

УДК 72.012.1:316.422, 624.044:004

Мирсаяпов Илшат Талгатович

доктор технических наук, доцент

E-mail: itmir@kgasu.ru

Никитин Георгий Петрович

кандидат технических наук, доцент

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Симаков Василий Дмитриевич

кандидат технических наук

E-mail: VasiliSimakov86@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Применение высокопрочного бетона класса В80 для несущей системы 18-ти этажного жилого дома в комплексе «Салават Купере»

Аннотация

Постановка задачи. Цель исследования – выявить и оценить возможность эффективного использования высокопрочного бетона, изготовленного преимущественно из местных строительных материалов, в жилищном строительстве. Для оценки технико-экономической эффективности применения высокопрочных бетонов «ГВЖФ РТ» обратился к «КГАСУ» с просьбой перепроектировать каркас монолитного 18-ти этажного жилого дома с применением высокопрочного бетона класса В80. Базовая несущая система была запроектирована из бетона класса В25 институтом ГУП «Татинвестгражданпроект».

Результаты. Основные результаты исследования состоят в разработке усовершенствованной несущей системы жилого дома с применением высокопрочного бетона, который, относительно базового каркаса, позволил увеличить шаг колонн, сократить количество и размеры поперечного сечения всех несущих элементов. Экономический эффект от снижения расхода материалов составил: 4,47 млн. руб. или 13,5 % от стоимости каркаса, при использовании бетона класса В80 на гранитном щебне, и 5,89 млн. руб., или 17,7 % – на камском песке.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит, как в подтверждении, так и в оценке эффективности применения высокопрочного бетона класса В80. Применение высокопрочного бетона, на рассматриваемом примере, позволило: облегчить здание, увеличить шаг колонн, уменьшить объем строительно-монтажных работ, увеличить полезную площадь помещений, добавить автостоянку в подземную часть.

Ключевые слова: высокопрочный бетон, несущая система, каркас, жилой дом, расчет по прочности, расчет по эксплуатационной пригодности.

Введение

В настоящее время имеется возможность производить, на современных заводах высокопрочные, бетоны нового поколения, с кубиковой прочностью 70-200 МПа и применять их в промышленных масштабах [1]. Их применение позволяет в разы уменьшить геометрические размеры, объем и массу конструктивных элементов, и, соответственно, снизить расход бетона и стальной арматуры [2]. В КГАСУ имеются разработки составов как мелкозернистых бетонов высоких классов (В80 и более) на базе фракционированных песков месторождений рек Камы, Волги, Вятки [3], так и обычных бетонов на гранитном щебне. Поэтому, «Государственный внебюджетный жилищный фонд Республики Татарстан» (ГВЖФ РТ) обратился к КГАСУ с просьбой перепроектировать, с применением высокопрочного бетона, 18-ти этажный каркасный трехсекционный жилой дом (рис. 1а), находящийся в микрорайоне «Салават-Купере».

Первоначально жилой дом был запроектирован из обычного бетона (класса В25) институтом ГУП «Татинвестгражданпроект» (ТИГП). Габаритные размеры типовой секции в плане, по разбивочным осям, составляют 28,2×14,65 м, общая высота – 57,6 м (здание повышенной этажности согласно применяемой классификации). Здание имеет: подвал высотой 3,0 м; первый этаж – 3,6 м; типовые жилые этажи – 2,8 м; технический этаж – 2,5 м.

Целью данной работы ставилось – оценить эффективность новой несущей системы из высокопрочного бетона, в сравнении с запроектированным каркасом из бетона средней прочности при сохранении проектных архитектурных решений.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

1. Выбрана наиболее эффективная конструктивная схема каркаса;
2. Для выбранного каркаса выполнен расчет по прочности и по эксплуатационной пригодности, который позволил подобрать размеры поперечных сечений и назначить армирование;
3. Разработаны рабочие чертежи несущего железобетонного каркаса из высокопрочного бетона;
4. Выполнено технико-экономическое сравнение проектного решения и принятого при перепроектировании.

Выбор несущей системы

Было рассмотрено и проанализировано несколько вариантов монолитных железобетонных несущих систем здания:

- ствольно-оболочковая, где вертикальными несущими элементами служат наружные стены и стены лестничной клетки;
- стенная, где вертикальными несущими элементами служат межквартирные стены и стены лестничной клетки;
- каркасная (рис. 1), где вертикальными несущими элементами служат стены лестничной клетки и колонны (аналогично базовой, но с более широким шагом вертикальных несущих элементов – 7,2 м).

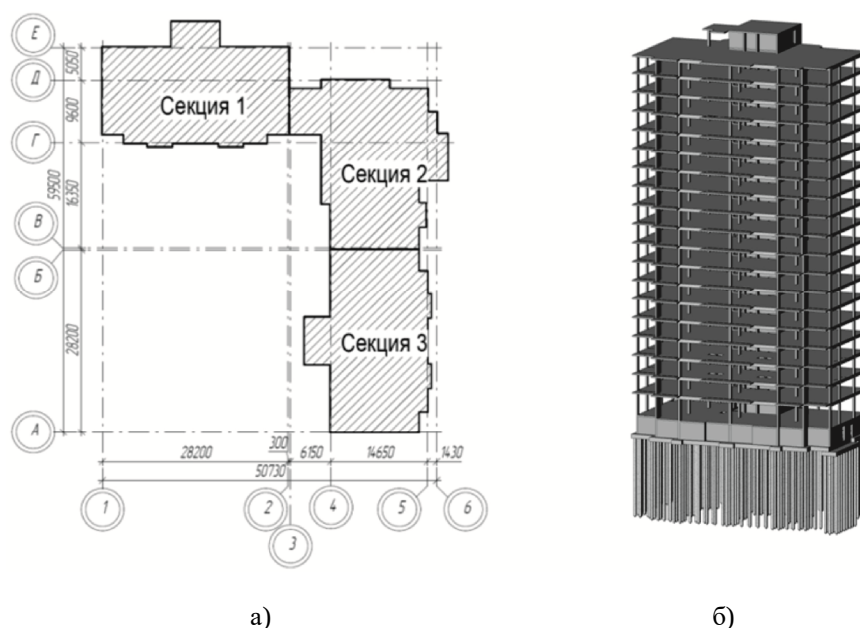


Рис. 1. 18-ти этажный трехсекционный жилой дом: а – схема расположения блок-секций; б – модель каркаса одной из трех секций (Секция 1), смоделированных в «Autodesk Revit Structure 2017»

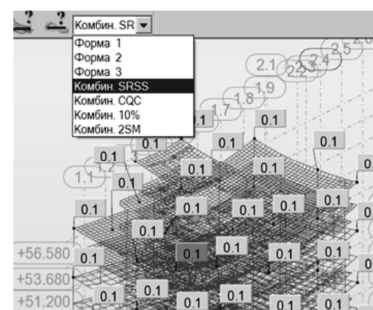
Пространственная информационная модель каркаса была создана в программе «Autodesk Revit Structure 2017» (рис. 16), в ней же разработаны рабочие чертежи. Преимуществом такого способа проектирования является то, что параллельно с опалубочными чертежами каркаса строится и его расчетная схема, которая затем экспортируется в расчетный комплекс «Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017».

В результате анализа выполненных расчетов по 1-й и 2-й группам предельных состояний установлено, что каркасная несущая система, для проектной высоты [4], наиболее экономична по расходу материалов.

Расчет несущей системы и конструирование её элементов

Расчет по прочности и по эксплуатационной пригодности [5] выполнен при помощи моделирования объемной системы «каркас – фундаменты – грунто-свайное основание» в «Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017», где реализован метод конечных элементов. Т.к. здание повышенной этажности (57,6 м), то на него значительное влияние оказывает ветровая нагрузка. Её пульсационная составляющая, зависящая от форм и частот собственных колебаний, учтена программным комплексом автоматически. Предельная частота собственных колебаний железобетонных конструкций для II ветрового района $f_1=1,1$ Гц (СП 20.13330.2012) больше частоты первой формы собственных колебаний здания $f_1=0,32$ Гц (рис. 2а), но меньше четвертой – $f_4=2,15$ Гц. Следовательно, согласно СП20, в расчете учитывались только первые три частоты колебаний. Встроенная функция SRSS (квадратный корень суммы квадратов первых трех форм колебаний) позволяет получить усилия и перемещения в элементах при учете динамических реакций от них (рис. 2б).

Нагружение/Соб. ств. форма	Частота (Гц)	Период (сек)	Отн.мас. U X (%)	Отн.мас. U Y (%)	Отн.мас. U Z (%)	Тек.мас. U X (%)	Тек.мас. U Y (%)	Тек.мас. U Z (%)
15/ 1	0.32	3.10	0.09	70.48	0.01	0.09	70.48	0.01
15/ 2	0.37	2.67	68.29	70.57	0.01	68.20	0.09	0.00
15/ 3	1.00	1.00	68.30	70.57	0.01	0.01	0.00	0.00
15/ 4	2.15	0.47	81.84	70.63	0.01	13.54	0.06	0.00
15/ 5	2.44	0.41	81.89	84.72	0.02	0.05	14.09	0.01
15/ 6	2.75	0.36	81.89	84.73	85.28	0.00	0.00	85.26
15/ 7	3.01	0.33	81.95	84.73	85.31	0.05	0.00	0.03
15/ 8	3.12	0.32	82.98	84.73	85.31	1.04	0.00	0.00
15/ 9	3.33	0.30	82.98	84.74	89.10	0.00	0.01	3.79
15/ 10	3.72	0.27	82.98	84.75	93.16	0.00	0.01	4.05



а)

б)

Рис. 2. Результаты динамического расчета каркаса на действие ветровой нагрузки:

а – таблица частот колебаний здания;

б – эпюра перемещений функции SRSS для первых трех частот колебаний, меньших предельной частоты = 1,1 Гц

Все перегородки и ограждающие конструкции, в соответствии с архитектурными чертежами, смоделированы специальными конечными элементами, имеющими плотность, но не имеющими жесткости. Поэтому нагрузка от веса перегородок и наружных стен учитывается так же автоматически.

Анализ фактического напряженно-деформированного состояния (НДС) несущей системы здания позволил разработать рекомендации (минимальный размер и число конструктивных элементов при их максимальном шаге или пролете) для её проектирования.

Известно, что высокопрочный бетон наиболее эффективно работает на сжатие [6], поэтому было принято решение уменьшить количество колонн и размеры их поперечного сечения. Их шаг составил 7,2 м (рис. 3б), взамен проектного 3,6 м (рис. 3а). Проектные размеры поперечного сечения колонн 250×1300 мм уменьшены до величины 250×1000 мм – для среднего, и 250×500 мм для – крайнего рядов. Сечения колонн по осям 2/А и 8/А, в крайнем ряду, оставлены без изменений для обеспечения жесткости каркаса при закручивании и отклонении от вертикали [7]. Нахлесточные стыки рабочей арматуры в колоннах заменены на обжимные муфты [8]. Толщина несущих стен ядра жесткости (стен лестничной клетки и лифтовых шахт) уменьшена с 250 до 200 мм – минимальной нормативной величины, согласно конструктивным требованиям СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий».

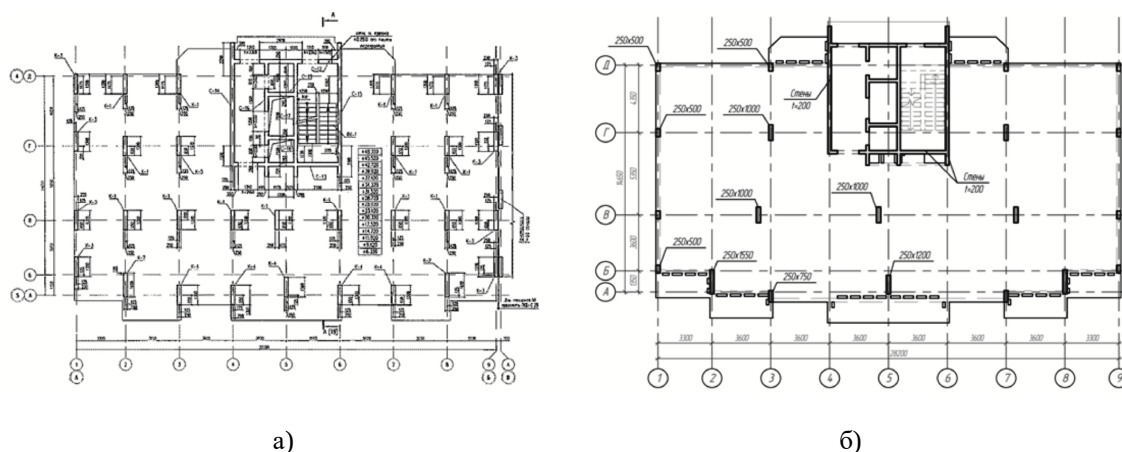


Рис. 3. Схема расположения колонн и несущих стен:
 а – первоначальное (проектное) решение с узким шагом (3,6 м);
 б – новое альтернативное решение с широким шагом (7,2 м)

Однако, с увеличением шага колонн потребовалось введение дополнительных обвязочных балок по периметру плит перекрытий, которые обеспечили их эксплуатационную пригодность и прочность при действии краевых крутящих моментов (1)-(3). Расчет по прочности на кручение между пространственными сечениями обвязочных балок выполнен из условия:

$$T = 41 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 0,1 R_b b^2 h = 0,1 \cdot 41 \cdot 250^2 \cdot 450 = 115,3 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (1)$$

Расчет по прочности на совместное действие крутящего и изгибающего момента от действия внешней нагрузки выполнен из условия:

$$T = 41 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq T_0 \sqrt{1 - \left(\frac{M}{M_0}\right)^2} = 75,5 \sqrt{1 - \left(\frac{81}{209,8}\right)^2} = 69,7 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (2)$$

Расчет по прочности на совместное действие крутящего момента и поперечной силы между пространственными сечениями, с учетом [9], выполнен из условия:

$$T = 41 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq T_0 \left(1 - \frac{Q}{Q_0}\right) = 75,5 \left(1 - \frac{52}{1276}\right) = 72,4 \text{ кН}, \quad (3)$$

где T , M , Q – крутящий, изгибающий моменты и поперечная сила от внешней нагрузки; T_0 , M_0 , Q_0 – предельные крутящий, изгибающий моменты и поперечная сила воспринимаемые сечениями.

Принятое решение одновременно позволило уменьшить толщину плиты перекрытия со 180 до 160 мм (минимальное нормативное значение по СП 52). При этом, основное армирование перекрытий осталось прежним из арматуры Ø12 A500C с шагом 200 мм, а дополнительная арматура в пролете (которая имела в исходном проекте) не потребовалась и была удалена. Увеличение грузовой площади и уменьшение сечения колонн потребовало установки дополнительной арматуры в зоне продавливания перекрытия над средними колоннами. Тем не менее, увеличение расхода арматуры на обвязочные балки и усиление зоны продавливания, было в равной степени скомпенсировано уменьшением дополнительной арматуры в пролете и над опорами (колоннами). Расход бетона в перекрытиях сокращен на 5 %.

Уменьшение числа колонн позволило сократить число ростверков, а снижение общего веса конструкций, одновременно с повышением жесткости перекрытий и стен подвала, позволило более равномерно распределить нагрузку по периметру здания, уменьшить число свай и размеры ростверков в плане. Толщина стен подвала так же была уменьшена с 250 до 200 мм [10].

В итоге, расчеты показали, что применение высокопрочного бетона класса В80 позволило значительно уменьшить расход строительных материалов и массу здания в целом. Класс рабочей арматуры при этом не изменился (рис. 4).

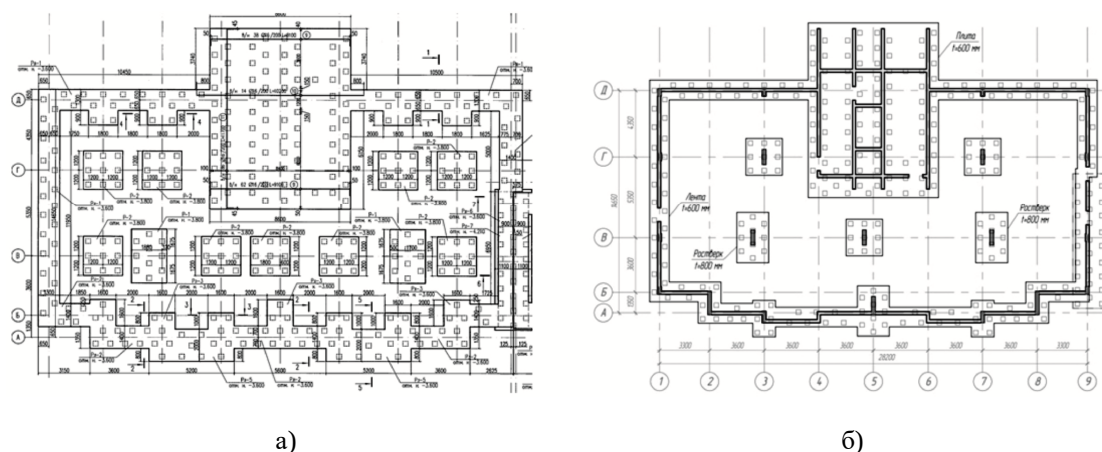


Рис. 4. Схема расположения фундаментов:

а – первоначальное (проектное) решение с узким шагом (3,6 м);

б – новое альтернативное решение с широким шагом (7,2 м)

Разработка рабочих чертежей

На основании результатов расчетов, была доработана информационная 3D-модель и разработаны рабочие чертежи каркаса с использованием программного комплекса «Autodesk Revit Structure 2017». Рабочие чертежи несущей системы выполнены по аналогии (количество, последовательность, содержание) с чертежами, разработанными ТИГП для возможности наиболее наглядного сравнения и оценки внесенных усовершенствований. Рабочие чертежи были переданы заказчику «ГВЖФ РТ» и прошли государственную экспертизу.

Технико-экономическое сравнение

После разработки рабочих чертежей, по ведомостям расхода материалов, было выполнено технико-экономическое сравнение в табличном виде между решениями при выполнении каркаса здания из бетона класса В25 и из бетона В80 (рис. 5).

Конструктивный элемент		Проект ТИГП (первоначальный)			Проект с бетоном В80 (перепроектирован)			Экономия материала в %	Объем экономии материала		Наличие экономии
		Материал	кол.	ед.изм.	Материал	кол.	ед.изм.	%	кол.	ед.изм.	
Фундамент	Сваи	С10.30	1058	шт.	С10.30	829	шт.	-21.64	229	шт.	да
	Бетонная подготовка	В7.5	96.2	куб.м	В7.5	73.00	куб.м	-24.12	23.20	куб.м	да
	Бетон ростверков	В25Ф75W4	581.1	куб.м	В25Ф75W4	446.20	куб.м	-23.21	134.90	куб.м	да
	Арматура ростверков	Ø8 A500C	3729	кг	Ø8 A500C	3368	кг	-9.69	361	кг	да
		Ø12 A500C	11301	кг	Ø12 A500C	8772	кг	-22.38	2529	кг	да
		Ø16 A500C	22890	кг	Ø16 A500C	24607	кг	7.50	-1717	кг	Нет
		Ø20 A500C	3468	кг	Ø20 A500C	1763	кг	-49.16	1705	кг	да
		Ø25 A500C	27047	кг	Ø25 A500C	14894	кг	-44.93	12153	кг	да
	ИТОГО:		68.44	т		53.40	т	-21.96	15.03	т	да
Стены	Бетон стен	В25	2284.90	куб.м	В80	1827.80	куб.м	-20.01	457.10	куб.м	да
	Арматура стен	по проекту	148.4	т	без изменений			---	---	---	---
Колонны	Бетон колонн	В25	1578.52	куб.м	В80	648.04	куб.м	-58.95	930.48	куб.м	да
	Арматура колонн	Ø8 A500C	3808	кг	Ø8 A500C	3339.7	кг	-12.29	468	кг	да
		Ø8 A240	43033	кг	Ø8 A240	25666.7	кг	-40.36	17367	кг	да
		Ø16 A500C	74347	кг	Ø16 A500C	0	кг	-100.00	74347	кг	да
		Ø18 A500C	0	кг	Ø18 A500C	38297.7	кг	100.00	-38298	кг	Нет
		Ø20 A500C	91681	кг	Ø20 A500C	48576.6	кг	-47.02	43104	кг	да
		Ø25 A500C	84742	кг	Ø25 A500C	0	кг	-100.00	84742	кг	да
		муфты	0	кг	муфты	9386	кг	100.00	-9386	кг	да
	ИТОГО:		297.61	т	ИТОГО:	125.27	т	-57.91	172.34	т	да
Перекрытия	Бетон перекрытий	В25	4449.60	куб.м	В80	4230.00	куб.м	-4.94	219.60	куб.м	да
	Арматура перекрытий	Ø8 A240	3708	кг	Ø8 A240	3952	кг	6.58	-244	кг	Нет
		Ø8 A500C	0	кг	Ø8 A500C	33675	кг	100.00	-33675	кг	Нет
		Ø12 A500C	852110	кг	Ø12 A500C	772512	кг	-9.34	79598	кг	да
		Ø16 A500C	13535	кг	Ø16 A500C	10702.4	кг	-20.93	2833	кг	да
		Ø18 A500C	32402	кг	Ø18 A500C	33864	кг	4.51	-1462	кг	Нет
		Ø20 A500C	14358	кг	Ø20 A500C	63407	кг	341.62	-49049	кг	Нет
	ИТОГО:		916.11	т	ИТОГО:	918.11	т	0.22	-2.00	т	Нет

Рис. 5. Таблица технико-экономического сравнения каркасов здания из проектного бетона класса В25 и из бетона В80

В результате установлено, что замена проектного класса бетона В25 на В80 позволила:

- для свайного основания: уменьшить количество свай на 21 %;
- для ростверков: уменьшить их количество, при снижении расхода бетона на 23 %, стали – на 22 %;
- для колонн: уменьшить их количество и размеры поперечного сечения, при снижении расхода бетона на 60 %, стали – на 70 %;
- для несущих стен: уменьшить их толщину с 250 до 200 мм при снижении расхода бетона на 20 %;
- для перекрытий: уменьшить их толщину с 180 до 160 мм, ввести обвязочные балки по внешнему периметру и снизить расход бетона на 5 %;

Кроме того, уменьшение поперечного сечения стен, колонн и увеличение их шага позволили увеличить полезную площадь помещений, обеспечить более свободную планировку квартир и разместить автостоянку в подвале.

Заключение

Снижение расхода материалов составило: 20 % для – бетона, 13 % – для стали, что дало экономию 4,47 млн. руб. или 13,5 % от стоимости проектного каркаса при применении бетона на привозном гранитном щебне, и 5,89 млн. руб. или 17,7 % – при применении высокопрочного песчаного бетона на местном песке.

Проделанная работа, так же как и исследования других авторов [11], показали, что строительство из высокопрочных бетонов имеет большой экономический потенциал, а строительный комплекс Татарстана имеет возможность его реализовать.

Список библиографических ссылок

1. Калашников В. И. Эволюция развития составов и изменение прочности бетонов. Бетоны настоящего и будущего // Строительные материалы. 2016. № 1-2. С. 96–103.
2. Тезисы докладов : сб. научных трудов Международной научно-технической конференции «Высокопрочные цементные бетоны: технологии, конструкции, экономика», Казань, КГАСУ, 2016. 82 с.
3. Морозов Н. М., Хозин В. Г. Песчаный бетон высокой прочности // Строительные материалы. 2005. № 11. С. 25–26.
4. Петухов А. В., Коровкин М. О., Ерошкина Н. А. Применение высокопрочного бетона в высотном строительстве // Современные научные исследования и инновации. 2017. № 3 (71). С. 127–133.
5. Аксенов В. Н., Маилян Д. Р., Блягоз А. М., Хутыз А. М. Особенности расчета железобетонных колонн из высокопрочного бетона по нормативным методам // Новые технологии. 2012. № 4. С. 36–43.
6. Мкртчян А. М., Аксенов В. Н. К вопросу расчета сжатых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с помощью ЭВМ // Научное обозрение. 2013. № 11. С. 127–132.
7. Raut N., Kodur V. Response of Reinforced Concrete Columns under Fire-Induced Biaxial Bending // ACI Structural Journal. № 5. 2011. P. 610–619.
8. Joseph Jones and Julio A. Ramirez. Bond of reinforcement in high-strength concrete // ACI Structural Journal. № 3. 2016. P. 549–556.
9. Мирсаяпов И. Т. Обеспечение безопасности железобетонных балок по наклонному сечению при многократно повторяющихся нагрузках // Жилищное строительство. 2016. № 1-2. С. 23–27.
10. Fedorova G., Mestnikov V., Matveeva O., Nikolayev E. Features of high-strength concrete creation for concreting of monolithic constructions in the far north conditions // Procedia Engineering. 2013. T. 57. P. 264–269.
11. Коровкин М. О., Янбукова А. Р., Ерошкина Н. А. Опыт и перспективы использования высокопрочных и сверхвысокопрочных бетонов // Современные научные исследования и инновации. 2017. № 2. С. 187–194.

Mirsayapov Ilshat Talgatovich

doctor of technical science, associate professor

E-mail: mirsayapovit@mail.ru**Nikitin Georgy Petrovich**

candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru**Simakov Vasily Dmitrievich**

candidate of technical science

E-mail: VasiliSimakov86@mail.ru**Kazan State University of Architecture and Engineering**

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya, st., 1

**The use of high-strength concrete B80 for the frame
of an 18-storey residential building in the «Salavat Coopere» complex****Abstract**

Problem statement. The purpose of the study is to identify and evaluate the possibility of efficient use of high-strength concrete, manufactured primarily from local building materials, in housing construction. To assess the technical and economic efficiency of the use of high-strength concrete, «GVZhF RT» asked KGASU to redesign the frame of a monolithic 18-storey residential building with the use of high-strength concrete class B80. The basic carrier system was designed from concrete of class B25 by the institute of «Tatinvestgrazhdanproekt».

Results. The main results of the research consist in the development of an improved bearing system of an apartment house with the use of high-strength concrete, which, relative to the basic frame, allowed increasing the pitch of the columns, reducing the number and dimensions of the cross-section of all load-bearing elements. The economic effect of reducing the consumption of materials amounted to: 4,47 million rubles, or 13,5 % of the cost of the frame when using concrete grade B80 on granite gravel, and 5,89 million rubles, or 17,7 % – on the Kama sand.

Conclusions. The significance of the results obtained for the construction industry consists both in confirming and in assessing the effectiveness of the application of high-strength concrete of the B80 class. The use of high-strength concrete, in the example under consideration, made it possible to: facilitate the building, increase the pitch of the columns, reduce the amount of construction and installation work, increase the useful area of the premises, and add a parking lot to the underground part.

Keywords: high-strength concrete, load-bearing system, frame, residential house, strength calculation, calculation of serviceability.

References

1. Kalashnikov V. A. Evolution of development of concretes compositions and change in concrete strength. Concretes of present and future // Stroitel'nyye materialy. 2016. № 1-2. P. 96–103.
2. Theses of reports : proceedings of the International Scientific and Technical Conference «High-strength cement concretes: technologies, structures, economics (VBB-2016)», Kazan, KGASU, 2016. 82 p.
3. Morozov N. M., Khozin V. G. High-strength sandy concrete // Stroitel'nyye materialy. 2005. № 11. P. 25–26.
4. Petukhov A. V., Korovkin M. O., Eroshkina N. A. Application of high-strength concrete in tall buildings // Sovremennyye nauchnyye issledovaniya i innovatsii. 2017. № 3 (71). P. 127–133.
5. Aksenov V. N., Mailyan D. R., Blyagoz A. M., Khoutyz A. M. Features of the calculation of ferro-concrete columns of durable concrete using normative method // Novyeologii. 2012. № 4. P. 36–43.

6. Mkrtchyan A. M., Aksenov V. N. On the problem of calculating compression reinforced constructions made of high-strength concrete with the help of a computer // Nauchnoye obozreniye. 2013. № 11. P. 127–132.
7. Raut N., Kodur V. Response of Reinforced Concrete Columns under Fire-Induced Biaxial Bending // ACI Structural Journal. № 5. 2011. P. 610–619.
8. Joseph Jones and Julio A. Ramirez. Bond of reinforcement in high-strength concrete // ACI Structural Journal. № 3. 2016. P. 549–556.
9. Mirsayapov I. T. Ensuring the Safety of Reinforced Concrete Beams along the Oblique Section under Repeated Loads // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2016. № 1-2. P. 23–27.
10. Fedorova G., Mestnikov V., Matveeva O., Nikolayev E. Features of high-strength concrete creation for concreting of monolithic constructions in the far north conditions // Procedia Engineering. 2013. T. 57. P. 264–269.
11. Korovkin M. O., Yanbukova A. R., Eroshkina N. A. Experience and prospects of using of high-strength and ultra-high strength concretes // Sovremennyye nauchnyye issledovaniya i innovatsii. 2017. № 2. P. 187–194.