

С.Ю. САВИН¹, М.З. ШАРИПОВ¹, В.С. МОСКОВЦЕВА¹¹ НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛИТЕЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Аннотация. Исследуется влияние предыстории нагружения на несущую способность длительно нагруженных сжатых и внецентренно сжатых железобетонных элементов эксплуатируемых зданий и сооружений, подверженных динамическому догружению в результате аварийных воздействий, с учетом изменения прочности и деформативности бетона. С использованием равновесных билинейных диаграмм деформирования бетона получено аналитическое выражение для оценки несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов при различных режимах нагружения. Для проверки достоверности предложенной аналитической зависимости выполнены экспериментальные исследования несущей способности длительно нагруженных сжатых железобетонных элементов при динамическом воздействии вследствие аварийной ситуации. Сопоставлением с экспериментальными данными показано, что в области малых эксцентриситетов, близких к случайным, рассчитанные значения предельных изгибающих моментов меньше, чем по зависимостям из СП 63.13330.2018, и при этом ближе к результатам экспериментальных исследований.

Ключевые слова: железобетон, сжатый элемент, экспериментально-теоретическое исследование, статико-динамическое нагружение, несущая способность

S.YU. SAVIN¹, M.Z. SHARIPOV¹, V.S. MOSKOVTSOVA¹¹ Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF THE PERFORMANCE OF LONG-TERM LOADED REINFORCED CONCRETE MEMBERS IN COMPRESSION UNDER DYNAMIC ACTION

Abstract. This study investigates the effect of loading history on the performance of long-term loaded members in compression subjected to dynamic action as a result of accidental situation. In addition, it considers changes in the strength and deformability of concrete. Analytical expressions have been developed to estimate the load-bearing capacity of reinforced concrete members in compression under different loading modes using equivalent bilinear diagrams of concrete deformation. To verify the reliability of the proposed analytical relations, experimental studies of the load-bearing capacity of long-term loaded compressed reinforced concrete members have been carried out under dynamic action which models accidental situation. Comparison of calculation results with experimental data shows that in the region of small eccentricities, close to accidental ones, the ultimate bending moments are smaller than calculated according to the relations presented in SP 63.13330.2018, and at the same time closer to the results of experimental studies.

Keywords: reinforced concrete, member in compression, experimental-theoretical study, static-dynamic loading, bearing capacity

Введение

Колонны являются важными элементами в перераспределении нагрузок между несущими конструкциями каркасов зданий, поврежденных в результате аварийных воздействий. По этой причине важными задачами являются оценка режима нагружения и особенности их сопротивления [1–6].

© Савин С.Ю., Шарипов М.З., Московцева В.С., 2025

В экспериментальных исследованиях [7,8] отмечаются динамические эффекты в несущих элементах в зоне возможного локального разрушения, в том числе в колоннах. В этих исследованиях, а также в теоретических работах Г.А. Гениева [9], В.И. Колчунова, Н.В. Федоровой, Н.Б. Андросовой, А.С. Бухтияровой и др. [10], В.А. Алмазова, Б.С. Расторгуева, А.И. Плотникова [11,12] дана оценка статического эквивалента динамического воздействия вследствие аварийной ситуации на уровне 1.2–1.3 от статической нагрузки. При этом может меняться эксцентриситет приложения продольной силы.

В экспериментальных исследованиях [13] продемонстрировано, что при реализации цепной схемы работы конструкции перекрытия в крайних пролетах в аварийной ситуации возможно разрушение колонн от потери устойчивости при действии продольно-поперечной нагрузки. В работе [14] аналогичный эффект выявлен для колонн в составе сборно-монолитной конструкции многоэтажной рамы. В экспериментальных исследованиях [15,16] в конструкциях многоэтажных рам на арокном уровне напряженно-деформированного состояния конструкции ригелей отмечается образование наклонных трещин в колоннах при действии поперечной нагрузки, передаваемой с растянутой арматуры ригеля. Однако в заданных исследованиях не учитывалось влияние возраста бетона и релаксации напряжений, вследствие действия статических постоянных нагрузок.

Ранее в работах И.Е. Прокоповича [17], И.М. Безгодова [18,19] было отмечено, что в результате действия на бетон длительной статической нагрузки, уровень которой не превышает границу трещинообразования по Бергу, наблюдается упрочнение бетона с течением времени. Аналогичный эффект был отмечен в работах [20] при испытаниях образцов как при квазистатическом, так и при динамическом режиме нагружения. В исследованиях [21] отмечено ухудшение параметров сопротивления бетона, длительно эксплуатируемых конструкций динамическим и малоцикловым нагружениям высокой интенсивности. В то же время исследования прочности и деформативности железобетонных элементов при динамическом воздействии с учетом отмеченных факторов влияния длительности и уровня нагружения не проводилось.

Цель экспериментально-теоретических исследований состояла в выявлении влияния предыстории нагружения на несущую способность длительно нагруженных сжатых и внецентренно сжатых железобетонных элементов эксплуатируемых зданий и сооружений, подверженных динамическому догружению в результате аварийных воздействий, с учетом изменения прочности и деформативности бетона.

Метод

Модель сопротивления сжатых железобетонных элементов при эксплуатационных нагрузках и аварийных воздействиях.

Параметры равновесной билинейной диаграммы деформирования бетона (рисунок 1а) определяются из условия:

$$\varepsilon_{b,red} = 2\varepsilon_{b_0} - \frac{2}{R_b} \int_0^{\varepsilon_{b_0}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon; \quad E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b,red}}. \quad (1)$$

В (1) принята аппроксимация действительной диаграммы деформирования полиномом третьей степени $\sigma(\varepsilon) = E_{ct}\varepsilon + \alpha\varepsilon^2 + \beta\varepsilon^3$, который достаточно точно описывает поведение бетона вплоть до достижения относительной деформации ε_{b_0} .

Примем трапецевидную эпюру нормальных напряжений в сжатой зоне согласно рисунку 1в.

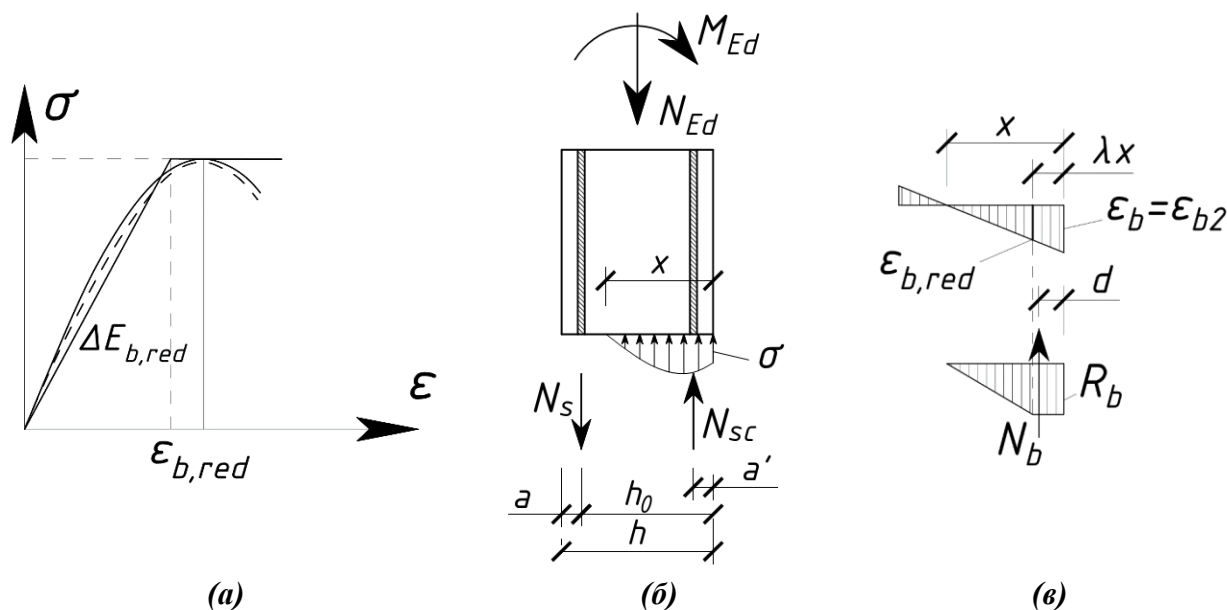


Рисунок 1 – К определению равновесной билинейной диаграммы деформирования бетона при квазистатическом и динамическом нагружении (а); к определению несущей способности внецентренно сжатых элементов на основе использования трапецевидной эпюры напряжений в сжатой зоне: б) схема усилий; в) принятые эпюры относительных деформаций и напряжений в сжатом бетоне

Тогда высота сжатой зоны может быть определена из условия:

$$N_{Ed} = \frac{R_b(x - \lambda x)b}{2} + R_b \lambda x b + \frac{\varepsilon_{b2}(x - a')}{x} \cdot E_s A_s' - \frac{\varepsilon_{b2}(h_0 - x)}{x} \cdot E_s A_s \quad (2)$$

где

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_{b,red}}{\varepsilon_{b2}} \quad (3)$$

Из (2) получим квадратное уравнение относительно высоты сжатой зоны x . Из решения которого получим:

$$\begin{aligned} x = & \left[N_{Ed} - A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} - A_{sc} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} + (N_{Ed}^2 + A_s^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 + A_{sc}^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 + 2 \cdot A_s \cdot E_s^2 \cdot A_{sc} \cdot \varepsilon_{b2}^2 + \right. \\ & - 2 \cdot A_s \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_{sc} \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot A_{sc} \cdot R_b \cdot a_{sc} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + \\ & \left. + 2 \cdot \lambda \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot \lambda \cdot A_{sc} \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot (R_b \cdot b + \lambda \cdot R_b \cdot b)^{-1} \end{aligned} \quad (4)$$

При этом при оценке усилий в сжатой арматуре проверяется условие:

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} E_s = \frac{\varepsilon_{b2}(x - a)}{x} E_s \leq R_s. \quad (5)$$

Для наиболее широко распространенных размеров сечений колонн с учетом условия (5) получим:

$$\begin{aligned} x = & \left[N_{Ed} - A_{cs} \cdot R_s - A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} + (N_{Ed}^2 + R_s^2 \cdot A_{sc}^2 - 2 \cdot R_s \cdot A_{sc} \cdot N_{Ed} + A_s^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{b2}^2 - 2 \cdot A_s \cdot E_s \cdot N_{Ed} \cdot \varepsilon_{b2} + \right. \\ & \left. + 2 \cdot A_s \cdot R_s \cdot E_s \cdot A_{sc} \cdot \varepsilon_{b2} + 2 \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b + 2 \cdot \lambda \cdot A_s \cdot R_b \cdot h_0 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{b2} \cdot b)^{\frac{1}{2}} \right] \cdot (R_b \cdot b + \lambda \cdot R_b \cdot b)^{-1} \end{aligned} \quad (6)$$

При этом граничная высота сжатой зоны с учетом принятой трапецевидной эпюры распределения напряжений примет вид:

$$x_{lim} = \xi_{lim} \cdot h_0, \quad (7)$$

где

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{b2}} \quad (8)$$

С учетом этого предельный изгибающий момент при расчетной продольной силе N_{Ed} :

$$M_{ult} = \left(\frac{R_b b x (1 - \lambda)}{2} + R_b b x \lambda \right) \cdot (h_0 - d) + \left(R_{sc} A'_s - \frac{N_{Ed}}{2} \right) \cdot (h_0 - a') \quad (9)$$

где

$$d = \frac{\frac{\lambda^2}{2} + \frac{(1-\lambda)}{2} \cdot \left(\lambda + \frac{(1-\lambda)}{3} \right)}{\lambda + \frac{1}{2}(1-\lambda)} \cdot x \quad (10)$$

Материалы и конструкции образцов для проведения экспериментальных исследований

Для выявления особенностей напряженно-деформированного состояния железобетонных внецентренно сжатых элементов при динамическом нагружении серия образцов включала 18 образцов-колонн $100 \times 100 \times 600$ мм, 6 образцов призм $100 \times 100 \times 400$ мм и 9 образцов-кубов $100 \times 100 \times 100$ мм.

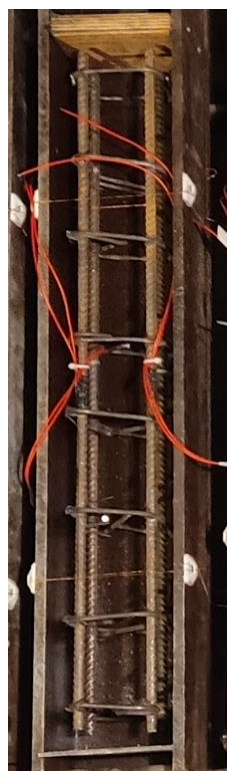
Образцы в виде кубов служили для предварительной оценки прочности бетона при осевом сжатии в возрасте 28, 90 и 270 суток, призмы для оценки призмной прочности бетона, модуля упругости и коэффициента Пуассона согласно методике ГОСТ 24452-2023. Часть образцов служили для определения несущей способности колонн при центральном и внецентренном сжатии в возрасте 90 суток. А также для настройки оборудования и установки фиксированного уровня начального нагружения $0.6 \cdot P$ для двухстадийных статико-динамических испытаний.

Материалы, использованные для изготовления образцов и подготовки каркаса приведены в таблице 1.

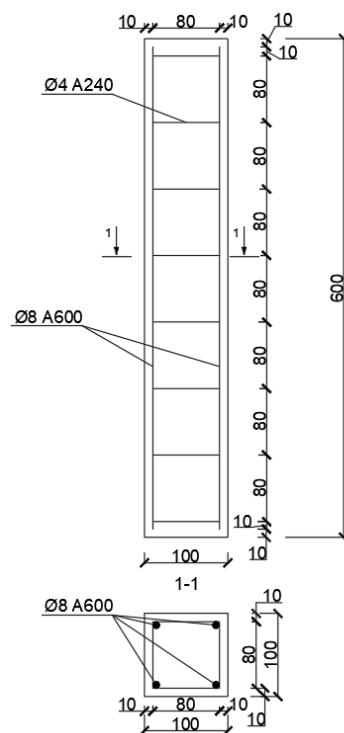
Таблица 1 – Состав бетонной смеси для изготовления экспериментальных образцов

Наименование	Масса на 1 м^3 , кг
Портландцемент 500-Д0 ГОСТ 10178-85	319
Песок мытый, фракции 2-2,5 мм	711
Щебень гранитный фракции 5-10 мм	1200
Вода	179
Суперпластификатор “Полипласт СП-1”	1,6

В качестве продольного армирования принята стальная арматура периодического профиля класс А500 диаметром 8 мм, для поперечного армирования - гладкая арматура класса А240 диаметром 4 мм (Рисунок 2). Расчётный процент армирования для всех образцов принят одинаковым и составляет 2%. Шаг поперечного армирование принят 80 мм. Размеры сечений, армирование и гибкость образцов приняты исходя из предельной нагрузки, создаваемой в испытательных установках в испытаниях на длительную нагрузку и последующее динамическое догружение.



(а)



(б)

Рисунок 2 - Железобетонные образцы: а) каркас в опалубке; б) схема армирования

Программа экспериментального исследования

Образцы в виде призм-колонн были разделены на 7 групп по 3 образца. Для каждой группы образцов был принят отдельный режим испытаний. Железобетонные внецентренно-сжатые элементы испытывались при малых начальных эксцентриситетах приложения нагрузки, которые для всех 7 групп образцов составляли 15 мм.

Для проведения испытаний на ползучесть железобетонные образцы в возрасте 90 суток устанавливались в специальный испытательный стенд, конструкция которого представлена на рисунке 3. Условия закрепления по концам испытываемых элементов – шарнирные. С учетом стальных пластин, закрепляемых по концам элементов для равномерной передачи нагрузки расчетная длина составляла 700 мм. Сосредоточенная нагрузка на образцы (60% от несущей способности) передавалась через стальные шарниры по обоим торцам испытываемого образца. После этого на основе показаний тензорезисторов выполнялось центрирование образца для достижения напряженно-деформированного состояния, соответствующего внецентренному сжатию в одной из плоскостей симметрии образца. Затем для образцов производилось нагружение до уровня нагрузки, равной $(60 \pm 5) \%$ от ожидаемого значения несущей способности колонны при внецентренном сжатии ступенями по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки со скоростью нагружения 3 ± 1 кН/с и выдержкой 4 минуты между ступенями. После достижения заявленного уровня нагрузки осуществлялась выдержка образцов в течение не менее, чем 180 суток согласно ГОСТ 24544-2020. На всем этапе измерения деформаций ползучести осуществлялся контроль постоянства уровня нагрузки с помощью манометра. В ходе испытаний фиксировались относительные деформации бетона и арматуры, а также прогиб в середине высоты внецентренно сжатого элемента.

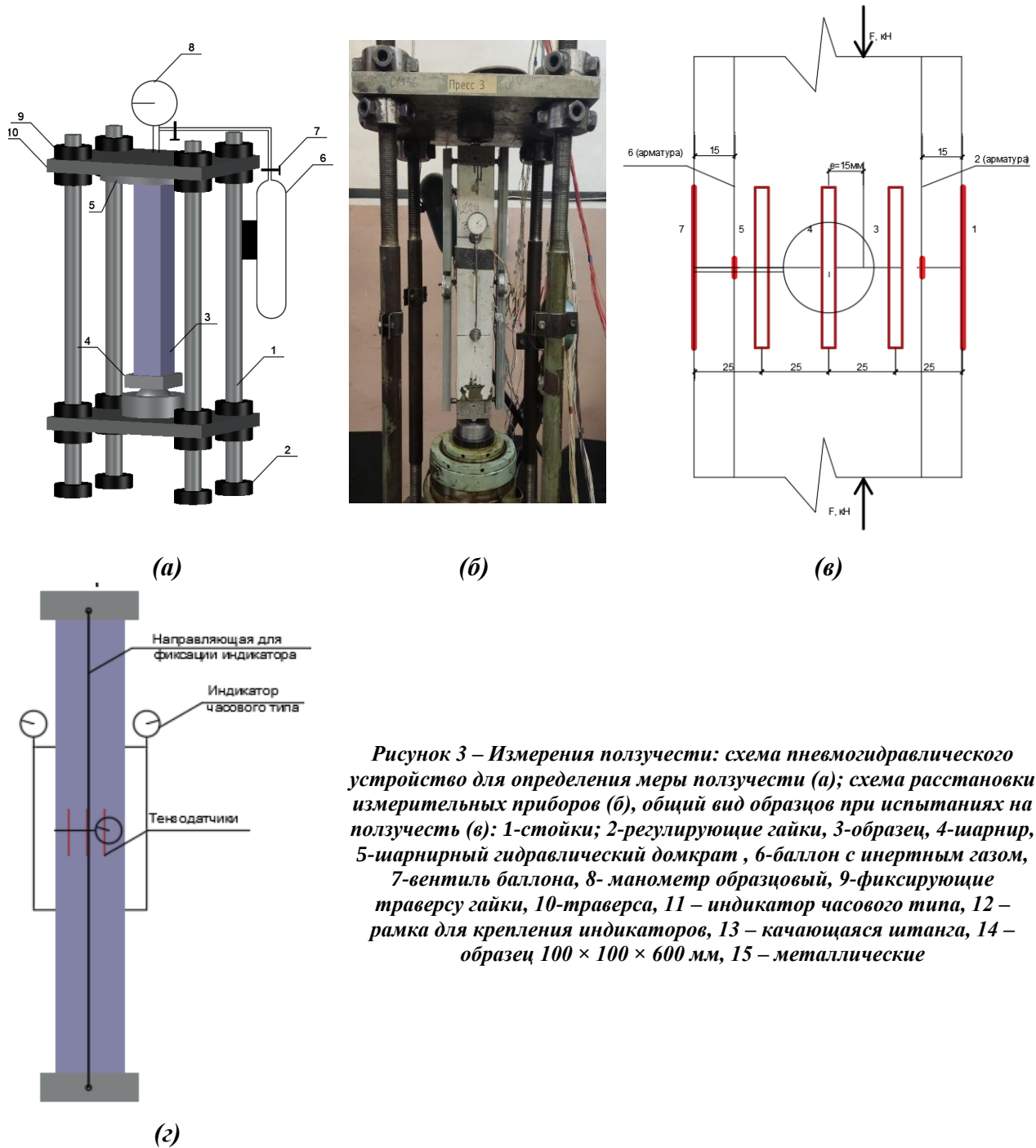


Рисунок 3 – Измерения ползучести: схема пневмогидравлического устройство для определения меры ползучести (а); схема расстановки измерительных приборов (б), общий вид образцов при испытаниях на ползучесть (в): 1-стойки; 2-регулирующие гайки, 3-образец, 4-шарнир, 5-шарнирный гидравлический домкрат, 6-баллон с инертным газом, 7-вентиль баллона, 8- манометр образцовый, 9-фиксирующие траверсу гайки, 10-траверса, 11 – индикатор часового типа, 12 – рамка для крепления индикаторов, 13 – качающаяся штанга, 14 – образец $100 \times 100 \times 600$ мм, 15 – металлические

Относительные деформации бетона определялись с помощью тензорезисторов TML PL-60-11, арматуры – TML FLA-3-11-1LJCT. Прогиб образцов с фиксировался помощью индикаторов часового типа с точностью 0,001 мм. Принципиальная схема расклейки тензорезисторов и установки индикаторов часового типа показано на рисунке 3. Показания тензорезисторов и индикаторов часового типа фиксировались непосредственно после приложения нагрузки, затем через 1 ч. Следующие снятия показаний производились через 1, 3, 7, 14 сут, последующие 6 недель – еженедельно, затем в течение 10 недель – один раз в 2 недели, и далее до конца испытаний – один раз в 4 недели.

Продолжительность испытания при определении деформаций ползучести составляла не менее 180 суток. Для определения меры ползучести из полных деформаций вычитались деформации усадки, определенные в ходе эксперимента.

Измерения деформаций усадки выполнялись по методике ГОСТ 24544-2020 на ненагруженных образцах в виде армированных призм $100 \times 100 \times 600$ мм начиная с возраста 90 суток. Образцы, испытываемые на усадку, находились в том же помещении, что и образцы, подверженные испытаниям на ползучесть. В помещении были созданы следующие условия: температура воздуха $t = 20 \pm 2$ °С, влажность 60 ± 5 %.

Деформации усадки фиксировались с помощью тензорезисторов и индикаторов часового типа с погрешностью 6-10 мкм. Отсчеты показаний деформаций усадки на ненагруженных образцах производились одновременно с определением деформаций ползучести с той же периодичностью и продолжительностью: непосредственно после загрузки, затем через 1 ч. Следующие снятие показаний производились через 1, 3, 7, 14 сут, последующие 6 недель - еженедельно, затем в течение 10 недель - один раз в 2 недели, и далее до конца испытаний - один раз в 4 недели. При этом начальный отсчет деформаций усадки производился непосредственно после загрузки образцов на ползучесть.

Испытания железобетонных внецентренно сжатых образцов при квазистатическом режиме испытаний выполнялось в универсальной машине INSTRON 1000 HDX. На первом этапе выполнялось центрирование образцов. Затем нагрузка прикладывалась ступенями по 10% от ожидаемого исчерпания несущей способности колонны. Относительные деформации фиксировались с помощью тензорезисторов на бетоне и арматуре, установленных согласно схеме на рисунке 3в. Измерение прогиба элемента выполнялось с помощью датчика перемещения CDP-25/Griff. Общий вид железобетонного элемента в испытательной установке представлен на рисунке 4.

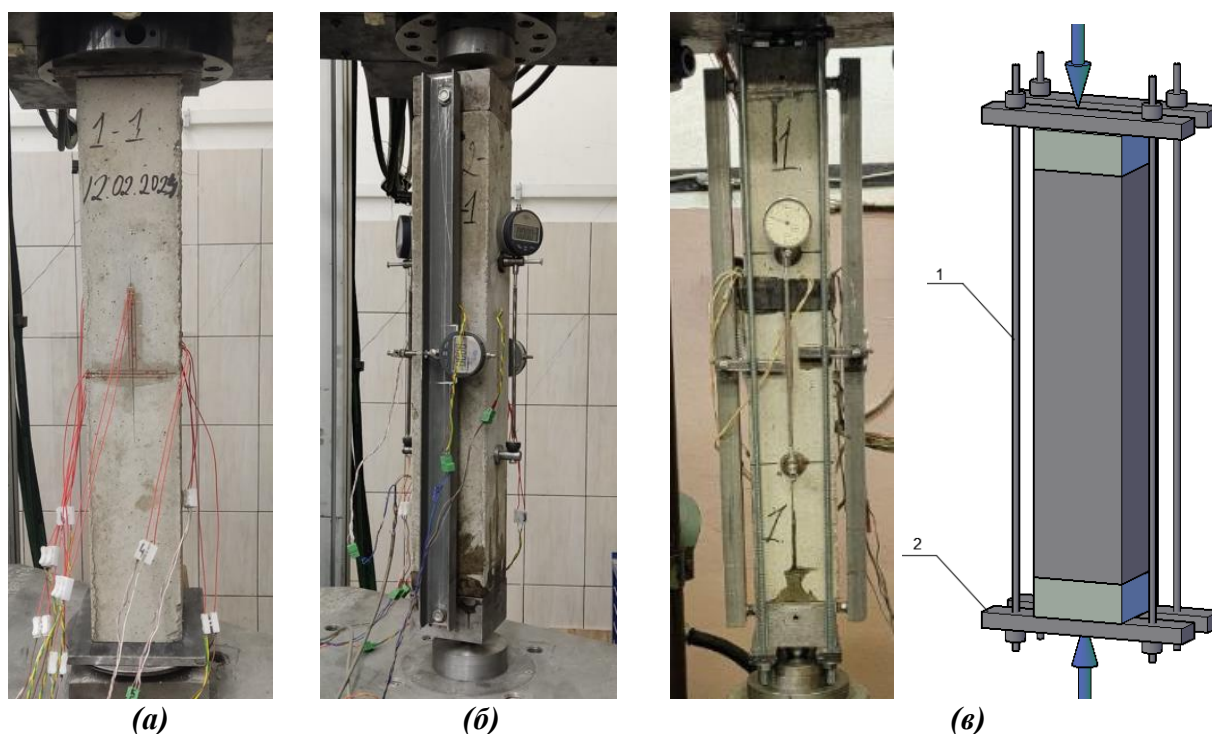


Рисунок 4 - Общий вид железобетонных элементов в универсальной машине INSTRON 1000 HDX при испытании на квазистатический режим нагружения а) центральное сжатие б) внецентренное сжатие; оснастка для ограничения деформаций растяжения в железобетонных образцах после снятия длительной статической нагрузки (в): 1 – шпильки, натягиваемые с помощью гаек; 2 – стальные пластины

Статико-динамические испытания производились для образцов в возрасте 270 суток. При этом половина образцов не была нагружена до проведения статико-динамических испытаний (соответствует режиму нагружения элементов сборных конструкций). Для оценки начального напряженно-деформированного состояния на момент статико-динамического нагружения в них измерялись деформации усадки бетона и относительные деформации в стальной арматуре.

Вторая группа образцов (соответствовала элементам монолитных конструкций) предварительно выдерживалась в течение 182 суток под длительной статической нагрузкой, составляющей 60 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Затем образцы второй группы помещались в серво-гидравлическую машину LabTest 6.500H.5.01.1. Для исключения разрушения образцов от растяжения при разгрузке после снятия длительной нагрузки они помещались в стальные обоймы, ограничивающие деформации растяжения (рисунок 4).

После завершения испытаний на длительное статическое нагружение железобетонные образцы помещались в универсальной динамической испытательной машины LabTest 6.500H.5.01.1 для проведения динамических или статико-динамических испытаний в соответствии с принятой программой испытаний. Образцы предварительно центрировались в испытательной машине, затем производилось нагружение до уровня нагрузки, равного (60 ± 5) % от ожидаемого значения несущей способности на внецентренное сжатие. Этот уровень нагрузки также соответствовал уровню нагрузок в образцах при их испытаниях на ползучесть. Таким образом, принятый режим испытаний позволял выявить влияние предистории нагружения элементов на их жесткость и несущую способность при двухэтапном статико-динамическом нагружении в аварийной ситуации.

Поскольку перед динамическим нагружением к образцам второй группы квазистатически прикладывалась нагрузка, соответствующая предварительным длительным испытаниям (моделирование режима нормальной эксплуатации элементов), а интервал времени между длительными и статико-динамическими испытаниями не превышал 10 минут, при том, что деформации растяжения ограничивались стальной обоймой, то данный режим испытаний соответствовал динамическому нагружению предварительно длительно нагруженных образцов без разгрузки. После достижения указанного уровня статической нагрузки осуществлялось непрерывное нагружение образца до разрушения при скорости изменения нагрузки 3 кН/с для квазистатического режима испытаний и 2800 кН/с для статико-динамического режима испытаний.

Результаты и обсуждение

Прочность и деформативность бетона и арматуры, использованных для изготовления железобетонных элементов

По результатам испытаний бетонных образцов и арматуры были установлены их фактические характеристики прочности и деформативности при квазистатическом режиме нагружения для бетона и при квазистатическом и динамическом режиме нагружения для арматуры.

Диаграммы деформирования бетона и арматурной стали, принятых для железобетонных элементов приведены на рисунке 5.

Средняя прочность бетонных образцов-призм составила 39,5 МПа, начальный модуль упругости и коэффициент Пуассона равны 33500 МПа и 0,18 соответственно. По результатам испытаний арматурных стержней А500 были установлено среднее значение условного предела текучести $R_{sm} = \sigma_{0,2} = 621$ МПа (относительная деформация – 0,00535) и временное сопротивление $R_{su} = 742$ МПа. Фактический модуль упругости составил 197500 МПа. При динамическом нагружении были установлено среднее значение условного предела текучести $R_{sm} = \sigma_{0,2} = 702$ МПа (относительная деформация – 0,00535) и временное сопротивление $R_{su} = 808$ МПа. Время динамических испытаний арматуры до разрушения составило 0,06 с.

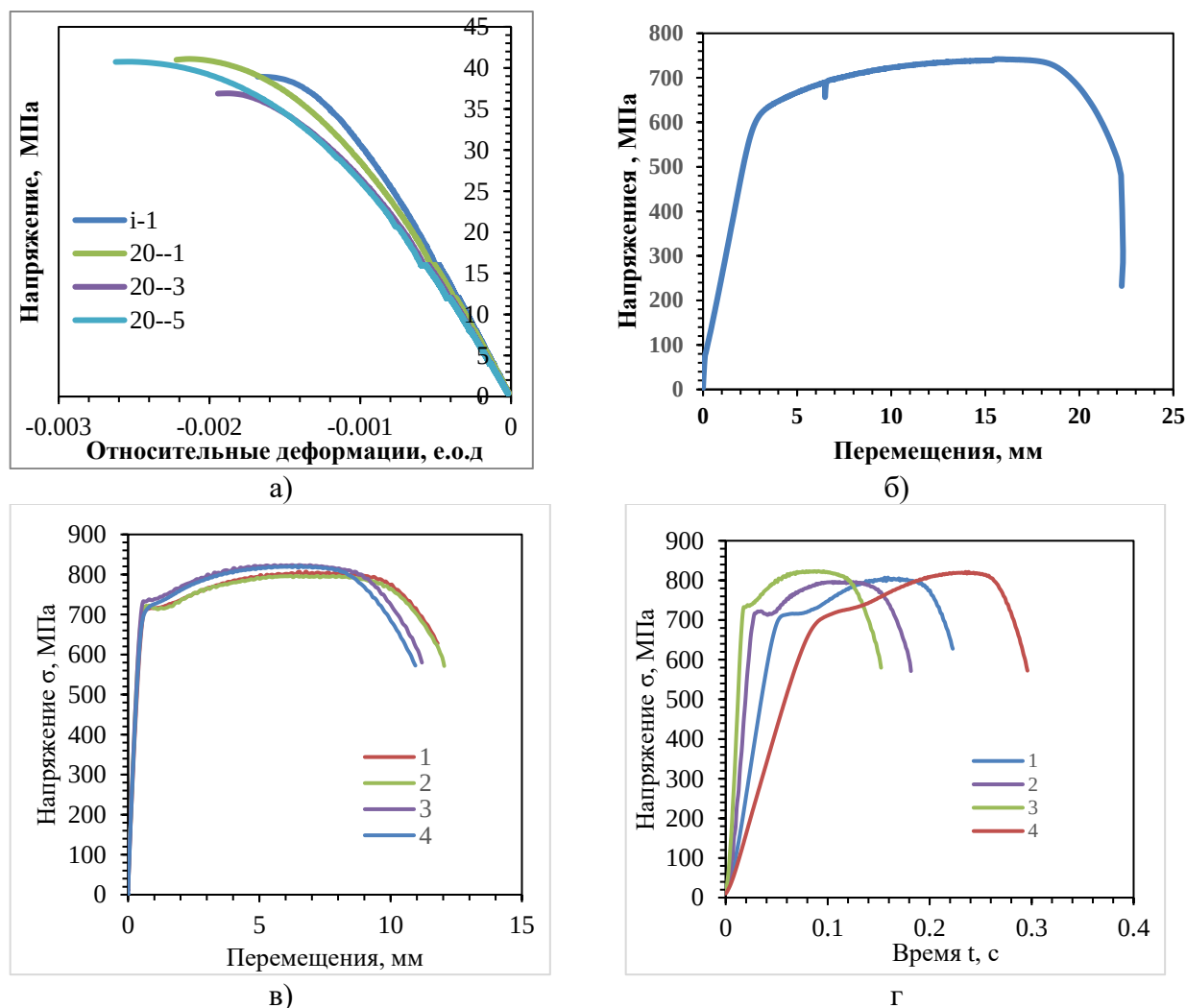


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования бетона и арматуры а) бетонные призмы при квазистатическом нагружении, б) стальная арматура диаметром 8 мм при квазистатическом нагружении, в, г) стальные арматуры при динамическом нагружении

Режимы нагружения и деформирования железобетонных элементов

При квазистатическом режиме нагрузка прикладывалась ступенчато по 10% от теоретической несущей способности, что соответствовало шагу 40 кН со скоростью нагружения 1 кН/с. На каждой ступени выполнялась выдержка в 3 минуты для снятия показаний прогибомеров и фиксации трещин. При статико-динамическом режиме нагружения к образцам с эксцентриситетом 15 мм квазистатически прикладывалась сосредоточенная сила, составляющая 60 % от теоретической несущей способности со скоростью 1 кН/с. Затем образец догружался динамической нагрузкой со скоростью 6000 ± 500 кН/с и доводился до разрушения. Среднее время разрушения при динамическом догружении составило 0,06 секунды.

В процессе испытаний на динамическое догружение были установлены следующие средние скорости относительных деформаций в бетоне и арматуре:

- в бетоне от $0,0027 \text{ с}^{-1}$ до $0,018 \text{ с}^{-1}$;
- в продольной арматуре от $0,0015 \text{ с}^{-1}$ до $0,013 \text{ с}^{-1}$.

Полученные скорости относительных деформаций согласуются с установленными в экспериментальных исследованиях отклика железобетонного каркаса здания при вынужденном удалении колонны [7].

Результаты исследования несущей способности железобетонных внецентренно сжатых элементов при различных режимах нагружения

Общий вид образцов по результатам испытаний при различных режимах нагружения представлен на рисунке 6.

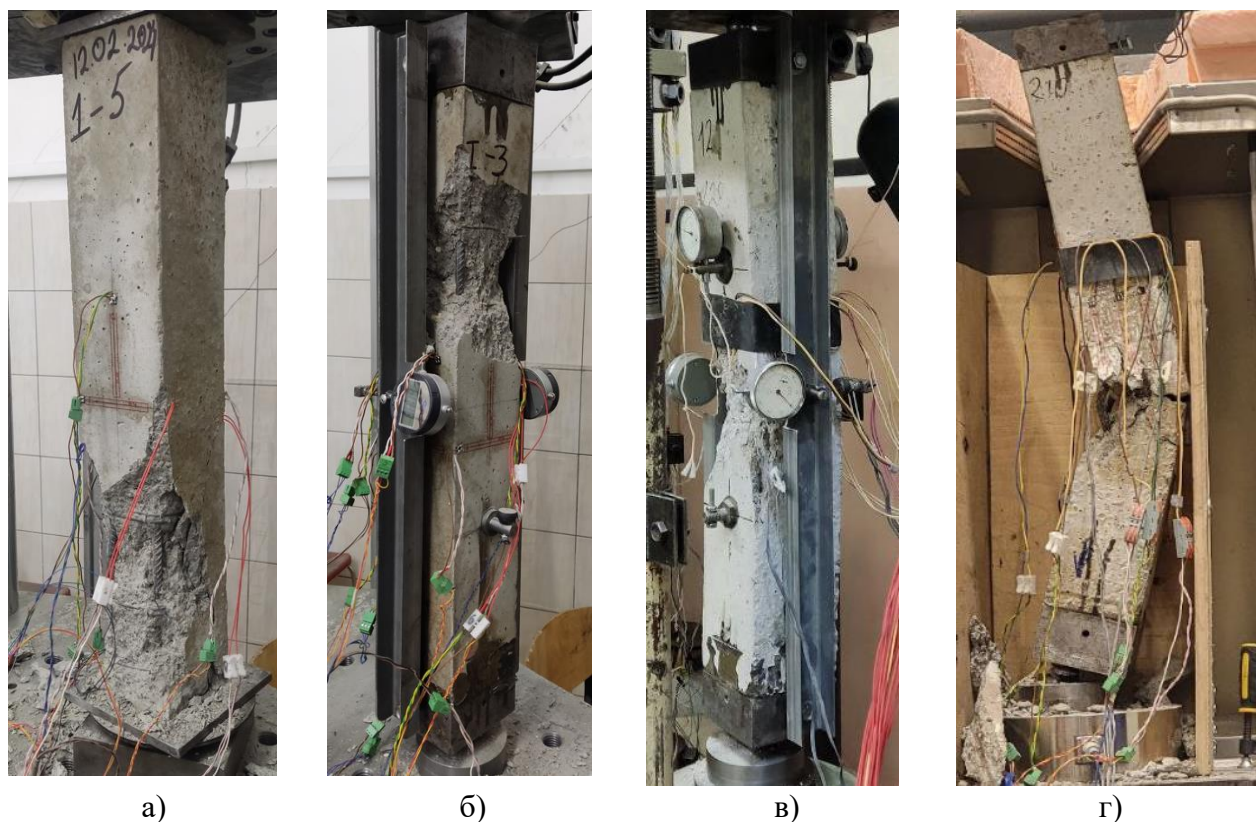


Рисунок 6 - Общий вид образцов после испытаний: а) при центральном сжатии, б) внецентренное сжатие при квазистатическом нагружении, в) внецентренное сжатие при квазистатическом догружении после ползучести, г) внецентренное сжатие при динамическом догружении после ползучести

В результате испытаний были выявлены следующие особенности разрушения образцов:

- при квазистатическом условно центральном сжатии в возрасте 90 суток наблюдалось разрушение всех образцов в опорном сечении по бетону
- при квазистатическом нагружении в возрасте 90 суток наблюдалось разрушение 2 образцов в 2/3 пролета и 1 образца в опорном сечении по бетону.
- при квазистатическом нагружении в возрасте 270 суток наблюдалось разрушение 2 образцов в пролете и 1 в опорном сечении по бетону.
- при квазистатическом нагружении в возрасте 270 суток с учетом выдержки в течение 182 суток при постоянной нагрузке на уровне 60 % от ожидаемой разрушающей наблюдалось разрушение всех образцов в середине пролета по бетону.
- при статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток с учетом предварительного длительного статического нагружения в течение 182 суток постоянной нагрузкой на уровне 60 % от ожидаемой разрушающей наблюдалось разрушение всех образцов в середине пролета по бетону.
- при статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы, на которых определялись деформации усадки) наблюдалось разрушение всех образцов в опорном сечении по бетону.

Результаты испытаний по всем режимам нагружения приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты испытаний

№	Маркировка образцов	Несущая способность F , кН	Предельная относительная деформация		Скорость относительной деформации		Прогиб f , мм
			ε_1 , е.о.д.	ε_2 , е.о.д.	$\dot{\varepsilon}_1$, с-1	$\dot{\varepsilon}_2$, с-1	
Квазистатическое нагружение	1-6	354	0,00284	0,0004			4,04
	4	343,44	0,00283	0,00062			3,93
	9	337,61	0,003386	0,000585			4,2
Статико-динамическое нагружение	3	385,1	0,002043	0,000286	0,0156	0,0010	3,67
	7	349,57	0,002096	0,000357	0,0127	0,0012	3,83
	11	364,63	0,00182	0,000473	0,0109	0,0023	3,76
Квазистатическое нагружение с учетом ползучести	6	331,8	0,00562	0,00047			2,81
	10	331,8	0,00611	0,000826			2,81
	12	319,95	0,00723	0,000373			3,5
Статико-динамическое нагружение с учетом ползучести	1	381,5	0,00105	0,0000874	0,0170	0,0014	4,58
	5	398,5	0,00162	0,00015	0,0256	0,0024	4,69
	8	357,59	0,00059	0,0000395	0,0120	0,0008	4,43

На рисунке 7 приведена диаграмма средних значений продольной силы и изгибающих моментов в середине высоты элементов при различных режимах нагружения.

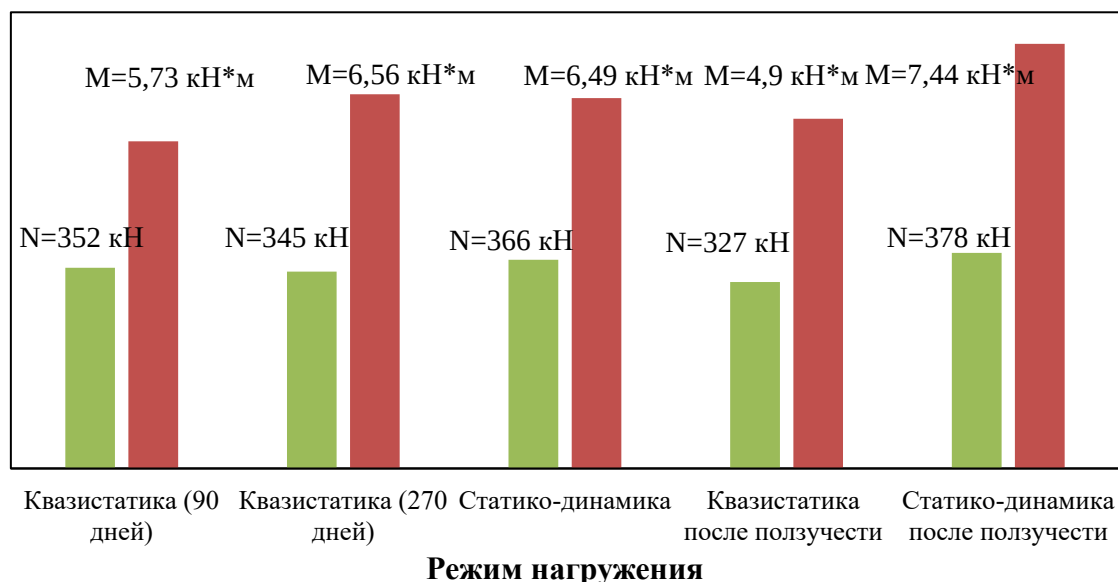


Рисунок 7 - Диаграмма средних значений продольной силы и изгибающих моментов в середине высоты элементов при различных режимах нагружения

Из рисунка 7 видно, что при испытании образцов на внецентренное сжатие в возрасте 270 суток разрушающая нагрузка уменьшилась на 2 % (с 352 до 345 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 12 % (с 5,73 до 6,56 кН*м) соответственно, по сравнению с образцами в возрасте 90 суток. При

статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы после измерения деформаций усадки) разрушающая нагрузка увеличилась на 3,8% (с 352 до 366 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 11,7 % (с 5,73 до 6,49 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток.

Для образцов, предварительно подвергавшихся действию длительной статической нагрузки в течение не менее чем 180 суток, при последующем квазистатическом нагружении разрушающая нагрузка уменьшилась на 7 % (с 352 до 327 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент уменьшился на 14 % (с 5,73 до 4,9 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток. При этом в результате испытания образцов, подвергавшихся статическому нагружению в течение не менее чем 180 суток, по результатам последующих статико-динамических испытаний установлено, что разрушающая нагрузка увеличилась на 6,8 % (с 352 до 378 кН) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом изгибающий момент увеличился на 22,9 % (с 5,73 до 7,44 кН*м) соответственно по сравнению с образцами в возрасте 90 суток.

На рисунке 8 приведена диаграмма относительной высоты сжатой зоны бетона в образцах при различных режимах испытаний.

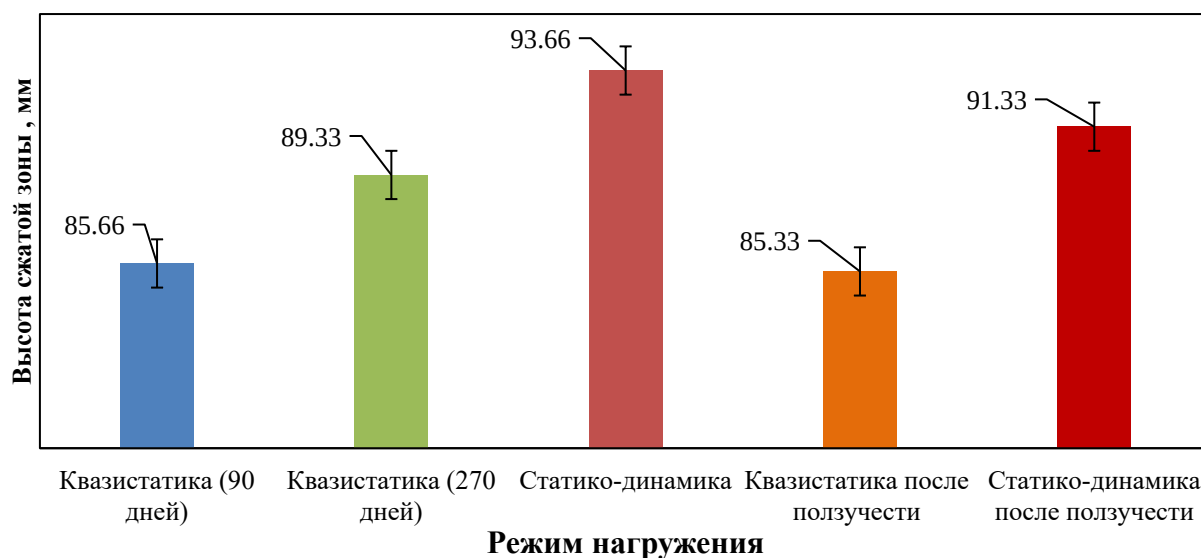


Рисунок 8 – Диаграмма относительной высоты сжатой зоны бетона при различных режимах нагружения

Из рисунка 8 видно, что при испытании образцов на внецентренное сжатие в возрасте 270 суток относительная высота сжатой зоны увеличилась на 4 % (с 85,66 до 89,33 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При статико-динамическом нагружении образцов в возрасте 270 суток (образцы после измерения деформаций усадки) относительная высота сжатой зоны увеличилась на 8,5 % (с 85,66 до 93,66 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток.

Для образцов, предварительно подвергавшихся действию длительной статической нагрузки в течение не менее чем 180 суток, при последующем квазистатическом нагружении относительная высота сжатой зоны не изменилась по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток. При этом в результате испытания образцов, подвергавшихся статическому нагружению в течение не менее чем 180 суток, по результатам последующих статико-динамических испытаний установлено, что относительная высота сжатой зоны увеличилась на 6,2 % (с 85,66 до 91,33 мм) по сравнению с результатами испытаний в возрасте 90 суток.

Установленные результаты связаны с упрочнением бетона и арматуры в результате квазистатического нагружения.

На рисунке 9 приведено сопоставление результатов расчета по предложенной модели, СП 63.13330.2018 и экспериментальных данных.

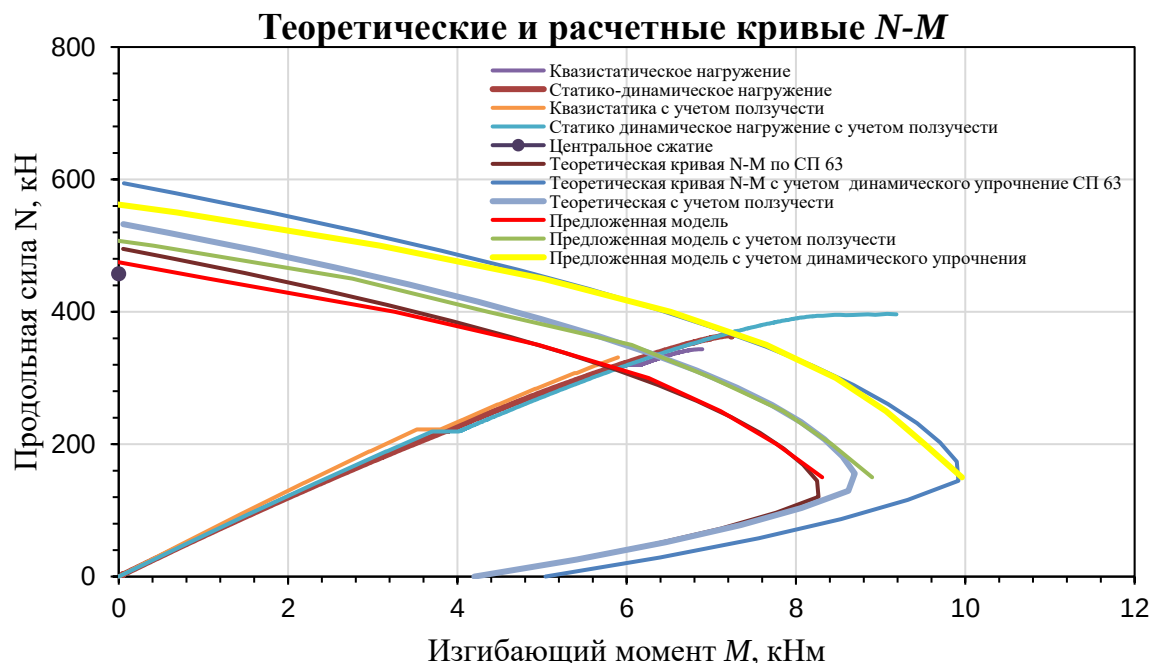


Рисунок 9 - Сопоставление результатов расчета по предложенной модели с экспериментальными данными для статико-динамического режима нагружения с учетом начального напряженно-деформированного состояния, вызванного длительным действием статической нагрузки

Заключение

В результате выполненных экспериментально-теоретических исследований сопротивления железобетонных внецентренно сжатых элементов при различных режимах нагружения установлено следующее:

1. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов, подверженных нагружению постоянной статической нагрузкой на уровне 60% от ожидаемой разрушающей, наблюдалось снижение разрушающей нагрузки в последующих квазистатических испытаниях, что было связано с догружением арматурных стержней в результате релаксации напряжений в бетоне при ползучести, а также ростом начального эксцентриситета приложения продольной силы на момент квазистатического приложения разрушающей нагрузки.

2. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов, подверженных нагружению постоянной статической нагрузке на уровне 60% от ожидаемой разрушающей, наблюдалось повышение разрушающей нагрузки в последующих статико-динамических испытаниях, что было связано с упрочнением арматурной стали и бетона при динамическом нагружении.

3. Для железобетонных внецентренно сжатых элементов разрушающая нагрузка при квазистатическом нагружении уменьшилась на 2%, при статико-динамическом нагружении увеличилась на 3,8%, при квазистатическом после длительной статической нагрузки уменьшилась на 7%, при статико-динамическом нагружении после длительной статической нагрузки увеличилась на 6,8% по сравнению результатами испытаний образцов в возрасте 90 суток.

4. Относительная высота сжатой зоны для железобетонных внецентренно сжатых элементов в возрасте 270 суток при квазистатическом нагружении увеличилась на 4%, при статико-динамическом нагружении увеличилась на 8,5%, при квазистатическом после

длительной статической нагрузки не изменилась при статико-динамическом нагружении после длительной статической нагрузки увеличилась на 6,2% по сравнению результатами испытаний образцов в возрасте 90 суток.

5. С использованием равновесных билинейных диаграмм деформирования бетона получено аналитическое выражение для оценки несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов при различных режимах нагружения. Сопоставлением с экспериментальными данными показано, что в области малых эксцентриситетов, близких к случайным, рассчитанные значения предельных изгибающих моментов меньше, чем по зависимостям из СП 63.13330.2018, и при этом ближе к результатам экспериментальных исследований.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // Железобетонные конструкции. 2023. № 2(2). С. 48–57.
2. Тамразян А.Г. К безопасному значению длительного нагружения сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2023. № 2(106). С. 80–89.
3. Кабанцев О.В., Дзюба П.В. Расчет прочности железобетонной колонны на двукратный продольный удар // Вестник ТГАСУ. 2004. № 1. С. 51–54.
4. Белов Н. Н., Югов Н. Т., Копаница Д. Г., Кабанцев О. В., Югов А. А., Овечкина А. Н. Анализ прочности моделей бетонных и железобетонных колонн при двукратном продольном ударе расчетно-экспериментальным методом // Вестник ТГАСУ. 2006. № 1. С. 10–19.
5. Колчунов В.И., Савин С.Ю. Устойчивость железобетонных каркасов зданий к начальному локальному разрушению // Известия вузов. Строительство. 2024. № 10. С. 50–64.
6. Savin S. Kolcunov V., Fedorova N., Tuyen V. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // Buildings. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908.
7. Sasaki M., Sagiroglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // Journal of Structural Engineering. 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.
8. Adam J.M. Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Mora J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // Engineering Structures. 2020. Vol. 210. P. 110414.
9. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физических нелинейных хрупких материалов // Промышленное и гражданское строительство. 1999. № 9. Р. 23–24.
10. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Издательство АСВ, 2014. 208 с.
11. Алмазов В.О., Као З.К. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. Москва: Издательство АСВ, 2014. 128 р.
12. Алмазов В.О., Плотников А.И., Расторгуев Б.С. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. 2011. № 2–1. Р. 16–20.
13. Pham A.T. Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // Magazine of Concrete Research. 2022. Vol. 74, № 16. P. 850–863.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S. Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // Buildings. 2024. Vol. 14, № 6. P. 1776.
15. Федорова Н.В., Московцева В.С., Савин С.Ю. Деформирование и разрушение железобетонных рам со сложнапряженными элементами в запредельных состояниях // Сборник научных трудов РААСН. Российская академия архитектуры и строительных наук, 2022. Том 2. – С. 458–468.
16. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. Vol. 93, № 1. Р. 74–84.
17. Прокопович И.Е., Кобринец В.М., Половец В.И., Твардовский И.А. Влияние режима приложения сжимающей нагрузки на длительное сопротивление бетона // Бетон и железобетон. 1991. № 6. С. 6–8.
18. Безгодов И.М. Длительная прочность и предельная деформативность высокопрочного старого бетона // Технологии бетонов. 2024. № 1(192). С. 27–31.

19. Цветков К.А., Баженова А.В., Безгоднов И.М. Проблема построения диаграммы деформирования бетона при однократном динамическом воздействии с учетом влияния предварительных напряжений от действия статической нагрузки // Вестник МГСУ. 2012. № 7.С. 152–158.
20. Savin S.Y., Sharipov M.Z. Nonlinear visco – elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies // Structures. 2025. Vol. 74. P. 108496.
21. Levitch V. et al. Seismic performance capacities of old concrete // 13 th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. 2004. P. 1–15

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. K ustojchivosti vnecentrenno szhatyh zhelezobetonnyh elementov s malym ekscentrisitetom s uchedom reologicheskikh svojstv betona [On the Stability of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements with a Small Eccentricity, Taking into Account the Rheological Properties of Concrete]. *Reinforced concrete structures*. 2023. No.2(2). Pp. 48–57. (rus.).
2. Tamrazyan A.G. K bezopasnomu znacheniyu dlitel'nogo nagruzheniya szhatyh zhelezobetonnyh elementov [To the safe value of long-term loading of compressed reinforced concrete elements] // *Building and Reconstruction*. 2023. No.2(106). Pp. 80–89. (rus).
3. Kabancev O.V., Dzyuba P.V. Raschet prochnosti zhelezobetonnoj kolonny na dvukratnyj prodol'nyj udar [Calculation of the strength of a reinforced concrete column on a twofold longitudinal impact] // *Vestnik TGASU*. 2004. No.1. Pp. 51–54. (rus).
4. Belov N. N., YUgov N. T., Kopanica D. G., Kabancev O. V., YUgov A. A., Ovechkina A. N. Analiz prochnosti modelej betonnyh i zhelezobetonnyh kolonn pri dvukratnom prodol'nom udare raschetno-eksperimental'nym metodom [Strength analysis of concrete and reinforced concrete column models under double longitudinal impact by design-experimental method] // *Vestnik TGASU*. 2006. No. 1. Pp. 10–19. (rus).
5. Kolchunov V.I., Savin S.YU. Ustojchivost' zhelezobetonnyh karkasov zdaniy k nachal'nomu lokal'nomu razrusheniyu [Stability of reinforced concrete building frames to initial localized failure] // *Izvestiya vuzov. Construction*. 2024. No 10. Pp. 50–64. (rus).
6. Savin S. Kolchunov V., Fedorova N., Tuyen V. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario // *Buildings*. 2023. Vol. 13, № 4. P. 908.
7. Sasaki M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // *Journal of Structural Engineering*. 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.
8. Adam J.M. Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Mora J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210. P. 110414.
9. Geniev G.A. O dinamicheskikh effektah v sterzhnevyykh sistemah iz fizicheskikh nelinejnyh hрупких материалов [On dynamic effects in rod systems made of physical non-linear brittle materials] // *Industrial and civil engineering*. 1999. No. 9. Pp. 23–24. (rus).
10. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Buhtiyarova A.S. ZHivuchest' zdaniy i sooruzhenij pri zaproektnykh vozdejstviyah. [Survivability of buildings and structures under non-design impacts]. Moscow: ACB, 2014. 208 p. (rus).
11. Almazov V.O., Kao Z.K. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnyh mnogoetazhnyh karkasov. [Dynamics of progressive failure of monolithic multistory frames] Moscow: ACB, 2014. 128 p. (rus).
12. Almazov V.O., Plotnikov A.I., Rastorguev B.S. Problemy soprotivleniya zdaniy progressiruyushchemu razrusheniyu [Problems of buildings resistance to progressive collapse] // *Vestnik MGSU*. 2011. No. 2–1. Pp. 16–20. (rus).
13. Pham A.T. Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74, № 16. P. 850–863.
14. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S. Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // *Buildings*. 2024. Vol. 14, № 6. P. 1776.
15. Fedorova N.V., Moskovtseva V.S., Savin S.Yu. Deformirovanie i razrushenie zhelezobetonnyh ram so slozhnonapryazhennymi elementami v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Deformation and destruction of reinforced concrete frames with complexly stressed elements in transcendent states]. *Collection of scientific papers of the RAASN. Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2022. Vol. 2. Pp. 458–468. (rus).
16. Il'yushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Treshchinostojkost' prednapryazhennyh zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyykh konstrukcij pri osobyykh vozdejstviyah [Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame-core structures under special influences]. *Building and Reconstruction*. 2021. No. 1(93). Pp. 74–84. (rus).
17. Prokopovich I.E., Kobrinec V.M., Polovec V.I., Tvardovskij I.A. Vliyanie rezhima prilozheniya szhimayushchej nagruzki na dlitel'noe soprotivlenie betona [Effect of compressive load application mode on the long-term resistance of concrete] // *Concrete and reinforced concrete*. 1991. No. 6. Pp. 6–8. (rus).
18. Bezgodov I.M. Dlitel'naya prochnost' i predel'naya deformativnost' vysokoprochnogo starogo betona [Long-term strength and ultimate deformability of high-strength old concrete] // *Concrete Technology*. 2024. No 1. (192). Pp. 27–31. (rus).

19. Cvetkov K.A., Bazhenova A.V., Bezgodov I.M. Problema postroeniya diagrammy deformirovaniya betona pri odnokratnom dinamicheskom vozbuzhdenii s uchetom vliyaniya predvaritel'nyh napryazhenij ot dejstviya staticheskoy nagruzki [The problem of construction of concrete deformation diagram under a single dynamic action taking into account the influence of pre-stresses from static loading] // *Vestnik MGSU*. 2012. No 7. Pp. 152–158. (rus).
20. Savin S.Y., Sharipov M.Z. Nonlinear visco – elastic behavior of concrete under static-dynamic loading: Experimental and numerical studies // *Structures*. 2025. Vol. 74. P. 108496.
21. Levchitch V. et al. Seismic performance capacities of old concrete // *13 th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada. 2004. Pp. 1–15.

Информация об авторах:

Савин Сергей Юрьевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Шарипов Манонходжа Зарифходжаевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций

E-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

Московцева Виолетта Сергеевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия, кандидат технических наук, преподаватель кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования.

E-mail: lyavetka1@mail.ru

Information about authors:

Savin Sergey Yu.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical science, associate professor of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Sharipov Manonkhodja Z.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

Post graduate student of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

F-mail: manonkhoja.sh@bk.ru

Moskovtseva Violetta S.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical science, lecturer of the Department of Engineering Graphics and Computer Modeling.

E-mail: lyavetka1@mail.ru