

С.Ю. САВИН^{1,2}, М.Д. МЕДЯНКИН¹, М.З. ШАРИПОВ¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия²ФГБУ "Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук", г. Москва, Россия

ДЕФОРМИРОВАНИЕ ФИБРОБЕТОНА ПРИ ОДНОКРАТНОМ ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ НАЧАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

Аннотация. Анализ представленных в научной литературе экспериментальных исследований указывает на то, что прочность и деформативность фибробетона при его динамическом догружении может зависеть от начального уровня напряжений, вызванных предварительно приложенной статической нагрузкой. В связи с этим целью данного исследования являлось построение усовершенствованных моделей деформирования фибробетона эксплуатируемых фиброжелезобетонных конструкций несущих систем зданий и сооружений при их динамическом догружении с учетом нелинейно упругого закона деформирования материала на этапе нагружения статической нагрузкой, а также изменения параметров вязкого сопротивления в процессе нагружения. В качестве модели силового сопротивления фибробетона нагруженных фиброжелезобетонных конструкций при их динамическом догружении, вызванном аварийной ситуацией, принята модель Кельвина - Фойгта для упруго-вязкого тела. На основании принятой модели получено аналитическое решение дифференциального уравнения одноосного сжатия фибробетона при его однократном динамическом догружении с произвольного уровня действующих в нем начальных напряжений от предварительно приложенной статической нагрузки. Предложен шагово-итерационный подход к определению параметров диаграмм состояния фибробетона при статико-динамических режимах нагружения. Анализ полученных зависимостей между напряжениями и деформациями показывает, что увеличению уровня начальных напряжений, действующих в сжатом бетонном элементе на момент приложения к нему динамической нагрузки, приводит к снижению динамической прочности бетона при одних и тех же параметрах воздействия.

Ключевые слова: фибробетон, динамическое воздействие, деформационная модель, динамическое упрочнение, упруго-вязкое тело, модель Кельвина-Фойгта, нелинейная упругость, статическое нагружение.

S.Yu. SAVIN^{1,2}, M.D. MEDYANKIN¹, M.Z. SHARIPOV¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia²Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

DEFORMATION OF FIBER CONCRETE UNDER A SINGLE DYNAMIC IMPACT TAKING INTO ACCOUNT THE INFLUENCE OF INITIAL STRESSES FROM THE STATIC LOAD

Abstract. An analysis of the experimental studies presented in the scientific literature indicates that the strength and deformability of fiber-reinforced concrete under dynamic additional loading may depend on the initial level of stresses caused by a preliminarily applied static load. In this regard, the purpose of this study was to build improved models of fiber-reinforced concrete deformation of operated fiber-reinforced concrete structures of bearing systems of buildings and structures during their dynamic additional loading, taking into account the nonlinearly elastic law of material deformation at the stage of loading with a static load, as well as changes in the parameters of viscous resistance during loading. As a model of the force resistance of fiber-reinforced concrete of loaded

fiber-reinforced concrete structures during their dynamic additional loading caused by an emergency situation, the Kelvin-Voigt model for an elastic-viscous body was adopted. On the basis of the adopted model, an analytical solution of the differential equation of uniaxial compression of fiber-reinforced concrete was obtained under its single dynamic additional loading from an arbitrary level of initial stresses acting in it from a previously applied static load. A step-iterative approach to determining the parameters of state diagrams of fiber-reinforced concrete under static-dynamic loading conditions is proposed. An analysis of the obtained dependences between stresses and strains shows that an increase in the level of initial stresses acting in a compressed concrete element at the moment a dynamic load is applied to it leads to a decrease in the dynamic strength of concrete with the same impact parameters.

Keywords: *fiber-reinforced concrete, dynamic action, deformation model, dynamic hardening, elastic-viscous body, Kelvin-Voigt model, nonlinear elasticity, static loading.*

1 Введение

Анализ случаев прогрессирующего обрушения зданий и сооружений, таких как обрушение федерального здания Альфреда Муррея (Оклахома сити, США, 1995 г.) в результате подрыва грузовика, начиненного взрывчаткой [1], или частичное обрушение комплекса Champlain Towers South (Флорида, США, 2021 г.), вызванное нарушениями эксплуатации и накоплением повреждений, показывает, что при выходе из строя одной из несущих конструкций другие элементы несущей системы здания, располагающиеся в смежных пролетах или над вышедшей из строя конструкцией, подвергаются динамическому догружению. Нелинейный динамический анализ прогрессирующего обрушения здания Альфреда Муррея, выполненное [2], продемонстрировал сходство в динамике и картине обрушения модели и реального здания при времени раздробления колонны первого этажа равном $t = 0.3 - 0.4$ с. Аналогичный эффект отмечен в натурных испытаниях здания отеля Сан Диего в Калифорнии, выполненных М. Sasani и S. Sagioglu [3]. Ими были зафиксированы динамические эффекты в верхних сечениях колонн первого этажа, находящихся в одном пролете с удаляемой колонной. Время достижения наибольшей деформации на первой полуволне колебаний составило 0,1 с. Процесс колебаний быстро затухал по истечению 3-4 циклов полных колебаний, о чем свидетельствовали полученные диаграммы изменения деформаций во времени.

Аналогичные результаты были получены в опытах на масштабных моделях железобетонных рам, нагружаемых гравитационной нагрузкой через рычажную систему с учетом резкой смены скорости нагружения в работах Федоровой Н.В. и Коренькова П.А. [4], Колчунова В.И., Ву Н.Т., Коренькова П.А. [5] и др. Полученные в этих исследованиях скорости деформирования указывают на необходимость учета динамического упрочнения бетона и стальной арматуры конструкций и изменения параметров его деформативности при оценке живучести железобетонных несущих систем зданий и сооружений, подверженных особым аварийным воздействиям в виде внезапного выключения колонны из силового сопротивления несущей системы здания или сооружения.

Исследованиям динамической прочности и деформативности бетона посвящены многочисленные исследования, среди которых можно отметить работы Баженова Ю.М. [6], Гениева Г.А. [7], Nam et al. [8], Wenxuan Yu, Liu Jin и Xiuli Du [9] и др.

В указанных исследованиях были получены зависимости для коэффициентов динамического упрочнения бетона при однократных динамических испытаниях, однако в процессе испытаний не учитывалось наличие начальных напряжений, характерных для несущих элементов эксплуатируемых конструкций зданий. Несущая способность нагруженных железобетонных и фиброжелезобетонных элементов при поперечном ударе исследовалась в работах Плевкова В.С. [10,11], Копаницы Д.Г. [12,13], Уткина Д.Г. [14]. Испытанные ими модели в большей степени соответствуют реальной работе несущих конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Однако при анализе результатов

деформирования и разрушения образцов по-прежнему был использован подход, заключающий в раздельной оценке сопротивления при условно статическом и динамическом режимах нагружения. Переход от параметров прочности и деформативности при условно статическом нагружении выполнялся путем умножения на коэффициенты пропорциональности, являющиеся функциями скоростей напряжений. Однако следует заметить, что данные коэффициенты были получены в результате однократных динамических испытаний, не учитывающих влияния начальных напряжений от предварительной приложенной статической нагрузки.

В работах Колчунова В.И., Клюевой Н.В., Андросовой Н.Б., Бухтияровой А.С. [15], Цветкова К.А., Баженова А.В., Безгодова И.М. [16] были высказаны предположения о влиянии начального уровня напряжений от статической нагрузки на параметры диаграмм деформирования бетона при однократном динамическом воздействии.

Wenxuan Yu, Liu Jin и Xiuli Du [9] было исследовано деформирование объемных конечно-элементных моделей стандартных бетонных кубов при однократном динамическом нагружении с некоторого уровня начальных напряжений от статически приложенной нагрузки. Особенностью использованных ими моделей было дискретное задание крупного заполнителя, случайным образом заполняющего объем образца. Контактное взаимодействие элементов модели крупного заполнителя с цементно-песчаной матрицей моделировалось переходной контактной поверхностью. Для учета динамического упрочнения бетона (DIF) при его однократном динамическом нагружении использовались эмпирические зависимости, связывающие эту величину со скоростью деформаций. Результаты моделирования свидетельствовали о связи между параметрами деформирования при однократным динамическом нагружении и уровнем начальных напряжений в образце от статически приложенной нагрузки.

Для более строго описания качественной стороны деформирования нагруженных железобетонных элементов эксплуатируемых зданий и сооружений в работах В.И. Колчунова и др. [15] и Н.В. Федоровой [17,18] был предложен новый тип диаграмм состояния материала для рассматриваемого режима нагружения, названного авторами статико-динамическим. В качестве основы для построения диаграмм деформирования при статико-динамическом нагружении авторами были использованы деформационные зависимости, предложенные в работах Г.А. Гениева, и модель Кельвина – Фойгта для упруго-вязкого тела. В ряде исследований, выполненных в развитие данного подхода [17], для упругого элемента модели вязкоупругого тела использовались линейные зависимости между напряжениями и деформациями. Анализ экспериментальных данных, представленных в [18] указывает также и на то, что параметры вязкого сопротивления материала изменяются в процессе нагружения испытываемых образцов. Это обстоятельство может иметь важное практическое значение, поскольку изменения в структуре бетона и фибробетона, вызванные развитием микротрещин, способны привести к изменениям и в его диссипативных свойствах при динамическом нагружении.

В связи с этим целью данного исследования являлось экспериментальное исследование деформирования фибробетона при однократном динамическом воздействии с учетом начальных напряжений от статической нагрузки, а также построение усовершенствованных моделей деформирования фибробетона эксплуатируемых фиброжелезобетонных конструкций несущих систем зданий и сооружений при их динамическом догружении с учетом нелинейно упругого закона деформирования материала на этапе нагружения статической нагрузкой и изменения параметров вязкого сопротивления в процессе нагружения.

2 Экспериментальные исследования деформирования фибробетона при однократном динамическом воздействии

2.1 Образцы для проведения испытаний

Для выявления особенностей деформирования фибробетона при однократном динамическом воздействии с учетом наличия начальных напряжений, вызванных предварительно приложенной статической нагрузкой, была изготовлена и испытана серия образцов, включающая 6 образцов-кубов размерами 10×10×10 см и 9 образцов-призм 7×7×28 см. материалы, принятые для изготовления фибробетонных образцов, приведены в таблице 1. Принятые пропорции материалов без учета стальной фибры должны были соответствовать классу бетона по сжатию В30.

Таблица 1 - Материалы для изготовления фибробетонных образцов

Наименование	Масса на 1м ³ , кг
Портландцемент 500-Д0 ГОСТ 10178-85	360
Песок мытый, фракции 2-2,5 мм	950
Щебень гранитный фракции 5-10 мм	950
Вода	190
Стальная фибра	47,1

Заполненные фибробетонной смесью формы с образцами помещались на вибрационный стол для уплотнения. После уплотнения бетонной смеси, готовые образцы помещались в камеру нормального твердения, в которой выдерживались в течение 28 дней при температуре 20 ± 2 °C и относительной влажности $95 \pm 5\%$. После чего не менее 30 дней длилось кондиционирование образцов. Общий вид образцов подготовленных к испытаниям представлен на рисунке 1.



Рисунок 1 – Фибробетонные образцы приготовленные для испытаний

2.2 Методика проведения испытаний образцов

Испытания фибробетонных призм на однократное динамическое воздействие с учетом начальных напряжений, вызванных предварительно приложенной статической нагрузкой, выполнялись на универсальной динамической испытательной машине LabTest 6.500H.5.01.1 (рисунок 2,а), позволяющей создавать максимальную испытательную нагрузку до 500 кН. Значения продольных и поперечных деформаций фибробетонных призм фиксировались с помощью тензорезисторных датчиков ВХ-120-30АА с измерительной базой датчиков 30 мм. Регистрация показаний тензорезисторов осуществлялась при помощи оборудования NI PXIe-1082 с частотой дискретизации до 10 кГц. Помимо датчика силы встроенного в испытательную машину LabTest использовался дублирующий датчик силы DYLF-102, с предельной допустимой нагрузкой – 500 кН.

Серия образцов из 9 призм была разделена на три равные группы, которые соответственно испытывались на однократное динамическое воздействие с учетом начальных напряжений, вызванных предварительно приложенной статической нагрузкой (группа 1); однократное квазистатическое нагружение (группа 2) и однократное динамическое нагружение с условного уровня начальных напряжений $\sigma = 0$ МПа (группа 3). Уровень начальных напряжений для режимного нагружения образцов 1 группы принимался одинаковым для всех трех образцов и был равен $(60 \pm 5) \%$ от ожидаемого предела прочности призм при их квазистатическом нагружении. Такой уровень начальных напряжений принят, исходя из анализа максимального уровня напряжений в несущих элементах железобетонных каркасов зданий и сооружений от действия эксплуатационной нагрузки. При таком уровне напряжений в бетоне начинают интенсивно расти трещины между цементным камнем и заполнителем, и начинают появляться трещины непосредственно в цементном камне [18].

Для проведения испытаний производилось центрирование образцов в испытательной машине. Задавалось начальное усилие обжатия образца на уровне не более 2% от ожидаемой разрушающей нагрузки, которое в последующем принималось за условный нуль. Затем для образцов 1 группы производилось нагружение до уровня нагрузки, равной $(60 \pm 5) \%$ от ожидаемого предела прочности на осевое сжатие ступенями по 10% от ожидаемого предела прочности на осевое сжатие со скоростью нагружения $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с и выдержкой 2 минуты между ступенями. После достижения заявленного уровня напряжений осуществлялось непрерывное нагружение образца до разрушения при постоянной скорости нарастания напряжений 500-800 МПа/с. Испытание образцов 2 группы при квазистатическом нагружении выполнялось с условного нуля ступенями по 20% от ожидаемого предела прочности на осевое сжатие со скоростью нагружения $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с и выдержкой 2 минуты между ступенями. Образцы 3 группы испытывались от уровня условного нуля путем однократного нагружения со скоростью нарастания напряжений 500-800 МПа/с до разрушения.

Для предварительной оценки предела прочности фибробетонных призм при одноосном квазистатическом сжатии были выполнены испытания 6 контрольных фибробетонных кубов на гидравлическом прессе МС-1000 с диапазоном измерений 0 до 1000 кН (рисунок 2,б) согласно методике ГОСТ 10180-2012 со скоростью нагружения $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с.

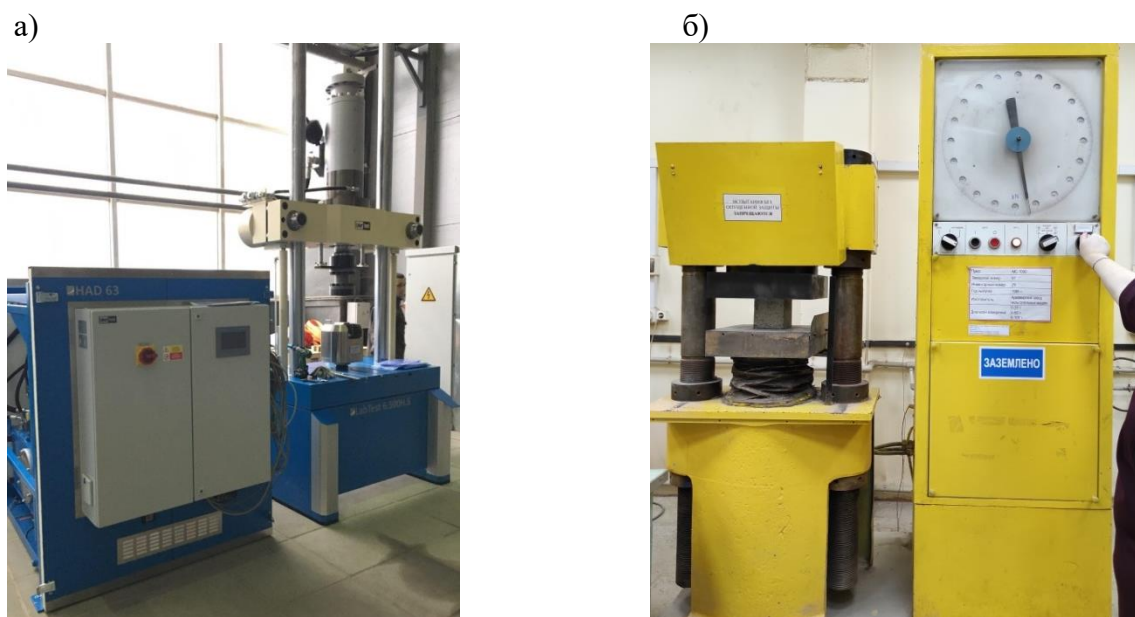


Рисунок 2 – Оборудование для испытания фибробетонных образцов: универсальная динамическая испытательная машина LabTest 6.500H.5.01.1 (а); гидравлический пресс МС-1000 (б)

2.3 Результаты испытаний и их анализ

Испытаниями контрольных фибробетонных образцов-кубов на квазистатическое нагружение был установлен их фактический класс прочности по сжатию в соответствии с ГОСТ 18105-2018: $V_{\phi} = 0,8R = 0,8 \cdot 60,46 = 48,37$ МПа. На основании этого для целей исследования был принят класс фибробетона по прочности на сжатие B45. Результаты испытания кубов из фибробетона приведены в таблице 2. Общий вид образцов-кубов по результатам испытаний представлен на рисунке 3. В отличие от бетонных образцов-кубов [17,18] на поверхности разрушенных фибробетонных кубов трещины визуально были менее заметны.

Таблица 2 – Результаты испытаний контрольных образцов кубов

№ образца	Длина а, мм	Ширина b, мм	Высота h, мм	Масса m, гр	Разрушающая нагрузка F, кН	Предел прочности R_0 , МПа	Средний предел прочности $\bar{R}$, МПа
1	100	102	100	2428	602	59,02	60,46
2	102	100	998	2432	614	60,2	
3	102	100	101	2473	602	59,02	
4	103	103	100	2434	644	60,7	
5	100	100	103	2459	562	56,2	
6	100	100	101	2441	676	67,6	

При испытании фибробетонных призм при трех различных режимах нагружения были выявлены одинаковые механизмы разрушения образцов (рисунок 3,б,в). Однако наблюдались различия в параметрах прочности и деформативности фибробетона в зависимости от режима нагружения. На рисунке 4 представлены диаграммы состояния фибробетона при рассмотренных режимах нагружения для образцов №3, №5, №9 в безразмерных координатах $\varphi = \sigma/R_{bp}$, $\gamma = \varepsilon/\varepsilon_b$. Данные испытаний по всем образцам представлены в таблице 3.

а)



б)



в)



Рисунок 3 – Общий вид образцов по результатам испытаний: кубы (а); призма в испытательной машине (б); общий вид призмы (в)

Анализ диаграмм состояния фибробетона при различных режимах нагружения, представленных на рисунке 4, свидетельствует о следующем: предел прочности фибробетонных призм при однократном динамическом нагружении с уровня начальных

напряжений от статической нагрузки $\sigma = 0$ МПа на 28 % превышает предел прочности, полученный по результатам испытания на квазистатическое нагружение. При этом деформации, соответствующие динамическому пределу прочности, на 20% превышают аналогичные значения для квазистатического нагружения. При испытании фибробетонных призм на однократное динамическое воздействие с уровня начальных напряжений $\sigma = 0.6 \cdot R_{bn}$ от ожидаемого предела прочности на одноосное квазистатическое сжатие предел прочности и соответствующая ему деформация превышали на 19 % и 13 % аналогичные значения для результатов испытаний на однократное квазистатическое нагружение. Предел прочности и соответствующая ему деформация при однократном динамическом воздействии с учетом начальных напряжений $\sigma = 0.6 \cdot R_{bn}$ от предварительно приложенной статической нагрузки оказались на 32,1 % и 35 % ниже, чем аналогичные значения по результатам динамических испытаний без учета начальных напряжений.

Таблица 3 – Результаты испытаний фибробетонных призм при различных режимах нагружения

Параметр	Статическое нагружение			Статико-динамическое нагружение при $\sigma = 0.6 \cdot R_{bn}$, МПа			Динамическое нагружение		
	Номер образца								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\varepsilon_b \times 10^3$	-2,09	-2,09	-1,87	-2,35	-2,35	-2,17	-1,94	-2,05	-2,3
R_{bn} , МПа	47,7	55,2	52	61,5	61,9	65,4	61,73	53,9	65,9
$E_{b,sec}$	22823	26411	27807	26170	26340	30138	31820	26293	28652

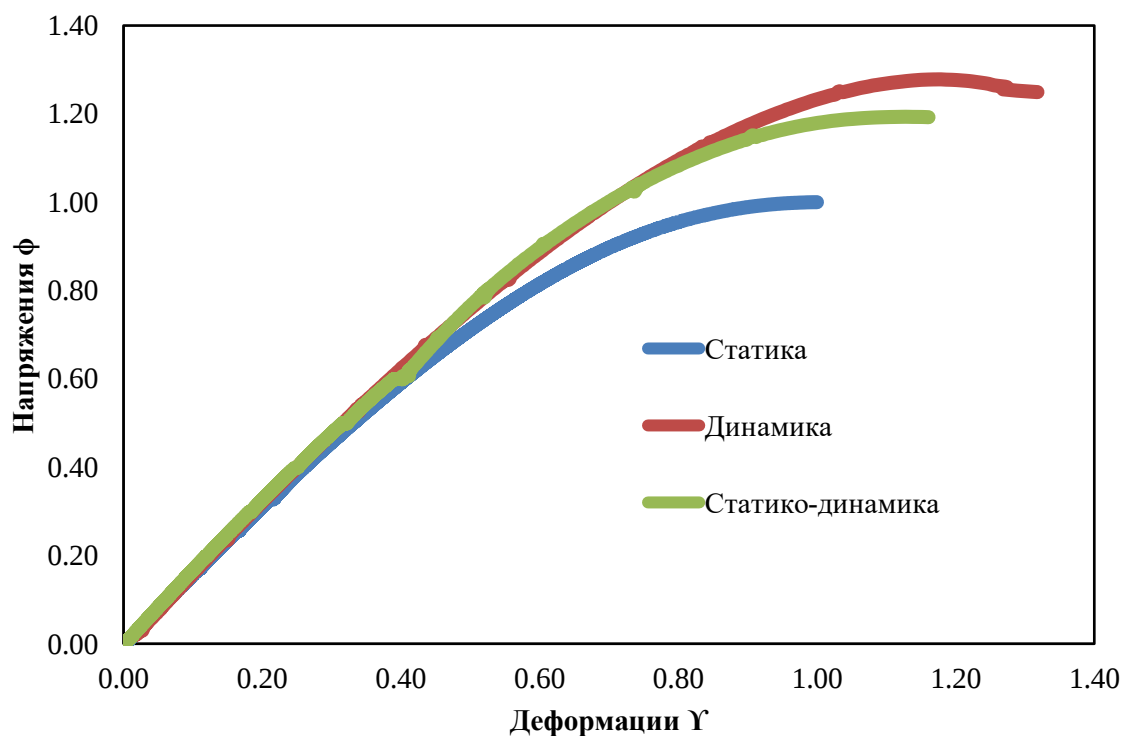


Рисунок 4 – Диаграммы состояния фибробетонных образцов в безразмерных координатах по результатам натурных испытаний

3 Аналитическое исследование деформирования фибробетона при однократном динамическом воздействии с произвольного уровня начальных напряжений

3.1 Деформационная модель бетона и фибробетона при динамическом воздействии с произвольного уровня начальных напряжений

В качестве физической модели силового сопротивления фибробетона нагруженных железобетонных конструкций при их динамическом догружении, вызванном аварийной ситуацией, примем модель Кельвина - Фойгта для упруго-вязкого тела (рисунок 5,а). Такая модель состоит из двух последовательно соединенных между собой элементов: нелинейно упругого элемента A и упруго-вязкого элемента B , в свою очередь представленного параллельным соединением нелинейно упругого элемента B_1 и вязкого B_2 . В качестве аппроксимации нелинейно упругого деформирования бетона, соответствующего элементам A и B_1 , принятой модели выбран полином второй степени:

$$\sigma = E_b \cdot \varepsilon \left(1 - \frac{\varepsilon}{2 \cdot \hat{\varepsilon}_b} \right), \quad (1)$$

где σ – нормальное напряжение, ε – деформация, E_b – начальный модуль упругости бетона, $\hat{\varepsilon}_b$ – деформация в сжатом бетоне при напряжениях, равных нормативному сопротивлению сжатию $R_{b,n}$ при кратковременном нагружении.

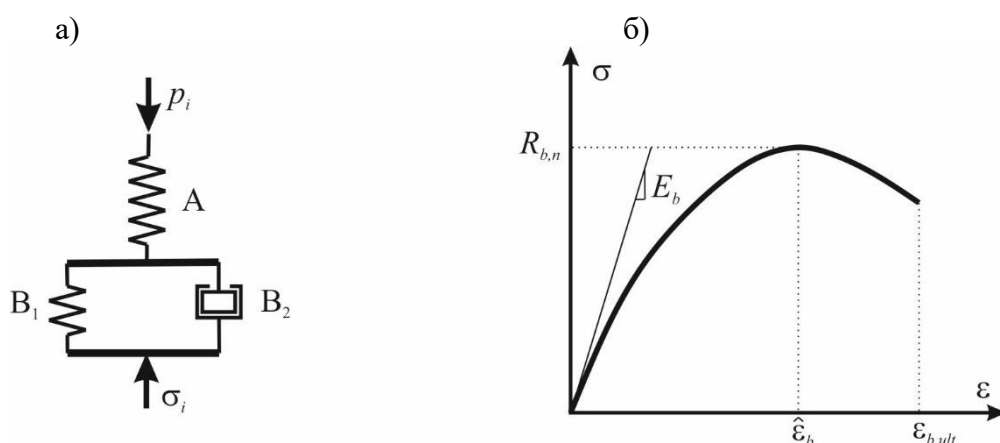


Рисунок 5 - Модель Кельвина-Фойгта для упруго-вязкого тела (а) и схема диаграммы деформирования бетона при одноосном сжатии “статически” прикладываемой нагрузкой (б)

С учетом (1) связь между напряжениями, деформациями и скоростями деформаций по принятой модели представляет собой нелинейное дифференциальное уравнение первого порядка, известное как уравнение Рикатти [19]:

$$\sigma = \frac{2R_{b,n}}{\hat{\varepsilon}_b} \varepsilon \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\hat{\varepsilon}_b} \right) + K \frac{d\varepsilon_2}{dt}, \quad (2)$$

где $R_{b,n}$ – нормативное сопротивление бетона сжатию, K – модуль вязкого сопротивления (коэффициент вязкого сопротивления по модели Кельвина-Фойгта), $\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$ – полные деформации при одноосном сжатии, ε_1 – деформации условно статического этапа нагружения, отсчитываемые от момента начала статического приложения нагрузки, т.е. $\sigma = 0$; ε_2 – деформации при динамическом догружении бетона, отсчитываемые от момента начала приложения динамической нагрузки, т.е. $\sigma = \sigma_{st}$, где σ_{st} – максимальные напряжения условно статического этапа нагружения.

Отметим, что применительно к сложному напряженно-деформированному состоянию бетона с учетом критерия разрушения от достижения интенсивности деформаций сдвига Γ ее предельного значения Γ_s [15,20], в уравнении (2) σ следует заменить на интенсивность касательных напряжений T , $R_{b,n}$ на T_s – предельную величину интенсивности касательных напряжений, ε на интенсивность деформаций сдвига Γ , $\hat{\varepsilon}_b$ на предельное значение интенсивности деформаций сдвига Γ_s .

Для большей общности рассуждений и упрощения формы записи уравнения (2) примем следующие безразмерные переменные и параметры:

$$\varphi = \frac{\sigma}{R_{b,n}}, \quad \gamma = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\hat{\varepsilon}_b}, \quad \gamma_1 = \frac{\varepsilon_1}{\hat{\varepsilon}_b}, \quad \gamma_2 = \frac{\varepsilon_2}{\hat{\varepsilon}_b}, \quad \xi = \frac{2 \cdot R_{b,n}}{K \cdot \hat{\varepsilon}_b} t. \quad (3)$$

С учетом (3) получим:

$$\frac{d\gamma_2}{d\xi} + (1 - \gamma_1)\gamma_2 - \frac{1}{2}\gamma_2^2 = \frac{1}{2}\varphi + \frac{1}{2}\gamma_1^2 - \gamma_1. \quad (4)$$

Будем считать, что начальное напряженно-деформированное состояние бетонного сечения железобетонного элемента до приложения дополнительной динамической нагрузки определено, тогда $\gamma_1 = \text{const}$. В (3) в первом приближении принято, что $K = \text{const}$, $\varphi = \text{const}$. Однако далее будут рассмотрены в том числе более общие случаи, когда $K = K(\gamma)$ – некоторая функция от текущего напряженно-деформированного состояния, а $\varphi = \varphi(\xi)$ – некоторая функция времени.

В зависимости от допущений о характере изменения напряжений φ во времени и изменения коэффициента вязкого сопротивления K модели упруго-вязкого тела от уровня полной деформации рассмотрим три варианта решения уравнения (4): а) при $K = \text{const}$, $\varphi = \text{const}$; б) при $K = \text{const}$, $\varphi = \varphi(\xi)$; в) при $K = K(\gamma)$, $\varphi = \varphi(\xi)$. При поиске решений будем пользоваться известными в научной литературе по обыкновенным дифференциальным уравнениям подходами [19].

Сначала рассмотрим случай, когда известны полные нормальные напряжения в конце этапа динамического догружения бетона сжатого железобетонного несущего элемента. При этом в первом приближении будем считать, что параметр вязкого сопротивления $K = \text{const}$ не меняется в процессе нагружения.

Тогда, выполнив подстановку $u = \gamma_2 + \gamma_1 - 1$, получим:

$$\frac{du}{d\xi} = \frac{1}{2}(u^2 + \varphi + 1). \quad (5)$$

Решение уравнения (5) с учетом начальных условий $\gamma_2 = 0$ или $u = \gamma_1 - 1$ при $t = 0$ ($\xi = 0$) и физического смысла решаемой задачи имеет вид (6):

$$u = \frac{(\gamma_1 - 1) + \sqrt{\varphi + 1} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{1}{2}\sqrt{\varphi + 1}\right) \cdot \xi}{1 - \frac{(\gamma_1 - 1)}{\sqrt{\varphi + 1}} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{1}{2}\sqrt{\varphi + 1}\right) \cdot \xi}, \quad (6)$$

или, переходя к исходным переменным:

$$\gamma_2 = \frac{\xi \cdot (\varphi + 1 + (\gamma_1 - 1)^2)}{\operatorname{ctg}\left(\frac{1}{2}\sqrt{\varphi + 1}\right) \sqrt{\varphi + 1} - \xi \cdot (\gamma_1 - 1)}. \quad (7)$$

Для определения параметров прочности и деформативности бетона при динамическом догружении с учетом начального уровня напряжений в материале, вызванного действием

предварительно статически приложенной нагрузки, необходимо разрешить уравнение (7)

$$\frac{d\varphi}{d\gamma_2}$$

относительно φ , затем найти производную $\frac{d\varphi}{d\gamma_2}$ и приравнять её нулю. Учитывая общий вид выражения (7), такую процедуру удобнее выполнять численным способом.

3.2 Итерационное решение при заданном законе изменения модуля вязкого сопротивления

При построении решения шагово-итерационным способом на основе полученного в разделе 3.1 выражения (7) будем полагать, что приращение безразмерных напряжений на каждом шаге вычисляется по формуле (8):

$$\varphi(\xi) = v \cdot \xi + \varphi_0, \quad (8)$$

где v – скорость изменения относительных напряжений при динамическом догружении, φ_0 – начальный уровень относительных напряжений от действия статически приложенной нагрузки без учета динамического догружения

При этом вместо ξ следует подставлять приращение параметра времени $\Delta \xi_i$. Модуль вязкого сопротивления K вычисляется по формуле (9):

$$K(\gamma) = k \cdot \gamma + a, \quad (9)$$

где k, a – некоторые константы, определяемые эмпирически, а значения функции полной деформации γ следует определять для каждого i -ого шага вычисления. В качестве начального приближения принимается $K = K(\gamma_1)$.

С учетом принятых исходных допущений алгоритм построения диаграммы состояния бетона при его статико-динамическом режиме нагружения будет включать следующие основные этапы:

1. Задание исходных данных: $E_b, R_{b,n}, v, \Delta t, \gamma_1, K = K(\gamma), f_{err}$. Здесь f_{err} – заданная допустимая ошибка на каждом шаге вычислений.
2. Вычисление начальных безразмерных напряжений $\varphi_0 = \gamma_1 (1 - 0,5\gamma_1)$ и начального приближения по модулю вязкого сопротивления $K_i(\gamma) = K(\gamma_1)$.
3. Вычисление $\gamma = \gamma_1 + \Delta \gamma_2$ для i -ого шага вычисления, где $\Delta \gamma_2$ находится по формуле (7), в которую вместо φ и ξ подставляют $\varphi = \varphi_0 + v \cdot \Delta \xi_i$ и $\Delta \xi_i = \Delta t \cdot E_b \cdot (K_i(\gamma))^{-1}$.
4. Вычисление $K^*_i(\gamma)$ для γ по п. 3 алгоритма, проверка условия $|K^*_i(\gamma) - K_i(\gamma)| \leq f_{err}$. Если условие выполняется, переходим к следующему пункту, если не выполняется, то принимаем $K_i(\gamma) = K^*_i(\gamma)$ и возвращаемся к п.3 алгоритма.
5. Выполнение i числа итераций с суммированием результатов по φ и γ при соблюдении условия $|K^*_i(\gamma) - K_i(\gamma)| \leq f_{err}$ на каждом i -ом шаге вычислений.

На рисунке 6 представлены графики зависимости $\varphi(\gamma)$, построенные с использованием описанного выше алгоритма для фибробетона ($R_{b,n} = 22$ МПа, $E_b = 32500$ МПа) для уровня начального деформированного состояния, характеризуемого безразмерно деформацией $\gamma_1 = 0.4$ при скорости приложения нагрузки 600 МПа/с. В первом приближении принят закон изменения модуля вязкого сопротивления в процессе нагружения $K = 5000 - 2000 \cdot \gamma$ (МПа/с). Допустимая ошибка на каждом шаге вычислений шагово-итерационным способом $f_{err} = 0.0002$ (0.02%).

Параметры диаграммы состояния фибробетона при статико-динамическом нагружении, построенной по аналитической зависимости (7) с учетом принятых допущений, достаточно хорошо согласуются с экспериментальными данными: вычисленные предел прочности при сжатии и соответствующая ему деформация отличаются на 10,5 % и 23,1 % соответственно от аналогичных экспериментальных значений.

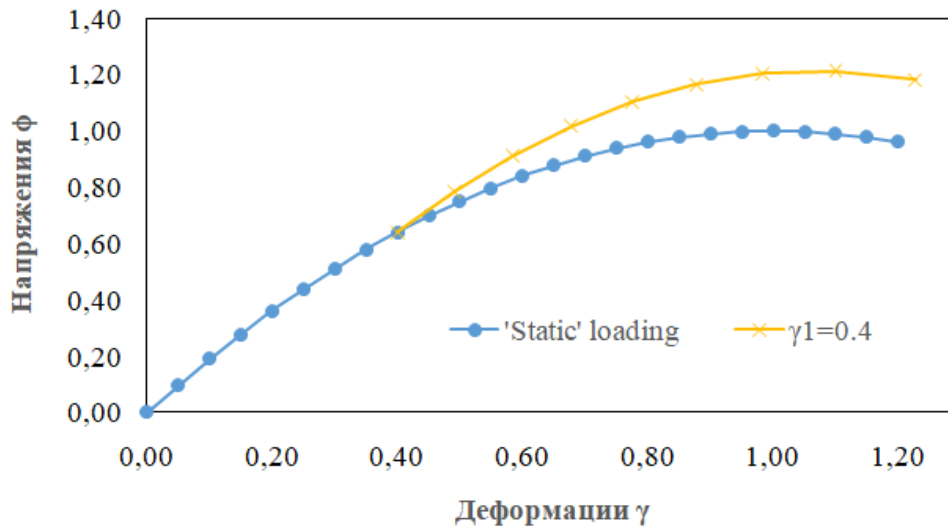


Рисунок 6 - Графики зависимости безразмерных напряжений от деформаций $\phi - \gamma$, построенные итерационным способом по формуле (7)

Уместно заметить, что в бетоне и фибробетоне эксплуатируемых железобетонных и фиброжелезобетонных конструкций происходят два разнонаправленных процесса: нарастание прочности с течением времени (так называемое старение) и рост деформаций в нагруженном бетоне при постоянных напряжениях (ползучесть). В связи с этим при оценке деформирования железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий необходимо учитывать не только уровень начальных напряжений на момент приложения ударной нагрузки, но и старение бетона, а также развитие деформаций ползучести. Эта проблема требует более детальных исследований.

4 Выводы

Обобщая результаты выполненного исследования, можно сформулировать следующие выводы:

1. Выполненные экспериментальные исследования деформирования фибробетона при динамическом воздействии с учетом наличия начальных напряжений от предварительно приложенной статической нагрузки продемонстрировали связь между параметрами диаграммы состояния и наличием предварительно приложенной статической нагрузки. Предел прочности и соответствующая ему деформация при однократном динамическом воздействии с учетом начальных напряжений $\sigma = 0.6 \cdot R_{bn}$ от предварительно приложенной статической нагрузки оказались на 32,1 % и 35 % ниже, чем аналогичные значения по результатам динамических испытаний без учета начальных напряжений.

2. На основе дифференциального уравнения одноосного сжатия при однократном динамическом нагружении получено аналитическое выражение для диаграммы состояния бетона и фибробетона при статико-динамическом нагружении с произвольного уровня начальных напряжений от предварительно приложенной статической нагрузки. Предложен шагово-итерационный подход к определению параметров диаграмм состояния бетона и фибробетона при статико-динамических режимах нагружения.

3. Параметры диаграммы состояния фибробетона при статико-динамическом нагружении, построенной по полученным в работе аналитическим зависимостям, достаточно хорошо согласуются с экспериментальными данными. Вычисленные предел прочности при сжатии и соответствующая ему деформация отличаются на 10,5 % и 23,1 % соответственно от аналогичных экспериментальных значений.

Благодарности

Авторы выражают благодарность Халиуллину И.М. за участие в подготовке образцов и проведении экспериментальных исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Byfield M., Paramasivam S. Murrah Building Collapse: Reassessment of the Transfer Girder // J. Perform. Constr. Facil. 2012. Vol. 26. № 4. P. 371–376.
2. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // AEI 2006 Build. Integr. Solut. - Proc. 2006 Archit. Eng. Natl. Conf. 2006. Vol. 2006. P. 32.
3. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // J. Struct. Eng. 2008. Vol. 134, № 3. P. 478–488.
4. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2016. № 6 (68). С. 90–100.
5. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and Failure of a Monolithic Reinforced Concrete Frame under Accidental Actions // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Institute of Physics Publishing, 2020. Vol. 753. № 3.
6. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М. : Стройиздат, 1970. 271 с.
7. Гениев Г.А. Метод определения динамических пределов прочности бетона // Бетон и железобетон. 1998. № 1. С. 18–19.
8. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads // Int. J. Damage Mech. 2009. Vol. 18, № 5. P. 461–490.
9. Yu W., Jin L., Du X. Influence of pre-static loads on dynamic compression and corresponding size effect of concrete: Mesoscale analysis // Constr. Build. Mater. 2021. Vol. 300. P. 124302.
10. Радченко П.А., Батуев С.П., Плевков В.С., Радченко А.В. Моделирование разрушения железобетонных колонн - стоек при ударных нагрузках // Строительство и реконструкция. 2015. № 6 (62). С. 40–48.
11. Плевков В.С., Уткин Д.Г. Работа сталефиброжелезобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении // Известия вузов. Строительство. 2015. № 6 (678). С. 95–103.
12. Афанасьева С.А., Белов Н.Н., Копаница Д.Г., Югов Н.Т., Югов А.А. Разрушение бетонных и железобетонных плит при высокоскоростном ударе и взрыве // Доклады академии наук. 2005. № 2 (401). С. 185–188.
13. Белов Н.Н., Дзюба П.В., Кабанцев О.В., Копаница Д.Г., Югов А.А., Югов Н.Т. Математическое моделирование процессов динамического разрушения бетона // Механика твердого тела. 2008. № 2. С. 124–133.
14. Уткин Д.Г. Прочность изгибаемых железобетонных элементов с зонным армированием из стальной фибры // Строительство и реконструкция. 2021. № 1 (93). С. 85–95.
15. 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.
16. Цветков К.А., Баженова А.В., Безгодов 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.
17. Федорова Н.В., Медянкин М.Д., Бушова О.Б. Определение параметров статико-динамического деформирования бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 1. С. 4–11.
18. Федорова Н.В., Медянкин М.Д., Бушова О.Б. Экспериментальное определение параметров статико-динамического деформирования бетона при режимном нагружении // Строительство и реконструкция. 2020. № 3 (89). С. 72–81.
19. Камке Э. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям. М.: Издательство "Наука," 1971. 576 р.
20. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М. : Стройиздат, 1974. 316 с.

REFERENCES

1. Byfield M., Paramasivam S. Murrah Building Collapse: Reassessment of the Transfer Girder // J. Perform. Constr. Facil. 2012. Vol. 26. No. 4. P. 371–376.
2. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // AEI 2006 Build. integration Solut. - Proc. 2006 Architect. Eng. Natl. Conf. 2006 Vol. 2006. P. 32.
3. Sasani M., Sagioglu S. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego // J. Struct. Eng. 2008 Vol. 134, No. 3. P. 478–488.
4. Fedorova N.V., Korenkov P.A. Static and dynamic deformation of monolithic reinforced concrete frame building in ultimate limit and beyond limits states // Stroit. i reconstruction. 2016. Vol. 6. No. 68. P. 90–100.
5. Kolcunov V.I., Tuyen V.N., Korenkov P.A. Deformation and Failure of a Monolithic Reinforced Concrete Frame under Accidental Actions // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Institute of Physics Publishing, 2020. Vol. 753. no. 3.
6. Bazhenov Yu.M. Concrete under dynamic loading. Moscow: Sroyizdat, 1970. 271 p.
7. Geniev G.A. Method for determining the dynamic strength limits of concrete // Beton i zhelezobeton. 1998. No. 1. P. 18–19.

8. Nam J.W. et al. Analytical study of finite element models for FRP retrofitted concrete structure under blast loads // *Int. J. Damage Mech.* 2009 Vol. 18, No. 5. P. 461–490.
9. Yu W., Jin L., Du X. Influence of pre-static loads on dynamic compression and corresponding size effect of concrete: Mesoscale analysis // *Constr. Build. mater.* 2021 Vol. 300. P. 124302.
10. Radchenko P.A. et al. Modeling the destruction of reinforced concrete structures under impact loads // *Build. reconstruction.* 2015. Vol. 6, No. 62. P. 40–48.
11. Plevkov V.S., Utkin D.G. The work of steel fiber reinforced concrete constructions in the short-term dynamic loading // *Izvestia vuzov. Stroitelstvo.* 2015. Vol. 678, No. 6. P. 95–103.
12. Afanas'eva S.A. et al. Destruction of concrete and reinforced concrete slabs during high-speed impact and explosion // *Reports of the Academy of Sciences.* 2005 Vol. 401, No. 2. P. 185–188.
13. Belov N.N. et al. Mathematical modeling of the processes of dynamic destruction of concrete // *Solid Body Mechanics.* 2008. No. 2. P. 124–133.
14. Utkin D.G. Strength of bent reinforced concrete elements with zone reinforcement made of steel fiber // *Build. Reconstr.* 2021 Vol. 93, No. 1. P. 85–95.
15. Kolchunov V.I. et al. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh [Survivability of buildings and structures under beyond design basis impacts]. Moscow: ASV Publishing, 2014. 208 p.
16. Tsvetkov K.A., Bazhenova A.V., Bezgodov I.M. The problem of constructing a concrete deformation diagram under a single dynamic impact, taking into account the influence of prestresses from the action of a static load. *Vestnik MGSU.* 2012. No. 7. P. 152–158.
17. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Determination of Static-Dynamic Deformation Parameters of Concrete // *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroit.* 2020. No. 1. P. 4–11.
18. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Experimental determination of the parameters of the static-dynamic deformation of concrete under loading modal // *Build. Reconstr.* 2020 Vol. 89, No. 3. P. 72–81.
19. E. Kamke, Handbook of ordinary differential equations. Moscow: Nauka Publishing House, 1971. 576 p.
20. Geniyev G.A., Kisyuk V.N., Tyupin G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [Plasticity theory of concrete and reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat, 1974. 316 p.

Информация об авторах:

Савин Сергей Юрьевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций. ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук», г. Москва, Россия, старший научный сотрудник.
E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Медянкин Михаил Дмитриевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: 412125453@mail.ru

Шарипов Манонходжа Зарифходжаевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: manonkhoja.sh@bk.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. Research Institute of Building Physics of RAACS, Moscow, Russia, senior researcher.
E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Medyankin Mikhail D.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical science, lecturer, department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.
E-mail: 412125453@mail.ru

Sharipov Manonkhodzha Z.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, postgraduate student of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.
E-mail: manonkhoja.sh@bk.ru