

Моделирование влияния расположения аутриггерной системы на деформативные поведения зданий при ударных воздействиях

УДК 004; 531; 624;

Куликов Владимир Георгиевич

Доцент, к.т.н., доцент кафедры «Информационные системы и технологии в строительстве» Московского государственного строительного университета НИУ МГСУ, г. Москва, Россия; e-mail: KulikovVG@mgsu.ru

Магомедов Магомед Исмаилович

Магистр ИСАМ 2-2 кафедры «Строительная и теоретическая механика» Московского государственного строительного университета НИУ МГСУ, г. Москва, Россия; e-mail: magagaga123456@mail.ru

Аннотация: Известно, что аутриггерная технология дает возможность строителям, проектировщикам и другим участникам строительного процесса проектировать и возводить устойчивые высотные и другие виды зданий разнообразных форм. Аутриггерные системы, принципиально, – могут быть горизонтальными, диагональными, двухэтажными или без опоясывающих ферм или вертикальных связей. Конструкция для каждого типа зданий уникальна, а в зависимости от расположения по высоте – может быть разной в пределах одного объекта. Аутриггерные этажи помогают перераспределять нагрузку между ядром и несущими элементами и конструкциями. Даже если здание оказывается подверженным одномоментному деструктивному воздействию (например удару) – последствия могут быть сведены к минимуму. В работе рассмотрено влияние одноэтажного железобетонного аутриггера расположенного на 13 этаже 25 этажного здания в Московской области России на воздействие ветровой нагрузки.

Ключевые слова: ядро жесткости, железобетонный каркас, аутриггер, метод конечных эле-

ментов, лестнично-лифтовый узел, расчетная схема, сбор нагрузок, снеговая нагрузка, ветровая нагрузка

В данной статье рассмотрено влияние введение аутриггерного этажа на здание с железобетонным каркасом.

Здание имеет 25 надземных этажей высотой 3 метра и 1 подземный этаж той же высоты, габариты здания в плане 30x20 м. Вертикальными несущими элементами являются колонны сечением 400x800 мм. и стены толщиной 200 мм. Стены, расположенные на типовом этаже, располагаются вокруг лестнично-лифтового узла и образуют ядро жесткости. Для данной конструктивной системы были определены собственные и вынужденные частоты колебаний, горизонтальные перемещения, и усилия в вертикальных элементах. Далее в расчетную схему были введены дополнительные диафрагмы жесткости согласно плану несущих элементов, представленном на рис. 1. Нагрузки, учитываемые при расчете приведены в сборе нагрузок.

MODELING OF THE INFLUENCE OF THE LOCATION OF THE OUTRIGGER SYSTEM ON THE DEFORMATIVE BEHAVIOR OF BUILDINGS UNDER IMPACT

Kulikov Vladimir Georgievich

Associate Professor, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department «Information Systems and Technologies in Construction» of the Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia; e-mail: KulikovVG@mgsu.ru

Magomedov Magomed Ismailovich

Master of ISAm 2-2 of the Department of «Construction and Theoretical Mechanics» of the Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia; e-mail: magagaga123456@mail.ru

Abstract: It is known that outrigger technology enables builders, designers and other participants in the construction process to design and erect stable high-rise and other types of buildings of

various shapes. Outrigger systems, in principle, can be horizontal, diagonal, two-storey or without girdling trusses or vertical connections. The design for each type of building is unique, and depending on the location in height, it can be different within the same object. Outrigger floors help to redistribute the load between the core and load-bearing elements and structures. Even if a building is exposed to a simultaneous destructive impact (for example, a blow), the consequences can be minimized. The paper considers the influence of a single-storey reinforced concrete outrigger located on the 13th floor of a 25-storey building in the Moscow region of Russia on the impact of wind load.

Keywords: stiffness core, reinforced concrete frame, outrigger, finite element method, stair and elevator assembly, design scheme, load collection, snow load, wind load

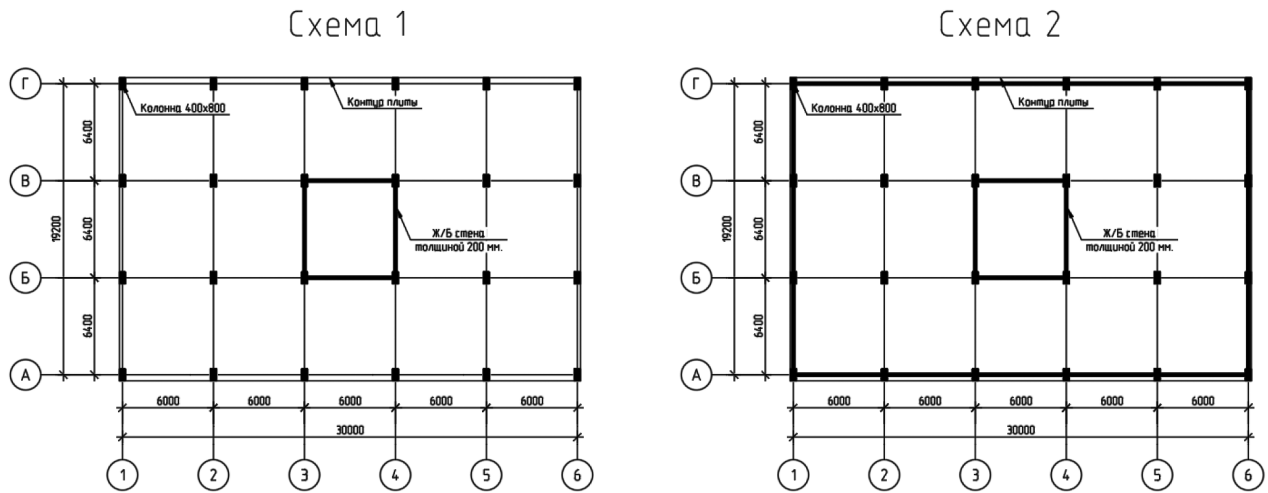


Рис. 1. Схема 1- план несущих конструкций типового этажа обеих конструктивных систем.
Схема 2- план несущих конструкций 13-го этажа 2-го варианта конструирования

Сбор нагрузок

Нагрузка от собственного веса железобетонных конструкций была задана автоматически, с учетом коэффициента надежности по нагрузке $f = 1.1$.

Сбор нагрузок от собственного веса полов здания представлен в таблице 1.

Нагрузка от веса полов.

Нормативное значение полезной нагрузки на типовой этаж здания принято согласно таблице 8.3 СП 20.13330.2016 равному $P_t = 1.5$ кПа. С учетом коэффициента надежности по нагрузке $f = 1.3$ (пункт 8.2.7 СП 20.13330.2016) расчетное значение полезной нагрузки принимается равным 1.95 кПа.

Полезная нагрузка прикладывается к плите покрытия как равномерно распределенная.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле 10.1 СП 20.13330.2016:

$$S_0 = \mu \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.5 = 1.5 \text{ кН/м}^2$$

где:

μ - коэффициент формы;

c_e - коэффициент учитывающий снос снега с покрытия;

c_t - термический коэффициент;

S_g - Нормативное значение веса снегового района (для Москвы принимается 1.5 кН);

Расчетное значение снеговой нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке $f = 1.4$ (пункт 10.12 СП 20.13330.2016) принимается равным 2.1 кН.

Таблица 1

Нагрузки на перекрытия

№ п/п	Наименование, толщина слоя, мм	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ	Расчетная нагрузка, кПа
1	Керамогранитная плитка, 10	Постоянная	0,24	1,2	0,29
2	Клеевая основа, 5	Постоянная	0,09	1,3	0,12
3	Цементно-песчанная стяжка, 35	Постоянная	0,63	1,3	0,82
	Итого		0,96	1,28	1,23

Снеговая нагрузка прикладывается к плите покрытия как равномерно распределенная.

Ветровая нагрузка

Согласно современным нормативным документам, полная ветровая нагрузка на здание складывается из средней w_m и пульсационной w_g составляющей.

Значение средней ветровой нагрузки определяется по формуле 11.2 СП 20.13330.2016:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c$$

Где:

w_0 – нормативное значение ветрового давления (для Москвы 0.23 кПа);

c – аэродинамический коэффициент (принимаемый равным для наветренной и подветренной стороны 0.8 и 0.5)

$k(z_e)$ – коэффициент учитывающий изменение ветрового давления по высоте, определяется по формуле 11.3 СП 20.13330.2016:

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha}$$

Коэффициенты k_{10} и α принимаются по таблице 11.3 СП 20.13330.2016 в зависимости от типа местности (принимаем тип местности В).

Коэффициент z_e принимается согласно пункту 11.1.5 СП 20.13330.2016 случай В.

Расчетное значение ветровой нагрузки с учетом коэффициента надежности $\gamma = 1.4$ для различных высот представлены в таблице 2.

Значение ветровой нагрузки.

Общая схема действия ветровой нагрузки показана на рис. 2.

Значение средней составляющей ветровой нагрузки умножается на грузовую площадь и прикладывается к торцевым узлам плит перекрытия. Для корректного учета полной ветровой нагрузки (в том числе пульсационной) необходимо назначить тип

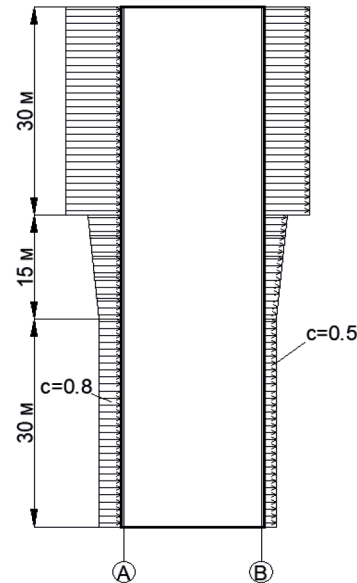


Рис. 2. Схема распределения ветровой нагрузки.

нагрузки для средней составляющей «Неактивное», далее необходимо создать динамическое нагружение и назначаем параметры пульсационной нагрузки. Далее присваиваем для динамического нагружения тип «Мгновенное». В таком случае полная ветровая нагрузка учитывается корректно программным комплексом при расчете.

Давление грунта на стены подземной части здания

Боковое давление грунта (расчетное значение) на наружные стены подземной части здания при нагрузке на поверхность земли у стен здания $p = 10 \text{ кН/м}^2$.

Высота приведенного слоя грунта: $H_{пр} = p / \gamma_{гр} = 10 / 18 = 0,56 \text{ м}$,

Верхнее значение на трапециевидной эпюре бокового давления грунта: $q_v = \gamma_f \times \gamma_{гр} \times H_{пр} \times q_v = \gamma_f \times \gamma_{гр} \times H_{пр} \times \text{tg}^2(45^\circ - j/2) = 1,15 \times 18 \times 0,56 \times 0,33 = 3,83$

Нижнее значение на трапециевидной эпюре бокового давления грунта:

$q_n = \gamma_f \times \gamma_{гр} \times (H_{пр} + H_{гр}) \times \text{tg}^2(45^\circ - j/2) = 1,15 \times 18 \times (2,5 + 0,56) \times 0,33 = 20,9$

Давление грунта прикладывается к стенам подвала трапециевидной нагрузкой.

После приложения всех нагрузок в программном комплексе необходимо задать Таблицы расчетного сочетания нагрузок (РСН) и расчетного сочетания

Таблица 1.

Значения ветровой нагрузки

Зона действия нагрузки	z_e	W_m при $c=0,8$, кПа	W_m при $c=0,5$, кПа
$0 < H < 31,5 \text{ м}$	30	1,08	0,67
$31,5 \text{ м} < H < 34,5 \text{ м}$	33	3,31	2,07
$34,5 \text{ м} < H < 37,5 \text{ м}$	36	6,32	3,95
$37,5 \text{ м} < H < 40,5 \text{ м}$	39	10,22	6,38
$40,5 \text{ м} < H < 43,5 \text{ м}$	42	15,09	9,43
$43,5 \text{ м} < H < 47,5 \text{ м}$	45	21,05	13,16
$47,5 \text{ м} < H < 75 \text{ м}$	75	68,83	43,02

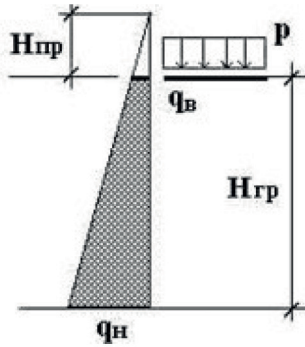


Рис. 3. К определению бокового давления грунта на стены подземной части здания Объемный вес насыпного грунта составляет $\gamma_{гр}=18 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $j=30^\circ$.

усилий (PCY). Таблица PCY генерируется автоматически с учетом коэффициентов сочетаний для различных типов нагрузки. Согласно нормативно-технической документации, коэффициент сочетания для постоянных нагрузок равен $=1.0$, коэффициент сочетания для длительных нагрузок равен $=1.0$ для основной по влиянию нагрузки и $=0.95$ для остальных.

Коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок равен $=1.0$ для основной по влиянию нагрузки, $=0.9$ для второй и $=0.7$ для остальных нагрузок. Помимо сочетаний нагрузок необходимо назначить группы взаимоисключающих нагрузок, в данном случае взаимоисключающими являются ветровые воздействия, действующие в разных направлениях.

Таблица PCN составляется вручную. Главное ее отличие от таблицы PCY является, то что PCN используют для определения перемещений. Так как перемещения определяются от нормативных нагрузок, а мы задавали их расчетными необходимо коэффициенты сочетания нагрузок разделить на коэффициенты надежности по нагрузке.

Перед расчетом необходимо упаковать схему, чтобы исключить возможные удвоения узлов и элементов.

Для определения собственных частот колебаний был проведен модальный анализ. В результате расчета были получены частоты для 10 форм колебаний. Результаты представлены в таблице 3.

Значения частот и периодов собственных колебаний для обоих вариантов конструирования.

Таблица 3.

№ формы колебаний	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Частота колебаний Первой схемы Гц.	0.241	0.252	0.503	1.145	1.207	1.489	2.423	2.750	2.854	2.881
Частота колебаний Второй схемы с	0.279	0.280	0.510	1.140	1.200	1.505	2.471	2.833	2.902	2.940

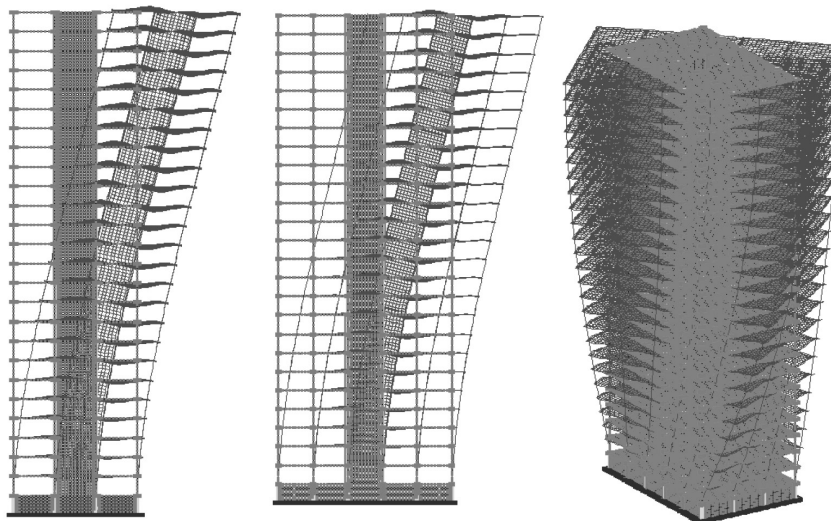


Рис. 4. Основные формы колебаний. Значение частот для данных форм колебаний смотри в таблице 1 (слева направо соответственно 1, 2 и 3)

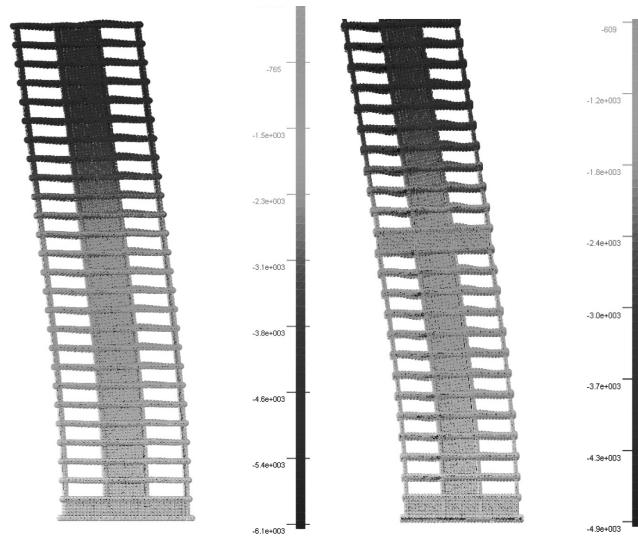


Рис. 5. Горизонтальные перемещения зданий (слева 1-ый вариант конструирования, справа 2-ой вариант конструирования).

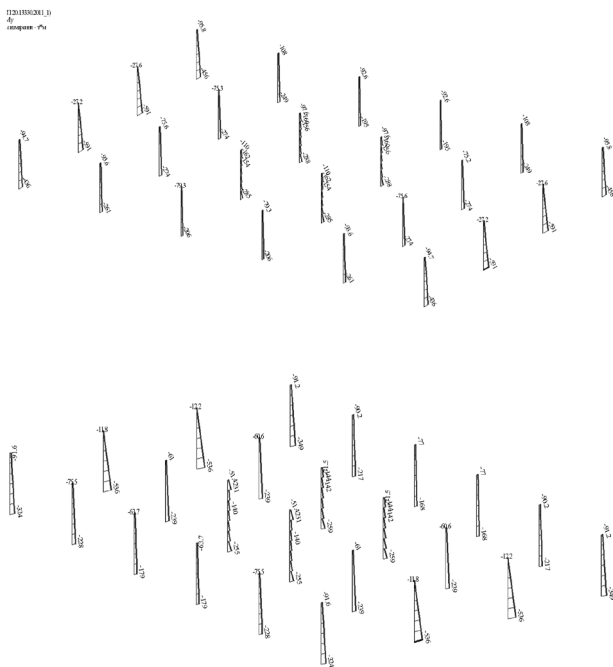


Рис. 6. Изгибающий момент в колоннах 1-го этажа. (сверху 1-ый вариант конструирования, снизу 2-ой вариант конструирования).

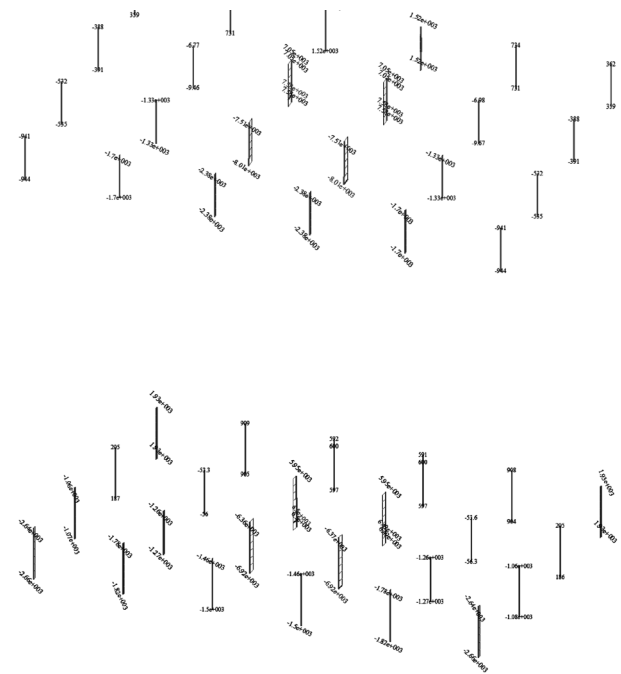


Рис. 7. Продольное усилие в колоннах 1-го этажа. (сверху 1-ый вариант конструирования, снизу 2-ой вариант конструирования). Синим цветом показаны сжатые колонны, оранжевым растянутые.

На рис. 4 представлены основные формы колебаний для первого варианта конструирования (2 поступательные в перпендикулярных направлениях и 1 крутильная). Зеленным цветом показано изначальное положение конструкции, розовым в

момент максимальных перемещений. Формы колебаний для второго варианта конструирования соответствуют тем, что указаны на рис. 4.

Путем расчета методом конечных элементов были получены ускорения различных элементов

здания, а также усилия в элементах и горизонтальные перемещения.

На рис. 5 показаны перемещения двух конструктивных схем, расчетом были получены значения 6130 мм. для первого случая и 4880 мм. для второго случая. Как видим введение аутригерного этажа снизило горизонтальные перемещения на 21%.

На рис. 6 показаны перемещения двух конструктивных схем, расчетом были получены значения 5790 кНм. для первого случая и 5260 кНм. для второго случая. Разница в усилиях составляет около 12%.

Расчетом также были определены ускорения верхнего этажа зданий, для первой конструктивной системы максимальное ускорение равно 10,46 м/с², для второй системы 10.12 м/с². То есть аутригерный этаж не оказал существенного влияния ускорения зданий.

На рис. 7 показаны продольные усилия в колоннах первого этажа, максимальное сжимающее усилие в первом варианте составляет 78500 кН, во втором варианте 67900 кН. То есть продольное усилие уменьшилось на 13.5%.

Выводы.

1. Введение аутригерного этажа в конструкцию многоэтажного здания позволяет сократить значение внутренних усилий в вертикальных элементах зданий, а также уменьшить значения горизонтальных перемещений.

2. Аутригерный этаж существенно повышает устойчивость здания к прогрессирующему обрушению.

Литература

1. Гордеев В.Н., Лантук-Дяченко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. М.: ASV, 2007. 482 с.
2. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. М.: АСВ, 2008. 184 с.
3. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. М.: АСВ, 1998. 304 с.
4. Барштейн М.Ф. Динамический расчет высоких сооружений на действие ветра. Справочник по динамике сооружений. М.: Стройиздат, 1972. С. 286-321.
5. Барштейн М.Ф. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра М.: Стройиздат, 1978. 120 с.
6. Беспрозванная И.М., Соколов А.Г., Фомин Г.М. Воздействие ветра на высокие сплошностенчатые сооружения М.: Стройиздат, 1976. 185 с. (rus)
7. Болотин В.В. Методы теории ветроустойчивости и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1982. 351 с.
8. Коренев Б.Г., Рабинович И.М. Динамический расчет зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1984. 303 с.
9. Бронштейн М.Ф., Бородачев Н.М., Блюмина Л.К. Динамический расчет на специальные воздействия. М.: Стройиздат, 1981. 215 с.
10. Реттер Е.И., Стриженов С.И. Аэродинамика зданий. М.: Стройиздат, 1968. 240 с.
11. Реттер Е.И. Архитектурно-строительная аэродинамика. М.: Стройиздат. 1984. 296 с. (rus)
12. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения. М.: Стройиздат, 1972. с. (rus)
13. Симиу Е., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения. М.: Стройиздат, 1984. 360 с. (rus)
14. Дубинский С.И. Численное моделирование ветровых воздействий на высотные здания и комплексы. М.: 2010. 198 с. (rus)
15. Bitsuamlak G.T., Stathopoulos T., Bedard C. Numerical evaluation of turbulent flows over complex terrains. A review// Journal of Aerospace Engineering, 17(4), 2004. Pp. 135-145.
16. Blocken V., Stathopoulos T., Carmeliet J. CFD simulation of atmospheric boundary layer-wall function problems// Atmospheric Environment, 41 (2), 2007. Pp. 238-252.
17. Хи Сун Чой. Проектирование аутригерных систем / Хи Сун Чой, Гоман Хо, Леонард Джозеф, Невилл Матиас // Высотные здания. – 2013. - №5. – С. 98-101.
18. Хи Сун Чой. Проектирование аутригерных систем / Хи Сун Чой, Гоман Хо, Леонард Джозеф, Невилл Матиас // Высотные здания. – 2013. - №6. – С. 102-109.
19. Клепец О.Ю. Комплексное расчетное обоснование напряженно деформированного состояния высотных многофункциональных комплексов / Клепец О.Ю. // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 10. – С. 111–115.