

References

1. Kozlov D.V., Krutov D.A. Analiz sobstvennykh deformatsij betona po dannym naturnykh nablyudenij na plotline Boguchanskogo hydrouzla // Hydrotehnicheskoye stroitelstvo. 2005. № 1. S. 31-36. 2014. № 11. S. 154-160.
2. Krutov D.A., Shilov L.A. Issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya betonnoj plotiny s uchetom izmenchivosti coef-fitsienta linejnogo rasshireniya betona // Vestnik MGSU.

The material was received at the editorial office
on 12.01.2017

Information about the authors

Kozlov Dmitriy Vyacheslavovich, doctor of technical sciences, professor, deputy rector on innovation work, FSBEI HE RGAU-MSHA named after C.A. Timiryazev; 127550, Moscow, ul. Timiryazevskaya, 49; tel.: (499) 976-29-62; e-mail: kozlovdv@rgau-msha.ru, kozlovdv@mail.ru

Krutov Denis Anatolievich, candidate of technical sciences, lecturer, NOU «Corporate institute PAO «Gazprom»; 117997, Moscow, ul. Nametkina, 16, corpus 2; tel.: 8(916)-795-86-00; e-mail: dkrutov@rambler.ru

УДК 502/504:69.059.3

О.В. МАРЕЕВА

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева», г. Москва, Российская Федерация

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

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ СПОСОБОВ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

Цель исследования – расчетное обоснование выбора рационального способа усиления железобетонных колонн реконструируемых зданий без дефектов, снижающих несущую способность. Приведены результаты сравнительного анализа способов усиления железобетонных колонн зданий при реконструкции, связанной с увеличением нагрузок, при различных конструктивных решениях усиления. Рассматривается усиление железобетонной и металлической колонн обоймами, причем металлическая обойма – в виде предварительно напряженных металлических стоек. Расчеты вариантов усиления производились для колонн типовых сечений (пять типов), различных классов бетона и параметров армирования, применяемых для таких элементов, работающих со случайными эксцентриситетами, и без дефектов, снижающих несущую способность. Нагрузки варьировались в диапазоне 1420...2400 кН. Расчеты показали, что для колонн, усиливаемых железобетонными обоймами, увеличение гибкости практически не влияет на требуемую толщину обоймы. Модульность шага и минимальное значение толщины обоймы обуславливает большой диапазон изменения коэффициента использования (0,597...0,995). Величина процентного увеличения несущей способности в среднем составляет 15...20% и почти не зависит (3...5%) от гибкости. Для усиления колонн металлическими обоймами увеличение гибкости влияет на требуемую площадь элементов усиления и величину процентного увеличения несущей способности. Коэффициент использования составляет 0,898...0,987, что свидетельствует об эффективном использовании конструкции усиления. Стоимость устройства рассматриваемых вариантов в целом сопоставима, максимальная разница составляет примерно 15%. Фактический вес железобетонных обойм усиления выше соответствующих значений для металлических обойм в 3...4,5 раз, что накладывает определенные ограничения на возможность применения железобетонных обойм в случае минимальных запасов по несущей способности фундаментов и грунтов основания реконструируемых зданий.

Реконструкция, усиление несущих элементов, металлическая обойма, железобетонная обойма, рекомендации по усилению.

Введение. В сфере современной строительной отрасли все большее значение приобретает реконструкция зданий и сооружений, которая в крупных городах и промышленных центрах по объемам часто превосходит новое строительство. Под реконструкцией в общем случае понимается комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с изменением основных технико-экономических показателей (нагрузок, планировки помещений, строительного объема и общей площади здания, инженерной оснащенности) с целью изменения условий эксплуатации, максимального восполнения утраты от имевшего место физического и морального износа, достижения новых целей эксплуатации здания [1].

Зачастую реконструкция зданий и сооружений обуславливает необходимость выполнения комплекса работ по усилению существующих несущих конструкций с целью приспособления их к новым условиям эксплуатации, так как в определенном количестве случаев реконструкция связана с увеличением нагрузок, действующих на несущие конструкции. Усилением называют комплекс мероприятий, обеспечивающих повышение несущей способности и эксплуатационных свойств строительной конструкции или здания и сооружения в целом, включая грунты основания, по сравнению с фактическим состоянием или проектными показателями [2]. Например, реконструкция зданий и сооружений, заключающаяся в увеличении этажности объектов капитального строительства (их надстройке) без устройства дополнительных внешних опор под вновь возводимые конструкции, всегда сопряжена с увеличением нагрузок на существующие вертикальные несущие элементы (колонны, столбы, стены и проч.). При этом колонны в определенных случаях имеют небольшие запасы по несущей способности, что обуславливает необходимость их усиления. Поэтому рассматриваемые в настоящей статье вопросы усиления колонн реконструируемых зданий и сооружений возникают в практике строительного производства достаточно часто, что подтверждает актуальность проведенного исследования.

К настоящему времени отечественными и зарубежными учеными и инженерами разработано и внедрено в практику гидро-

технического, агропромышленного и гражданского строительства большое количество различных по эффективности, материалоемкости и удобству реализации способов усиления несущих конструктивных элементов зданий и сооружений. В этой связи выбору наиболее рационального способа усиления в каждом конкретном случае должны предшествовать разработка и анализ нескольких вариантов конструктивных решений усиления с последующим сравнением их технико-экономической эффективности.

Материалы и методы исследований. Цель исследования – расчетное обоснование выбора рационального способа усиления железобетонных колонн реконструируемых зданий без дефектов, снижающих несущую способность.

Для достижения намеченной цели потребовалось решить следующие основные задачи:

- 1) рассмотреть различные способы усиления железобетонных колонн при реконструкции, связанной с увеличением нагрузок;
- 2) провести сравнительный анализ рассматриваемых способов;
- 3) на основе полученных данных сделать выводы и представить рекомендации по данному вопросу.

Объектами настоящего исследования являлись сборные железобетонные колонны реконструируемых зданий без дефектов, снижающих несущую способность. Были рассмотрены следующие модульные сечения $b \times h$ (b и h – линейные размеры поперечного сечения колонн): 300 x 300 мм, 350 x 350 мм, 400 x 400 мм, 450 x 450 мм, 500 x 500 мм из бетона классов, применяемых для таких колонн, а именно В15, В20, В25 при различной интенсивности нагружения. Армирование усиливаемой колонны – 4Ø18 А400. Материалы усиления: бетон класса В20 и арматура класса А400 (железобетонная обойма), прокатные стальные уголки по ГОСТ 8509-93 (металлическая обойма).

При расчете сжатых элементов на действие продольной силы с эксцентриситетом, равным случайному, несущая способность зависит в том числе от гибкости элемента λ , поэтому были рассмотрены колонны различной длины l_0 : от 2,8 м до 5 м с шагом 0,2 м. Гибкость колонны, усиливаемой железобетонной обоймой, $\lambda_{ж.б.}$, определялась как от-

ношение длины колонны l_0 к линейному размеру поперечного сечения элемента h с учетом толщины обоймы усиления Δ , выполненной по периметру: $\lambda_{ж.б.} = l_0 / (h + 2 \cdot \Delta)$. Гибкость колонны, усиливаемой металлической обоймой, $\lambda_{мет.}$, определялась как отношение длины колонны l_0 к линейному размеру поперечного сечения элемента h : $\lambda_{мет.} = l_0 / h$.

В качестве исходных данных для проектирования усиления были взяты нагрузки на сборную железобетонную колонну в уровне технического этажа производственного корпуса одного из отраслевых предприятий: до реконструкции нагрузка на колонну составляла 946 кН, после реконструкции – 1420 кН (увеличение составило 50%). Также были рассмотрены следующие значения действующих нагрузок: 1600 кН, 1800 кН, 2000 кН, 2200 кН и 2400 кН.

Для каждого расчетного случая определялась несущая способность неусиленного элемента N_0 , оценивалась величина перегрузки N_{ov} (разница между нагрузкой на колонну после реконструкции N и несущей способностью неусиленного элемента), на которую и рассчитывалась конструкция усиления с последующим определением несущей способности усиленного элемента N_{rec} . В ходе расчетного обоснования, выполненного в программе Microsoft Excel, оценивались также коэффициент использования несущей способности усиленного элемента $k_{rec} = N / N_{rec}$ и величина процентного увеличения несущей способности $P\% = (N_{rec} / N_0 - 1) \cdot 100\%$.

В качестве способов усиления были рассмотрены железобетонная и металлическая обоймы, причем металлическая обойма – в виде предварительно напряженных металлических стоек (рис. 1).

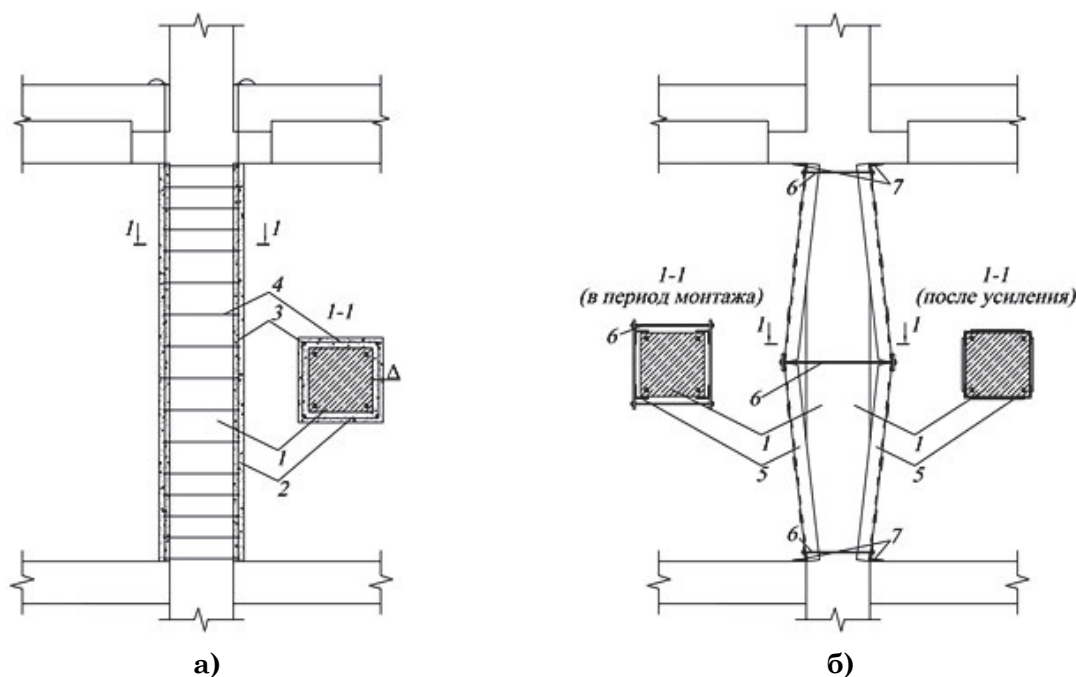


Рис. 1. Рассматриваемые способы усиления железобетонных колонн:

- а – усиление железобетонной обоймой; б – усиление металлической обоймой с преднапряженными стойками. 1 – усиливаемая железобетонная колонна;
- 2 – бетон обоймы усиления; 3 – продольная арматура усиления;
- 4 – поперечная арматура усиления; 5 – преднапряженные стойки, соединяемые планками;
- 6 – натяжные монтажные болты; 7 – упорные элементы

Железобетонная обойма (рис. 1, а) выполняется в виде наращивания сечения по четырем сторонам с армированием сварными или вязаными каркасами без связи арматуры обоймы с арматурой усиливаемой колонны и применяется в основном для колонн с небольшой гибкостью.

При таком способе усиления важно обеспечить совместную работу «старого» и «нового» бетона, что достигается тщательной очисткой поверхности бетона усиливаемой конструкции пескоструйным аппаратом, насечкой или обработкой металлическими щетками, а также промывкой

под давлением непосредственно перед бетонированием.

Толщина бетона обоймы колонн определяется расчетом и конструктивными требованиями (диаметром продольной и поперечной арматуры, величиной защитного слоя и т.п.) и находится в пределах от 50 до 100 мм. Обычно модульный шаг увеличения толщины железобетонной обоймы усиления S принимается равным 10 мм.

Площадь рабочей продольной арматуры также определяют расчетом (в общем случае – 0,01 от площади бетона усиления), принимается ее диаметр не менее 16 мм. Поперечная арматура диаметром не менее 6 мм для вязанных каркасов и 8 мм для сварных устанавливаются с шагом 15 диаметров продольной арматуры и не более трехкратной толщины обоймы, но не более 200 мм. В местах концентрации напряжений шаг хомутов уменьшается [3].

Металлическая обойма рассматривалась в виде предварительно напряженных металлических стоек (рис. 1, б). Предварительно напряженные стойки состоят из двух уголков, соединенных между собой металлическими планками. Планки устанавливаются таким образом, чтобы они выступали за торцы уголков стоек на 100-120 мм, и устраивают два отверстия для стяжных

болтов. До установки стоек в проектное положение в боковых полках уголков в середине их высоты выполняется вырез и осуществляется их незначительный перегиб. Предварительное напряжение стоек создается путем придания им вертикального положения за счет закручивания гаек натяжных болтов. При этом необходимо обеспечить плотное прилегание уголков к телу колонны, а также их совместную работу, объединив стойки с помощью приварки к ним металлических планок. Для эффективного включения стоек в работу достаточно создать в них предварительное напряжение порядка 40-100 МПа, что обеспечивается за счет расчетного удлинения при выпрямлении уголков [4].

Рассмотрев два наиболее часто применяемых способа усиления железобетонных колонн, перейдем к расчетному обоснованию их эффективности. Все расчеты были выполнены в соответствии с рекомендациями по усилению железобетонных колонн железобетонными и металлическими обоймами [3, 4], а также требованиями действующих нормативных документов [5, 6]. Наиболее характерные результаты, полученные для колонн сечением 300 x 300 мм из бетона класса В15, приведены на рисунках 2 и 3, а также в таблицах 1 и 2.

Влияние гибкости колонны на толщину обоймы усиления

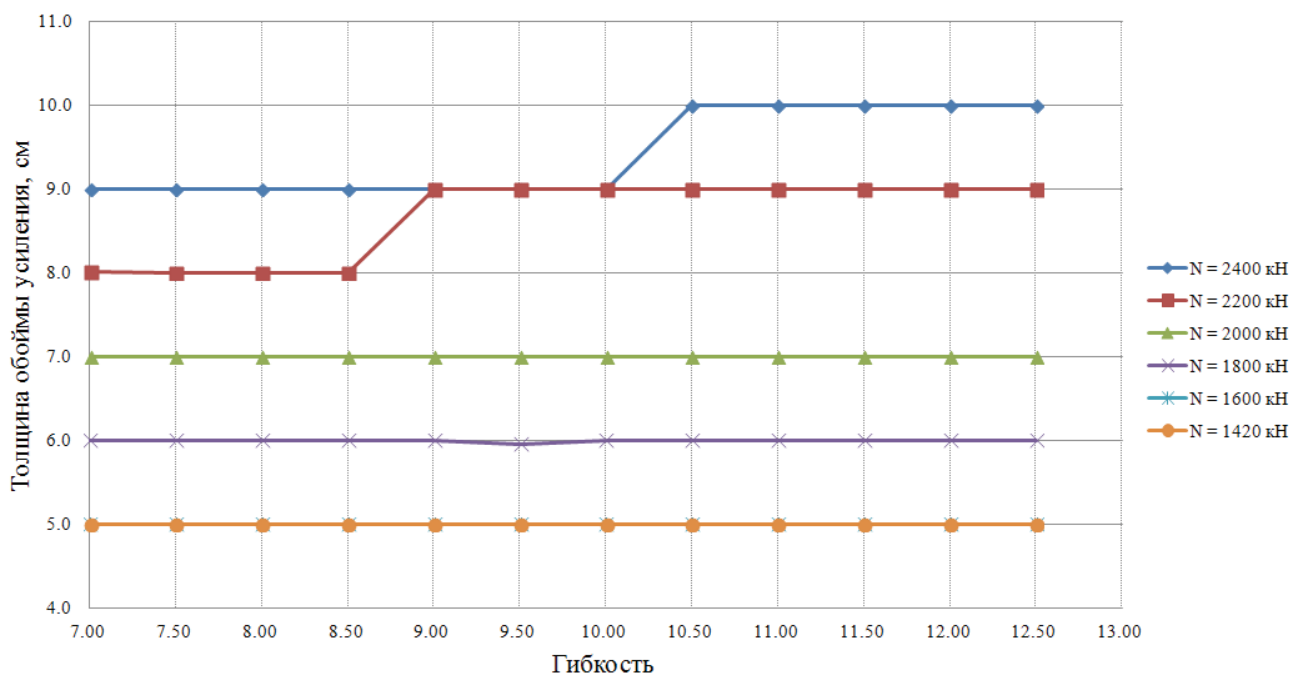


Рис. 2. Влияние гибкости на толщину железобетонной обоймы усиления колонны сечением 300 × 300 мм из бетона класса В15 мм при различной интенсивности нагружения

Влияние гибкости колонны на площадь элементов усиления

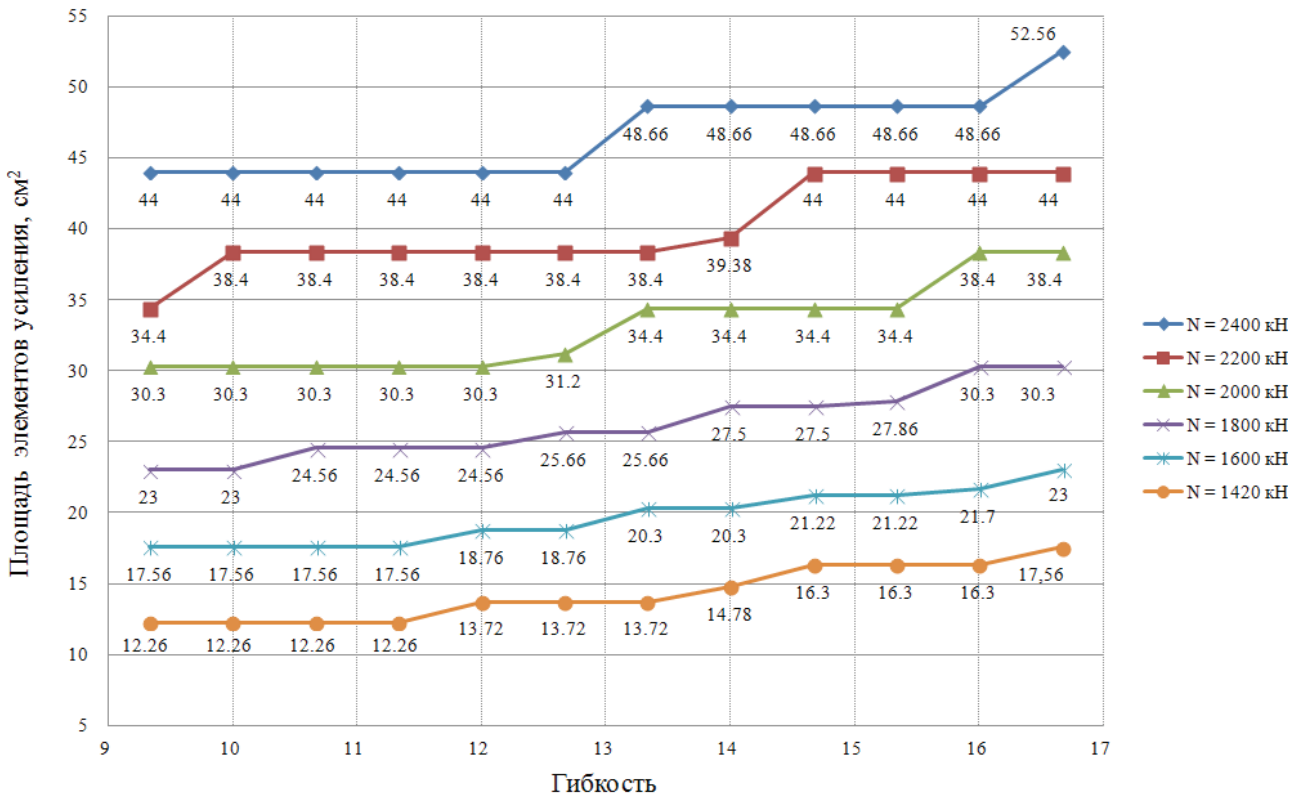


Рис. 3. Влияние гибкости на площадь элементов металлической обоймы усиления колонны сечением 300 × 300 мм из бетона класса В15 мм при различной интенсивности нагружения

Таблица 1

Показатели повышения несущей способности колонн, усиленных железобетонной обоймой

	$\Delta = 5$ см	$\Delta = 6$ см	$\Delta = 7$ см	$\Delta = 8$ см	$\Delta = 9$ см	$\Delta = 10$ см
k_{rec}	0,847 (при N_1)	0,968 (при N_3)	0,975 (при N_4)	0,995 (при N_5 и $l_0 \leq 3,4$ м)	0,993 (при N_6 и $l_0 \leq 4,0$ м)	0,906 (при N_6 и $l_0 \geq 4,2$ м)
	0,954 (при N_2)					
$P_{\%, ср}$	80,9	100,4	121,3	136,1	159,1	187,9

Таблица 2

Показатели повышения несущей способности колонн, усиленных металлической обоймой

	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
k_{rec}	0,962	0,964	0,954	0,942	0,931	0,926

Анализ полученных данных позволил сделать следующие основные выводы.

1. Для колонн, усиливаемых железобетонными обоймами, увеличение гибкости практически не влияет на требуемую толщину обоймы усиления. Так, для всех расчетных случаев для одного и того же

сечения усиливаемой колонны при фиксированном значении нагрузки во всем диапазоне изменения гибкости происходит не более одного модульного шага увеличения толщины обоймы (рис. 2). Значительно большее влияние на рассматриваемый параметр оказывает величина перегрузки N_{ov} .

В свою очередь для случая усиления колонн металлическими обоймами увеличение требуемой площади элементов усиления зависит в том числе от гибкости элемента: на нелинейных графиках для всех расчетных случаев для одного и того же сечения усиливаемой колонны при фиксированном значении нагрузки во всем диапазоне изменения гибкости происходит не более одного модульного шага увеличения толщины обоймы (рис. 2). Значительно большее влияние на рассматриваемый параметр оказывает величина перегрузки N_{ov} .

рованном значении нагрузки присутствует не менее трех шагов изменения площади (рис. 3).

2. Модульность шага в увеличении толщины железобетонной обоймы усиления, а также минимальное значение толщины обоймы $\Delta = 5$ см зачастую не позволяет «точечно» повысить несущую способность усиливаемой колонны на величину перегрузки N_{ov} с учетом обеспечения минимального запаса по прочности. Отмеченное обстоятельство возможно только в случае усиления колонн сечением 300 x 300 мм из бетона класса В15, когда коэффициент использования несущей способности усиленного элемента k_{rcr} близок к 1 во всем рассматриваемом диапазоне изменения интенсивности нагружения с учетом изменения гибкости усиливаемого элемента (табл. 1). Так, при проектировании усиления колонны сечением 400 x 400 мм длиной 4,2 м из бетона класса В15 величина k_{rcr} составляет 0,597, что свидетельствует о неэффективном использовании конструкции усиления.

При устройстве металлических обоек коэффициент использования несущей способности усиленного элемента k_{rcr} для всех расчетных случаев находится в диапазоне от 0,898 до 0,987 (для колонн сечением 300 x 300 мм из бетона класса В15 – в диапазоне от 0,926 до 0,962 (табл. 2), что свидетельствует об эффективном использовании конструкции усиления и возможности проектирования последней на величину перегрузки N_{ov} с учетом обеспечения минимальных запасов по несущей способности усиленного элемента.

3. При последовательном увеличении толщины железобетонной обоймы Δ на 1 см осредненная величина $P_{\%}$ для каждого из рассмотренных модульных сечений усиливаемых колонн растет на 15...20%. При этом во всем рассматриваемом диапазоне изменения гибкости максимальное и минимальное значения рассматриваемого параметра для одного и того же сечения усиливаемой колонны при фиксированном значении нагрузки различаются в среднем на 3...5%, в отдельных случаях разница составляет 10%.

В случае металлических обоек при применении типовых сечений прокатных стальных уголков по ГОСТ 8509-93 величина $P_{\%}$ при прочих равных условиях

напрямую зависит от гибкости усиливаемого элемента. При этом во всем рассматриваемом диапазоне изменения гибкости максимальное и минимальное значения рассматриваемого параметра для одного и того же сечения усиливаемой колонны при фиксированном значении нагрузки различаются примерно на 30%, что не позволяет оценить среднее значение указанного параметра.

Рассмотрев расчетное обоснование двух способов усиления, перейдем к сравнительному анализу вариантов с точки зрения денежных затрат на их устройство, подсчитанных на основе материалоемкости и трудоемкости.

Были изучены руководства и рекомендации по производству усиления железобетонных конструкций, в том числе сметные нормативы. Для каждого способа усиления были оценены трудозатраты и их величина в денежном эквиваленте на усиление одной колонны. Транспортные расходы учитывались фактическим весом конструкции усиления. Результаты сопоставления в графической форме приведены на рисунках 4, 5.

Как следует из графика на рисунке 4, стоимость устройства железобетонных и металлических обоек усиления в целом сопоставима. Так, при увеличении действующих нагрузок в 1,7...2,1 раза для колонн высотой от 3,8 м более выгодной с экономической точки зрения является железобетонная обойма, во всех остальных рассмотренных случаях – металлическая обойма. Вместе с тем максимальная разница в стоимости конструкций усиления для одних и тех же расчетных условий составляет примерно 15%. Также здесь необходимо отметить, что устройство огнезащиты, а также выполнение отделочных слоев в случае применения металлической обоймы в несколько раз выше в сравнении с соответствующими значениями для железобетонных обоек.

Фактический вес железобетонных обоек усиления выше соответствующих значений для металлических обоек в 3...4,5 раза (рис. 5). Данное обстоятельство накладывает определенные ограничения на возможность применения железобетонных обоек усиления в случае минимальных запасов по несущей способности фундаментов и грунтов основания реконструируемых зданий.

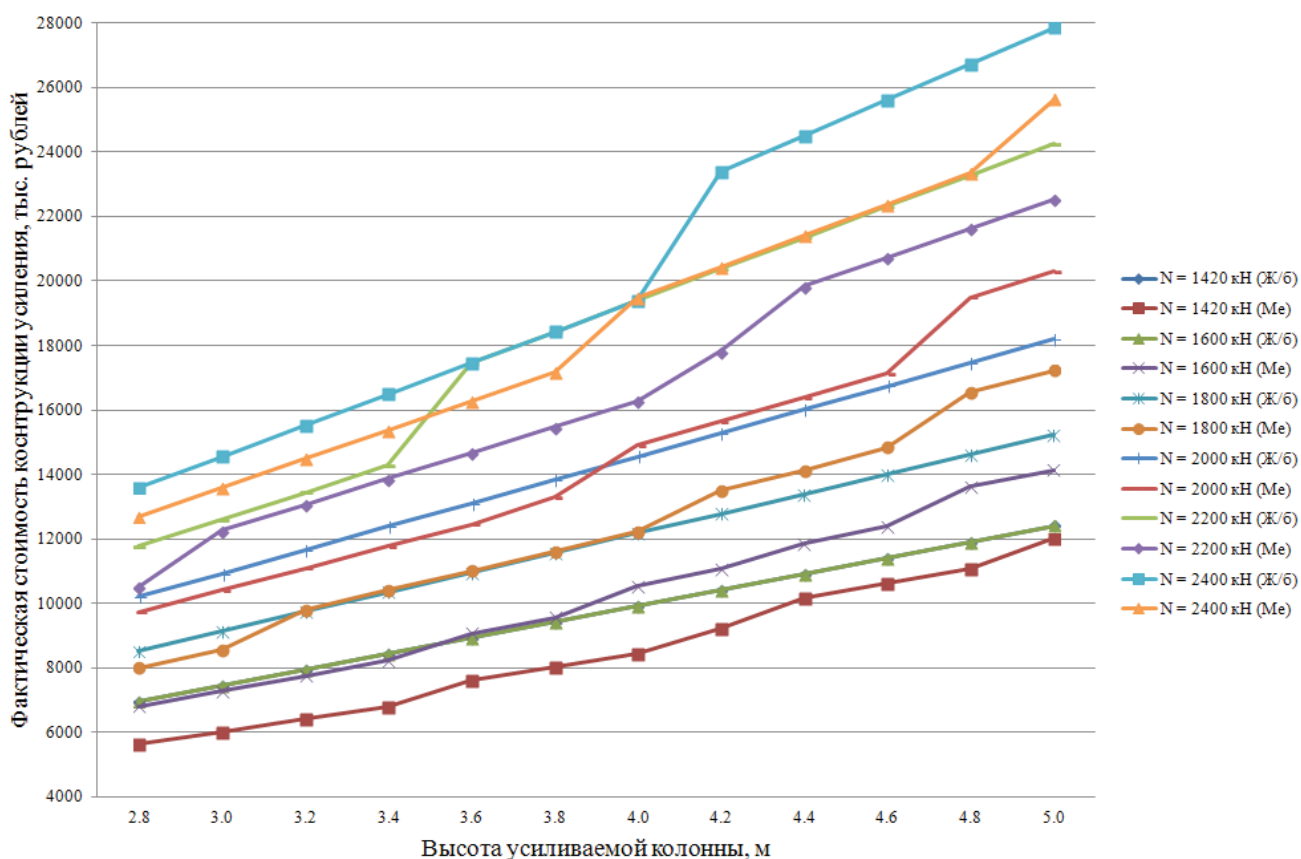


Рис. 4. Фактическая стоимость конструкции усиления колонн сечением 300 x 300 мм из бетона класса В15 железобетонными и металлическими обоймами

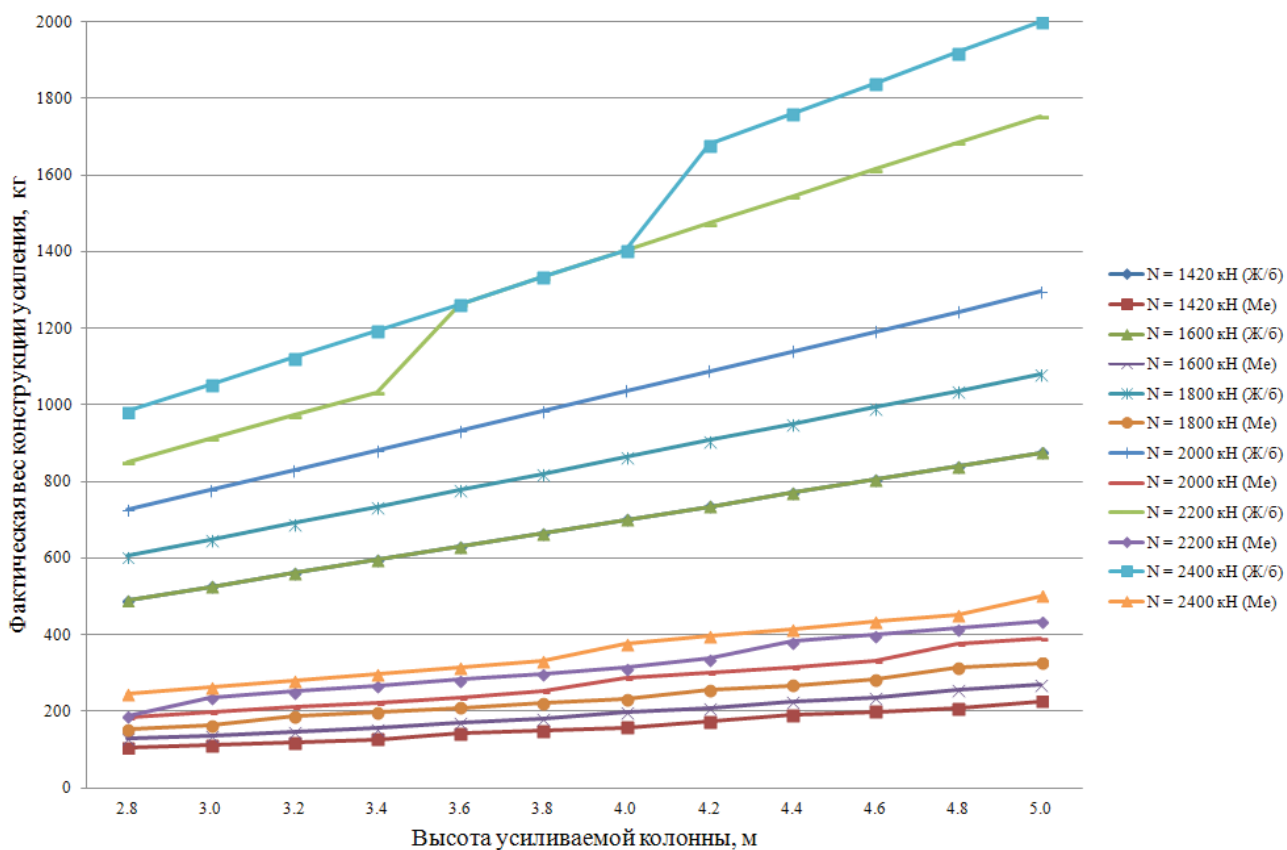


Рис. 5. Фактический вес конструкции усиления колонн сечением 300 x 300 мм из бетона класса В15 железобетонными и металлическими обоймами

Выводы

Весь комплекс исследований по рассматриваемой проблематике позволил сделать следующие выводы.

Устройство металлических обоев усиления для рассматриваемых условий более выгодно как в технологическом, так и в экономическом плане. Наряду с возможностью «точечного» повышения несущей способности и относительной простотой реализации они обладают меньшим весом в сравнении с железобетонными обоями.

При варианте проектирования в реальных условиях, наряду с рассмотренными в статье факторами, необходимо учитывать тепло-влажностные условия эксплуатации усиленных конструкций, а также возможность дополнительного увеличения нагрузок в сравнении с проектными. В этом случае устройство железобетонных обоев может оказаться более перспективным.

Библиографический список

1. СП 13-102-2003*. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.: ГОССТРОЙ РОССИИ, 2011. 47 с.
2. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ, 2014. 59 с.
3. Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуати-

руемых зданий и сооружений. М.: АСВ, 1995. 192 с.

4. Гольшев А.Б., Кривошеев П.И., Козлецкий П.М. и др. Усиление железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований. Киев: Логос, 2004. 219 с.

5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003 (с изменениями № 1, 2). М.: ФАУ ФЦС, 2015. 155 с.

6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. 214 с.

Материал поступил в редакцию 14.12.2016 г.

Сведения об авторах

Мареева Ольга Викторовна, кандидат технических наук, доцент кафедры «Инженерные конструкции» ФГБОУ ВО РГАУ-МСХА; 127550, г. Москва, ул. Тимирязевская, 49; тел.: 8 (916) 505-60-41; e-mail: mareevaolgav@gmail.com

Кловский Алексей Викторович, кандидат технических наук, доцент кафедры «Инженерные конструкции» ФГБОУ ВО РГАУ-МСХА, инженер ОАО «Государственный проектно-конструкторский и научно-исследовательский институт авиационной промышленности»; 127083, г. Москва, ул. Верхняя Масловка, 20; тел.: 8 (903) 541-07-85; e-mail:

O.V. MAREEVA

Federal state budget educational institution of higher education «Russian state agrarian university – MAA named after C.A. Timiryazev», Moscow, Russian Federation

A.V. KLOVSKIY

Open stock joint company «State project-design and research institute of the aviation industry», Moscow; Federal state budget educational institution of higher education «Russian state agrarian university – MAA named after C.A. Timiryazev», Moscow, Russian Federation

ASSESSMENT OF THE EFFICIENCY OF STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS DURING RECONSTRUCTION

The aim of the investigation is the rated substantiation of the choice of the rational way of strengthening of reinforced concrete columns of the reconstructed buildings without defects reducing the bearing capacity. The article provides the results of the comparative analysis of the methods to reinforce concrete columns of the building being under reconstruction, related to the load increase, taking into account different reinforcement construction solutions. Reinforcement with the use of concrete and metal collars is being considered, and metal collar is made by prestressed metal poles. Calculations of reinforcement variants were made for typical cross-section columns (5 types), for different concrete grades and reinforcement parameters, used for the elements that function with accidental eccentricities and reduce

the bearing capacity with no defects. Loads varied within 1420...2400 kN. Calculations showed that for the columns which are strengthened by reinforced collars the increase of flexibility has almost no influence on the demanded collar thickness. Collar set interval and minimal value of collar thickness determine a wide range of capacity factor (0.597...0.995). The value of the percentage increase of the bearing capability is in average 15...20% and almost does not depend on (3...5%) flexibility. For the case of reinforcement of the columns with metal collars the flexibility increase influences the demanded square of reinforcement elements and value of percentage increase of the bearing capability. The capacity factor is 0.898...0.987 which indicates to the effective use of reinforcement construction. The cost of the considered variants is comparable, the maximum difference is approximately 15%. At the same time, the actual weight of reinforced collars is by 3...4.5 times higher than the corresponding values for metal collars which make certain limitations for the possibility to use reinforced collars in case of the maximum allowances on the basements bearing capacity and foundation soil of the constructed buildings.

Reconstruction, bearing elements reinforcement, metal collar, reinforced concrete collar, reinforcement recommendations.

References

1. SP 13-102-2003*. Pravila obsledovaniya neshchih stroitelnyh constructsiy zdaniy i sooruzhenij. M.: GOSSTROJ ROSSII, 2011. 47 s.
2. GOST 31937-2011. Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoring tehnikeskogo sostoyaniya. M.: Standartinform. 2014. 59 s.
3. Bedov A.I., Saprykin V.F. Obsledovanie i rekonstruktsiya zhelezobetonnyh i kamennyh constructsiy ekspluatiruemyh zdaniy i sooruzhenij. M.: ASV, 1995. 192 s.
4. Golyshev A.B., Krivosheev P.I., Kozeletskij P.M. and others. Usilenie zhelezobetonnyh constructsiy proizvodstvennyh zdaniy i prosadochnykh osnovanij. Kiev: Logos, 2004. 219 s.
5. SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye constructsiy. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redactsiya SNIIP 52-101-2003 (with amendments № 1, 2). M.: FAU FTSS, 2015. 155 s.
6. Posobie po proektirovaniyu betonnyh i zhelezobetonnyh constructsiy iz tyazhelogo

betona bez predvaritel'nogo napryazheniya armatury (to SP 52-101-2003). M.: OAO TS-NIIPromizdanij, 2005. 214 s.

The material was received at the editorial office
14.12.2016

Information about the authors

Mareeva Olga Victorovna, candidate of technical sciences, associate professor of the chair «Engineering structures» FGBOU VO RGAU-MSHA; 127550, Moscow, ul. Timiryazevskaya, 49; tel.: 8 (916) 505-60-41; e-mail: mareevaolgav@gmail.com

Klovskiy Alexey Victorovich, candidate of technical sciences, associate professor of the chair «Engineering structures» FGBOU VO RGAU-MSHA, engineer of OAO «State project-design and research institute of aviation industry»; 127083, Moscow, ul. Verhnyaya Maslovka, 20; tel.: 8 (903) 541-07-85; e-mail: Alexey.Klovskiy@yandex.ru