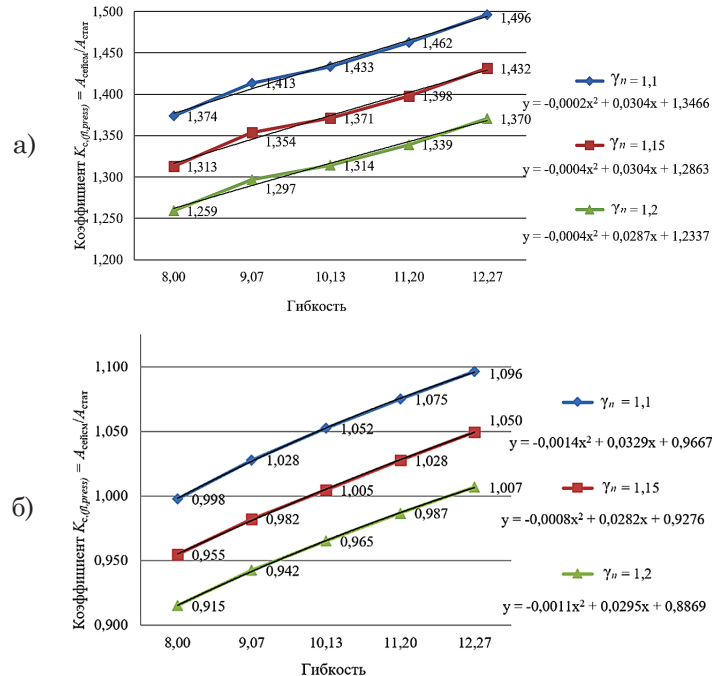


Рис. 5. Значения поправочного коэффициента $K_{c(fl, press)}$ для поперечного армирования плит в зонах продавливания крайних неугловых колонн (С-1 для статика при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$) и экспериментальные зависимости вида $K_c = f(\lambda)$: а) – над 1 этажом; б) – над 3 этажом

В таблице 2 приведены экспериментальные зависимости вида $K_{c(fl, press)} = f(\lambda)$ для каждого из рассматриваемых значений γ_n

и зон продавливания у всех типов колонн в уровне каждого из этажей. При подстановке в уравнения значения гибкости ко-

лонн следует принимать равными: 8,0 = 1; междуточечные значения гибкости следует на-
9,07 = 2; 10,13 = 3; 11,20 = 4; 12,27 = 5. Про- ходить интерполяцией.

Таблица 2

Экспериментальные зависимости вида $K_{c(fl, press)} = f(\lambda)$

Сет-ка	Расположение зоны продавл.	$\gamma_n = 1,1$	$\gamma_n = 1,15$	$\gamma_n = 1,2$
C-1	крайние неугловые в уровне 3 этажа	$y = 0,0049x^2 - 0,009x + 1,0295$	$y = 0,0046x^2 - 0,0079x + 0,9831$	$y = 0,0044x^2 - 0,0083x + 0,9443$
C-2		$y = -0,0014x^2 + 0,0329x + 0,9667$	$y = -0,0008x^2 + 0,0282x + 0,9276$	$y = -0,0011x^2 + 0,0295x + 0,8869$
C-3		$y = -0,0037x^2 + 0,0519x + 0,9993$	$y = -0,0041x^2 + 0,0523x + 0,9512$	$y = -0,0038x^2 + 0,0498x + 0,9124$
C-1	крайние неугловые в уровне 2 этажа	$y = 0,0017x^2 + 0,0133x + 1,1731$	$y = 0,0014x^2 + 0,0136x + 1,1213$	$y = 0,0014x^2 + 0,013x + 1,0739$
C-2		$y = 0,0024x^2 + 0,0338x + 1,2146$	$y = 0,0022x^2 + 0,0329x + 1,1604$	$y = 0,0022x^2 + 0,0311x + 1,1119$
C-3		$y = -0,0123x^2 + 0,1519x + 1,1011$	$y = -0,0117x^2 + 0,1446x + 1,0545$	$y = -0,0114x^2 + 0,1394x + 1,0091$
C-1	крайние неугловые в уровне 1 этажа	$y = -0,0002x^2 + 0,0304x + 1,3466$	$y = -0,0004x^2 + 0,0304x + 1,2863$	$y = -0,0004x^2 + 0,0287x + 1,2337$
C-2		$y = 0,0052x^2 + 0,1384x + 1,4934$	$y = 0,0051x^2 + 0,1313x + 1,4307$	$y = 0,0051x^2 + 0,125x + 1,3695$
C-3		$y = -0,0036x^2 + 0,2106x + 1,7027$	$y = -0,0028x^2 + 0,1991x + 1,6255$	$y = -0,0031x^2 + 0,1914x + 1,5612$
C-1	крайние угловые в уровне 3 этажа	$y = 0,0048x^2 + 0,0005x + 1,0154$	$y = 0,0048x^2 - 0,0009x + 0,9735$	$y = 0,0047x^2 - 0,0014x + 0,9348$
C-2		$y = 0,0039x^2 + 0,0109x + 0,9865$	$y = 0,0002x^2 + 0,0315x + 0,9225$	$y = 0,0004x^2 + 0,0287x + 0,887$
C-3		$y = 0,0023x^2 + 0,0332x + 0,964$	$y = 0,0025x^2 + 0,0306x + 0,9213$	$y = 0,0022x^2 + 0,0304x + 0,8823$
C-1	крайние угловые в уровне 2 этажа	$y = 0,0023x^2 + 0,0147x + 1,096$	$y = 0,0021x^2 + 0,0147x + 1,0474$	$y = 0,0019x^2 + 0,0144x + 1,003$
C-2		$y = 0,0076x^2 - 0,0012x + 1,0803$	$y = 0,0073x^2 - 0,0014x + 1,0333$	$y = 0,0071x^2 - 0,0018x + 0,9902$
C-3		$y = 0,0104x^2 + 0,0571x + 1,1045$	$y = 0,0088x^2 + 0,0638x + 1,0395$	$y = 0,0099x^2 + 0,066x + 0,9203$
C-1	крайние угловые в уровне 1 этажа	$y = 0,0199x^2 - 0,0413x + 1,3407$	$y = 0,0192x^2 - 0,0412x + 1,2845$	$y = 0,0181x^2 - 0,0378x + 1,2285$
C-2		$y = -0,0019x^2 + 0,1403x + 1,2278$	$y = -0,0014x^2 + 0,1319x + 1,1775$	$y = -0,0014x^2 + 0,127x + 1,1259$
C-3		$y = 0,0637x^2 - 0,0484x + 1,594$	$y = 0,061x^2 - 0,0462x + 1,5231$	$y = 0,0586x^2 - 0,0453x + 1,461$
C-1	центральные в уровне 3 этажа	$y = 0,0029x^2 - 0,0138x + 0,9489$	$y = 0,0031x^2 - 0,0148x + 0,9086$	$y = 0,003x^2 - 0,0142x + 0,8718$
C-2		$y = -0,0004x^2 + 0,0083x + 0,9349$	$y = -0,0003x^2 + 0,0079x + 0,8935$	$y = -0,0004x^2 + 0,0081x + 0,8564$
C-3		$y = -0,0001x^2 + 0,0055x + 0,9039$	$y = -0,0001x^2 + 0,0053x + 0,8623$	$y = -0,0009x^2 + 0,0109x + 0,7896$
C-1	центральные в уровне 2 этажа	См. примечание к таблице		
C-2		$y = -0,001x^2 + 0,0558x + 1,4561$	$y = -0,0007x^2 + 0,0522x + 1,3945$	$y = -0,0083x^2 + 0,08x + 1,3105$
C-3		$y = -0,011x^2 + 0,1343x + 1,423$	$y = -0,0097x^2 + 0,1228x + 1,2787$	$y = -0,0094x^2 + 0,1142x + 1,1611$
C-1	центральные в уровне 1 этажа	$y = 0,0046x^2 + 0,0456x + 1,42$	$y = 0,0044x^2 + 0,0434x + 1,3592$	$y = 0,0045x^2 + 0,0397x + 1,3029$
C-2		$y = -0,0067x^2 + 0,1675x + 2,0204$	$y = -0,0078x^2 + 0,1707x + 1,7824$	$y = -0,0054x^2 + 0,1482x + 1,6291$
C-3		$y = -0,0261x^2 + 0,2747x + 2,168$	$y = -0,0203x^2 + 0,2338x + 1,9798$	См. примечание к таблице

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

Выводы

1. Для всех расчетных случаев (за исключением указанных в п. 2) значения продольного поперечного армирования для плит в зонах продавливания при динамическом расчете (с учетом сейсмике) превышают аналогичные значения для статического расчета.

2. Для отдельных участков плит покрытия в зонах продавливания значения требуемой площади поперечного армирования для статического расчета (преимущественно при $\gamma_n = 1,2$ для участков над крайними неугловыми и крайними угловыми колоннами, при $\gamma_n = 1,1; 1,15; 1,2$ для участков над центральными колоннами) несколько превышают аналогичные значения для сейсмике.

3. На основании анализа полученных данных разработаны экспериментальные зависимости для определения поправочного коэффициента $K_{c(fl, press)}$. Для участков плит покрытия с $K_{c(fl, press)} < 1$ армирование необходимо назначать по результатам статического расчета, т.е. $K_{c(fl, press)} = 1$.

Библиографический список

1. Кловский А.В., Мареева О.В. Особенности проектирования объектов повышенного уровня ответственности при пограничных значениях сейсмичности площадки строительства. // Природообустройство. – 2018. – № 3. – С. 63-69.

2. Кловский А.В., Мареева О.В. Сравнительный анализ параметров армирования колонн монолитных железобетонных безригельных каркасных зданий класса КС-3 при расчете на статические и сейсмические нагрузки. // Природообустройство. – 2018. – № 4. – С. 21-29.

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

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

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

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

Материал поступил в редакцию 28.06.2018 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, д.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. 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 γ_n 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. **Klovsky A.V., Mareeva O.V.** Osobennosti proektirovaniya objektov povyshennogo urovnya otvetstvennosti pri pogranichnykh znacheniyah seismichnosti ploshchadki stroitelstva. // Prirodoobustrojstvo. – 2018. – № 3. – S. 63-69.

2. **Klovsky A.V., Mareeva O.V.** Sravnitelnyy analiz parametrov armirovaniya kolonn monolitnykh zhelezobetonnykh bezrigelnykh karkasnykh zdaniy klassa KS-3 pri raschete na staticheskie i seismicheskie nagruzki. // Prirodoobustrojstvo. – 2018. – № 4. – С. 21-29.

3. SP 14.13330.2014. Svod pravil. Stroitelstvo v seismicheskikh rajonah. Aktualizirovannaya red. SniP PI-7-81* [Текст]. – М.: FAU «FTSS», 2014. – 125 s.

4. SP 63.13330.2012. Svod pravil. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya red. CniP 52-01-2003 [Text]. – М.: FAU «FTSS», 2015. – 155 s.

5. **Tihonov I.N., Meshkov V.Z., Rastorguev B.S.** Proektirovanie armirovaniya zhe-

lezobetona [Text]: spravochnoe posobie. – М, 2015. – 276 s.

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

The material as received at the editorial office
28.06.2018g.

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)541-07-85, 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)505-60-41, e-mail: mareevaolgav@gmail.com