УДК 624.04
DOI 10.23968/1999-5571-2026-23-4-60-69

© *С. Н. Савин*, д-р техн. наук, профессор
© *Ли Ци*, аспирант
© *А. О. Хегай*, канд. техн. наук, доцент
(Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия)
E-mail: savinsn@gmail.com, richey1997@qq.com, gbk@spbgasu.ru

© *S. N. Savin*, Dr. Sci. Tech., Professor
© *Li Qi*, post-graduate student
© *A. O. Khegay*, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, St. Petersburg, Russia)
E-mail: savinsn@gmail.com, richey1997@qq.com, gbk@spbgasu.ru

АНАЛИТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ЛОКАЛЬНОЙ ДЕГРАДАЦИИ ЖЕСТКОСТИ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

ANALYTICAL ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF LOCAL STIFFNESS DEGRADATION ON THE DYNAMIC PARAMETERS OF FRAMED BUILDINGS

Представлена аналитическая оценка влияния локальной потери жесткости несущих элементов на изменение динамических характеристик каркасных зданий. На основе параметрического моделирования методом конечных элементов исследована чувствительность собственных частот и форм колебаний к дефектам различной интенсивности. Теоретически обосновано применение нового безразмерного кинематического маркера γ, вычисляемого через отношение тангенсов углов наклона смежных участков эпюры колебаний. Установлено, что предложенный параметр обладает высокой разрешающей способностью и позволяет математически точно локализовать зоны скрытого дефицита жесткости. Результаты исследования могут быть внедрены в системы мониторинга технического состояния и паспортизации сейсмостойкости эксплуатируемых сооружений.

Ключевые слова: динамические параметры, деградация жесткости, каркасное здание, метод конечных элементов, маркер дефекта, собственные частоты, формы колебаний.

The article presents an analytical assessment of the influence of local stiffness loss of load-bearing elements on the change in the dynamic characteristics of framed buildings. Based on parametric finite element modeling, the sensitivity of natural frequencies and mode shapes to defects of varying intensity was studied. The application of a new dimensionless kinematic marker γ, calculated through the ratio of the tangents of the slope angles of adjacent sections of the vibration diagram, is theoretically substantiated. It has been established that the proposed parameter has a high resolution and allows mathematically accurate localization of zones of hidden stiffness deficit. The results of the study can be implemented in systems for monitoring the technical condition and seismic safety certification of operated structures.

Keywords: dynamic parameters, stiffness degradation, framed building, finite element method, defect marker, natural frequencies, mode shapes.

Введение

Обеспечение эксплуатационной надежности, механической безопасности и сейсмостойкости зданий и сооружений является одной из наиболее приоритетных и сложных задач, стоящих перед современным строительным комплексом. В процессе многолетней эксплуатации несущие строительные конструкции многоэтажных каркасных зданий неизбежно подвергаются интенсивному воздействию комплекса неблагоприятных факторов. К их числу относятся неравномерные осадки грунтового основания, циклические температурно-влажностные колебания, знакопеременные динамические и сейсмические нагрузки, а также естественные процессы физического старения и деградации материалов. Совокупность этих факторов

приводит к постепенному накоплению микро- и макроповреждений, снижению несущей способности и локальному изменению жесткостных характеристик элементов пространственного каркаса [1–3].

Своевременное обнаружение и точная пространственная локализация зон деградации жесткости на ранних стадиях имеют решающее значение для предотвращения аварийных ситуаций и минимизации затрат на последующее сейсмоусиление. Однако традиционные методы визуально-инструментального обследования и локального неразрушающего контроля (такие как ультразвуковое профилирование, склерометрия или отрыв со скалыванием) имеют существенный недостатк — они требуют прямого доступа к исследуемым конструкциям и эффективны лишь при известном, заранее предполагаемом расположении дефекта [4, 5]. В случае скрытых внутренних повреждений многоэтажных монолитных систем данные методы оказываются малоэффективными. В связи с этим в последние десятилетия во всем мире активно развиваются и внедряются методы интегральной оценки технического состояния, основанные на анализе глобальных динамических параметров строительных систем, таких как спектр собственных частот, коэффициенты затухания и векторы форм собственных колебаний [6–10].

Значительный вклад в развитие теоретических и экспериментальных основ вибродинамического мониторинга и идентификации повреждений внесли ведущие отечественные и зарубежные ученые. Вопросы использования динамических характеристик как индикаторов интегрального износа сооружений, а также научно-методические принципы крупномасштабного вибродинамического контроля, оценки жесткости систем «здание–фундамент–основание» и паспортизации сейсмостойкости эксплуатируемых объектов на основе натурных испытаний детально разработаны в современных исследованиях [11–15]. Параллельно с экспериментальными методами важнейшее значение имеет адекватное математическое моделирование поврежденных систем. Вопросы конечно-элементного моделирования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с учетом трещинообразования, неупругих деформаций и пространственной деградации жесткости рамных систем при сейсмических воздействиях также нашли глубокое отражение в профильных научных трудах [16–18].

Несмотря на достигнутые успехи, в существующей научно-технической литературе остается ряд нерешенных вопросов, ограничивающих практическое применение динамических методов для экспресс-диагностики. Во-первых, большинство действующих алгоритмов опираются на мониторинг низших (первой или второй) частот собственных колебаний. Однако частота является интегральной характеристикой всей системы: ее падение свидетельствует о наличии повреждения, но совершенно не позволяет судить о том, на каком именно высотном уровне или в каком конструктивном узле это повреждение локализовано [15, 16]. Во-вторых, для пространственной локализации дефектов традиционно требуется анализ форм колебаний, что в натурных условиях сопряжено с необходимостью развертывания плотных и дорогостоящих измерительных сетей с десятками синхронно работающих датчиков [17, 18]. Использование высших (высокочастотных) форм колебаний, которые теоретически обладают значительно более высокой чувствительностью к локальным дефектам, в инженерной практике затруднено из-за отсутствия простых и надежных математических маркеров, способных устойчиво интерпретировать кинематические аномалии векторов перемещений при разреженном расположении точек измерений [19].

Таким образом, возникает очевидное научно-практическое противоречие между

необходимостью оперативной локализации зон скрытого дефицита жесткости в многоэтажных каркасах и недостаточной разрешающей способностью существующих расчетно-экспериментальных методов.

Целью данного исследования является аналитическая оценка характера влияния локального снижения жесткости несущих вертикальных элементов на трансформацию частотного спектра и пространственных форм колебаний многоэтажных каркасных зданий, а также математическое обоснование нового безразмерного кинематического маркера для автоматизированной локализации зон скрытых повреждений.

Для достижения поставленной цели в работе решены следующие задачи:

1. Построена пространственная параметрическая конечно-элементная модель многоэтажного каркасного здания, верифицированная по результатам натурных динамических испытаний.

2. Проведен численный эксперимент по моделированию ступенчатой деградации жесткости несущих элементов на различных высотных отметках сооружения.

3. Исследована чувствительность высших форм колебаний к локальным дефектам и предложен аналитический аппарат для вычисления безразмерного маркера дефекта γ на основе анализа углов наклона эпюр перемещений [20].

Научная новизна работы заключается в теоретическом обосновании критерия кинематического излома высших форм собственных колебаний, позволяющего бесконтактно и оперативно локализовать высотный уровень расположения зоны повреждения в многоэтажных рамных системах.

Практическая значимость полученных результатов заключается в возможности их прямого использования при проектировании автоматизированных систем непрерывного структурного мониторинга (Structural Health Monitoring, SHM) и разработке программ экспресс-обследования зданий в сейсмоопасных регионах.

1. Методы и материалы

1.1. Физико-математическая постановка задачи и основные уравнения динамики

Для аналитической оценки влияния локальных дефектов на динамическое поведение многоэтажных сооружений в рамках данного исследования принята классическая феноменологическая модель деградации жесткости. Многоэтажное каркасное здание рассматривается как пространственная дискретная система с конечным числом степеней свободы. В линейно-упругой постановке общее дифференциальное уравнение движения такой системы при произвольном динамическом (включая сейсмическое) воздействии описывается матричным выражением [1, 5]:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\}+[C]\{\dot{U}(t)\}+[K]\{U(t)\}= \\ =-[M]\{\ddot{U}_g(t)\},$$

где $[M]$ — матрица масс системы, которая в инженерных расчетах обычно принимается диагональной (модель сосредоточенных масс в уровнях перекрытий); $[C]$ — матрица демпфирования, характеризующая рассеяние энергии в материале конструкций и узлах их сопряжения; $[K]$ — пространственная матрица жесткости несущего каркаса; $\{U(t)\},\{\dot{U}(t)\},\{\ddot{U}(t)\}$ — векторы-столбцы узловых перемещений, скоростей и ускорений элементов каркаса относительно основания; $\{\ddot{U}_g(t)\}$ — вектор сейсмического ускорения грунта.

Поскольку локальные повреждения (например, трещинообразование в железобетоне или деструкция заполнения) в первую очередь вызывают изменение упругих характеристик, деградация моделируется через модификацию глобальной матрицы жесткости $[K]$. При переходе системы в поврежденное состояние изначальная матрица жесткости трансформируется следующим образом [2, 3]:

$$\left[K_{damaged}\right]=[K]-[\Delta K]=[K]-\sum_j\left[\Delta K_j\right],$$

где $[\Delta K]$ — матрица суммарных потерь жесткости; $\left[\Delta K_j\right]$ — локальный вклад в деградацию жесткости со стороны j-го конструктивного элемента или отдельного высотного яруса (этажа).

Для определения спектра собственных частот и соответствующих им векторов форм колебаний решается однородная задача свободных незатухающих колебаний. В этом случае уравнение движения сводится к обобщенной проблеме поиска собственных значений [1]:

$$\left([K]-\omega_i^2[M]\right)\{\varphi_i\}=0,$$

где φ_i — круговая частота i-го тона собственных колебаний (рад/с); $\{\varphi_i\}$ — вектор-столбец относительных узловых перемещений, определяющий i-ю пространственную форму колебаний здания. Собственные частоты в герцах определяются из стандартного соотношения $f_i=\omega_i/(2\pi)$.

1.2. Математическое обоснование кинематического маркера локальных дефектов (γ)

Интегральный анализ частотного спектра (f_i) позволяет зафиксировать факт снижения жесткости, но не дает информации о пространственном расположении дефекта. Для решения задачи локализации в данной работе исследуется трансформация векторов форм колебаний $\{\varphi_i\}$.

Рассмотрим вертикальный измерительный створ здания, проходящий через узлы перекрытий смежных этажей. При отсутствии повреждений эпюра перемещений первого и высших тонов колебаний представляет собой плавную непрерывную кривую, крутизна которой определяется проектным распределением жесткости по высоте. В случае возникновения локального дефекта в пределах одного из этажей (например, на уровне яруса D) в этой зоне происходит резкое увеличение взаимного смещения смежных перекрытий (межэтажного сдвига).

Для количественной оценки этого эффекта авторами предложен безразмерный кинематический маркер дефекта (γ). Математический аппарат расчета маркера основан на дискретном дифференцировании функции формы колебаний. Определим тангенс угла наклона эпюры перемещений для каждого яруса как отношение разности перемещений к высоте этажа [20]:

$$\tan\alpha_j=\frac{\varphi_j-\varphi_{j-1}}{h_j},$$

где φ_j и φ_{j-1} — компоненты вектора формы колебаний на уровнях перекрытий j-го и $(j-1)$-го этажей соответственно; h_j — высота j-го этажа.

При анализе высокочастотных (высших) форм колебаний, где эпюра перемещений имеет точки перегиба, локальное падение жесткости вызывает характерный кинематический скачок — излом формы. Для изоляции этого эффекта вводится маркер дефекта γ, вычисляемый как отношение тангенса угла наклона на поврежденном участке (ярусе деградации — D) к среднему тангенсу наклона на смежных неповрежденных (нормальных — N) участках:

$$\gamma=\frac{\tan\alpha_N}{\tan\alpha_D}.$$

В упругой неповрежденной системе значение маркера для всех этажей колеблется в пределах $\gamma\approx 1{,}0$. При развитии локального дефекта жесткости величина $\tan\alpha_D$ резко возрастает, что приводит к многократному увеличению значения маркера ($\gamma\gg 1$), сигнализируя о наличии и точном высотном расположении зоны повреждения.

1.3. Параметрическое конечно-элементное моделирование

Для верификации предложенного аналитического аппарата и оценки чувствительности маркера γ был выполнен параметрический численный эксперимент методом конечных элементов (МКЭ). В качестве базового объекта моделирования принята пространственная схема многоэтажного моно-

литного железобетонного каркасного здания.

Основные геометрические параметры расчетной схемы: количество этажей — 5; высота каждого этажа — 3,6 м; общая высота надземной части — 18,0 м. Шаг колонн в продольном и поперечном направлениях принят равным 6,0 м. Конструктивная система образована плоскими плитами перекрытий толщиной 200 мм и вертикальными колоннами сечением 400×400 мм. Фундаментная плита толщиной 500 мм моделировалась как жестко защемленная на упругом основании (рис. 1). Для моделирования плит перекрытий использовались четырехузловые изопараметрические оболочечные конечные элементы, а для колонн — пространственные двухузловые стержневые элементы с шестью степенями свободы в узле [14, 19].

Программа численных исследований предусматривала моделирование локальной деградации жесткости путем ступенчатого снижения начального модуля упругости бетона (E) для всех колонн в пределах одного изолированного этажа. Было реализовано три независимых сценария моделирования:

- сценарий А: локальное повреждение несущих элементов на уровне 2-го этажа;
- сценарий Б: локальное повреждение несущих элементов на уровне 3-го этажа;
- сценарий В: локальное повреждение несущих элементов на уровне 4-го этажа.

В рамках каждого сценария степень деградации жесткости вертикальных элементов варьировалась со следующим шагом: 10, 30, 50, 70 и 90 % от исходного проектного значения (E_0 = 3,0·10⁴ МПа). Всего было просчитано 15 параметрических модификаций конечно-элементной модели. Исходные физико-механические характеристики материалов приведены в табл. 1, а матрица

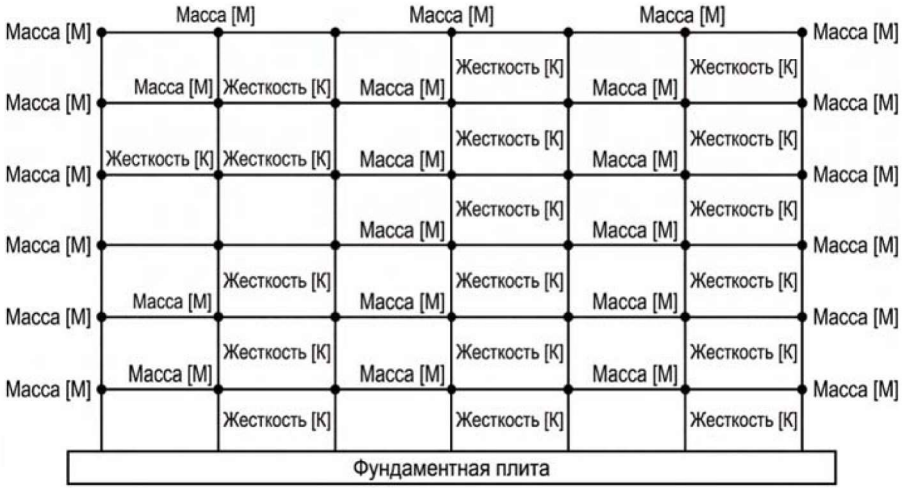

Рис. 1. Пространственная конечно-элементная модель каркасного здания и схема расположения контрольных измерительных узлов по вертикальному створу

Таблица 1

Физико-механические характеристики условных материалов адаптированной КЭ-модели (плотность ρ = 2,5 т/м³)

Конструктивный элемент	Тип конечного элемента	Материал	Модуль упругости E, МПа
Фундаментная плита	Оболочка (h = 0,4 м)	Бетон В25	3,0·10⁴
Колонны каркаса	Стержень (0,4×0,4 м)	Бетон В25	3,0·10⁴
Плиты перекрытий	Оболочка (h = 0,2 м)	Бетон В20	2,7·10⁴

численного эксперимента представлена в табл. 2.

Расчеты по определению спектра собственных частот и векторов перемещений для каждой из 15 моделей выполнялись с использованием решателя на основе метода Ланцоша, что гарантировало высокую точность вычисления высших форм колебаний.

2. Результаты исследований

Результаты параметрического численного моделирования подтвердили гипотезу о том, что локальная деградация жесткости приводит к нелинейному снижению собственных частот здания. В табл. 3 представлены значения частот первых трех тонов колебаний при различных сценариях нарастания повреждений (на примере локализации дефекта на 2-м этаже — сценарий А).

Анализ полученных данных показывает, что даже при критической потере жесткости одного этажа (на 90 %) падение частоты основного тона f_1 не превышает 34 %. При этом сам факт снижения частот носит глобальный (интегральный) характер: он сигнализирует о наличии повреждения в системе, но абсолютно не позволяет идентифицировать ярус, на котором произошла аварийная ситуация.

Для решения задачи пространственной локализации дефекта был проанализирован отклик предложенного кинематического маркера γ. На рис. 2 представлена трансформация эпюры формы колебаний при критическом ослаблении (снижении жесткости) одного из ярусов сооружения.

Визуальный анализ эпюр подтверждает образование ярко выраженного излома (кинематического скачка) непосредственно в зоне дефекта. Количественная оценка данного эффекта с помощью вычисления маркера γ через отношение тангенсов смежных углов демонстрирует его феноменальную разрешающую способность.

Как показано на графике (рис. 3), зависимость значения маркера γ от степени деградации жесткости имеет ярко выраженный характер и напрямую зависит от высотного яруса, на котором расположен дефект. Для сценария локального повреждения 2-го этажа (крайняя правая кривая) при снижении поэтажной жесткости на 50 % (коэффициент ослабления 2,0) маркер γ достигает значения 4,5. При дальнейшем развитии дефекта и потере около 83 % жесткости (ослабление в шесть раз) параметр линейно возрастает до 15,0. В критической стадии, когда жесткость стенового заполнения падает на 90 % (ослабление в десять раз), значение γ достигает своего максимума — 25,0.

Такое многократное (до 25 раз) превышение эталонного уровня упругой системы ($\gamma \approx 1{,}0$) позволяет с абсолютной математической точностью идентифицировать поврежденный этаж. Обсуждая полученные результаты, необходимо подчеркнуть, что данный метод лишен недостатков традиционного частотного анализа. График наглядно доказывает, что чем ниже расположен дефектный ярус (например, 2-й этаж по сравнению с 5-м), тем выше чувствительность

Таблица 2

Сводная матрица сценариев параметрического конечно-элементного моделирования деградации жесткости

Код модели	Ярус деградации	Понижающий коэффициент модуля упругости колонн (E/E_0)	Эквивалентная потеря жесткости этажа, %
M-Ref	Отсутствует	1,00	0
A-10 / A-90	2-й этаж	От 0,90 до 0,10	От 10 до 90
B-10 / B-90	3-й этаж	От 0,90 до 0,10	От 10 до 90
C-10 / C-90	4-й этаж	От 0,90 до 0,10	От 10 до 90

Таблица 3

Изменение собственных частот каркасного здания при локальной деградации жесткости колонн 2-го этажа (сценарий А)

Степень потери жесткости ΔK, %	f_1, Гц	Снижение f_1, %	f_2, Гц	f_3, Гц
0 (эталон)	2,15	0,0	2,84	3,42
10	2,12	1,4	2,81	3,38
30	2,05	4,7	2,74	3,29
50	1,94	9,8	2,62	3,15
70	1,76	18,1	2,41	2,92
90	1,42	34,0	1,98	2,45

маркера γ. Он выступает в роли кинематического «усилителя», что делает его устойчивым индикатором даже при наличии интенсивного микросейсмического фона в реальных условиях эксплуатации.

Таким образом, результаты численного эксперимента полностью подтверждают аналитические выкладки, изложенные в разделе 1. Доказана высокая эффективность совместного применения высших форм колебаний и параметра γ для бесконтактной экспресс-диагностики скрытых дефектов железобетонных каркасов.

Выводы

1. На основе проведенного аналитического и параметрического численного моделирования пространственных КЭ-моделей каркасных зданий подтверждено, что интегральный мониторинг спектра собственных частот позволяет зафиксировать общий факт деградации жесткости системы, но обладает крайне низкой разрешающей способностью для ее пространственной локализации. Даже при критическом снижении жесткости вертикальных элементов изолированного этажа на 90 % падение частоты основного тона составляет не более 34 %, что указывает на необходимость анализа пространственных форм колебаний.

2. Теоретически обоснован и математически верифицирован новый безразмерный кинематический маркер дефекта γ, вычисляемый через отношение тангенсов углов наклона смежных участков эпюры перемещений высших тонов колебаний. Показано, что предложенный параметр эффективно изолирует и масштабирует локальные кинематические аномалии (изломы), возни-

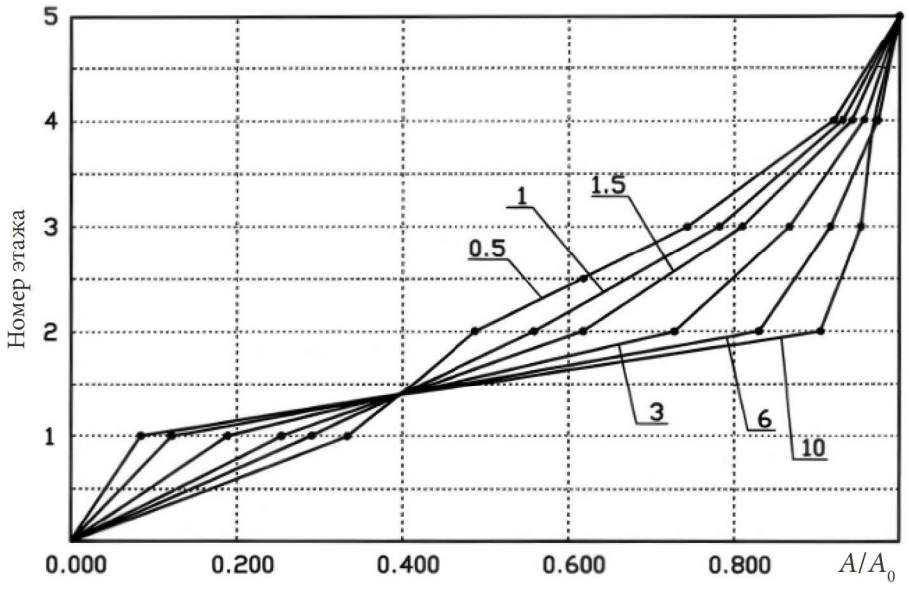

Рис. 2. Возникновение кинематического скачка (излома) в эпюре формы колебаний при локальной деградации жесткости. Для каждой кривой указана величина снижения жесткости рассматриваемого яруса

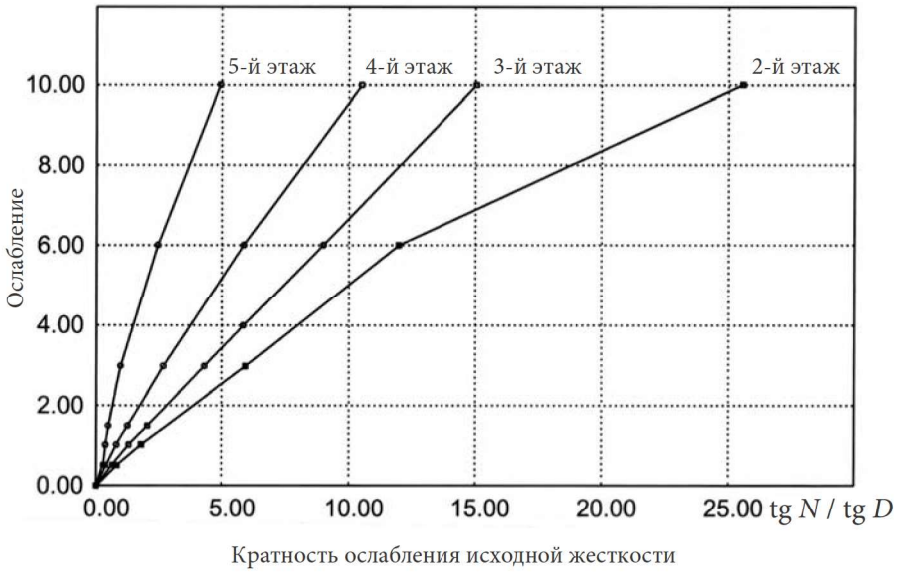

Рис. 3. Зависимость изменения безразмерного кинематического маркера γ от степени локальной деградации жесткости на одном этаже

кающие непосредственно в зоне дефицита жесткости.

3. Установлена математическая зависимость маркера γ от степени физического износа конструкций. На примере сценария повреждения 2-го этажа доказано, что при потере 50 % поэтажной жесткости значение γ возрастает до 4,5, а в критической стадии при деградации на 90 % (ослабление конструкций в 10 раз) маркер достигает величины 25,0. Такое многократное превышение эталонного уровня упругой системы ($\gamma \approx 1{,}0$) обеспечивает абсолютную достоверность идентификации дефектного яруса.

4. Выявлена закономерность изменения чувствительности предложенного критерия по высоте сооружения: чувствительность маркера γ к локальным повреждениям нелинейно возрастает при приближении дефектного яруса к жесткому основанию (фундаменту) здания, что обусловлено характером распределения динамических сдвиговых усилий в многоэтажных рамных каркасах.

5. Разработанный расчетно-аналитический аппарат и предложенный маркер γ формируют надежную теоретическую базу для создания алгоритмов автоматизированных систем непрерывного структурного мониторинга (Structural Health Monitoring, SHM). Метод позволяет осуществлять бесконтактную экспресс-диагностику и высотную локализацию скрытых повреждений монолитных железобетонных каркасов в режиме реального времени, в том числе в условиях естественного микросейсмического фона эксплуатируемых объектов.

Библиографический список

1. *Алмазов В. О., Као Зуй К.* Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М.: АСВ, 2013. 128 с.

2. *Тамразян А. Г.* Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 3, № 3. С. 62–74.

3. *Тамразян А. Г., Попов Д. С.* Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 19–26.

4. *Шахраманьян А. М., Колотовичев Ю. А.* Опыт использования автоматизированных систем мониторинга деформационного состояния несущих кон-

струкций на олимпийских объектах Сочи-2014 // Вестник МГСУ. 2015. № 12. С. 92–105.

5. *Патрикеев А. В.* Система динамического мониторинга инженерного сооружения как ключевой элемент его технической безопасности // Вестник МГСУ. 2014. № 3. С. 133–140.

6. *Doebling S. W., Farrar C. R., Prime M. B.* A summary review of vibration-based damage identification methods // The Shock and Vibration Digest. 1998. Vol. 30 (2). Pp. 91–105.

7. *Cawley P., Adams R. D.* The location of defects in structures from measurements of natural frequencies // Journal of Strain Analysis for Engineering Design. 1979. Vol. 14 (2). Pp. 49–57.

8. *Salawu O. S.* Detection of structural damage through changes in frequency: a review // Engineering Structures. 1997. Vol. 19 (9). Pp. 718–723.

9. *Rytter A.* Vibrational based inspection of civil engineering structures: PhD thesis. Aalborg University, Denmark, 1993. 194 p.

10. *Fan W., Qiao P.* Vibration-based damage identification methods: a review and comparative study // Structural Health Monitoring. 2011. Vol. 10 (1). Pp. 83–111.

11. *Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В.* Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778–2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7 (25). С. 33–39.

12. *Савин С. Н., Хегай А. О., Фан Ч. Д., Ле В. Ч.* Оптимизация выбора диапазона длин изгибных волн для обследования конструкции плитного типа // Вестник гражданских инженеров. 2024. № 3 (104). С. 44–50.

13. *Савин С. Н., Смирнова Е. Э.* Проблема определения динамических параметров для прогноза ресурса зданий и сооружений в условиях природных и техногенных ЧС // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 3 (74). С. 14–19.

14. *Савин С. Н., Смирнова Е. Э., Попов В. М.* Анализ конечно-элементной модели зданий, поврежденных в результате чрезвычайных ситуаций // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 2 (73). С. 24–28.

15. *Савин С. Н.* Использование упругих колебаний различных длин волн для оценки динамических параметров зданий и сооружений и прочности каменной кладки // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 4. С. 43–54.

16. *Пухаренко Ю. В., Голубев В. Ю., Хегай А. О.* Об оценке трещиностойкости сталефибробетона ультразвуковым методом // Промышленное и гражданское строительство. 2009. № 9. С. 50–51.

17. *Хегай А. О., Кирилин Н. М., Хегай Е. О.* Экспериментальные исследования прочностных свойств сталефибробетона повышенных классов // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 1 (72). С. 56–60.

18. *Пухаренко Ю. В., Инчик В. В., Пантелеев Д. А., Жаворонков М. И.* Проектирование составов полиармированных фибробетонов // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 3 (68). С. 118–122.

19. *Гребенюк Г. И., Пантелеев Н. Н., Чапаева С. Г.* Расчет и оптимизация уголковых ядер жесткости связевых железобетонных каркасов высотных, нерегулярных в плане зданий при произвольном направлении ветра // Известия вузов. Строительство. 2007. № 12 (588). С. 4–10.

20. *Литвинова Э. В.* Определение параметров динамических характеристик колебаний строительных конструкций, зданий и сооружений // Строительство и техногенная безопасность. 2017. № 9 (61). С. 93–100.

References

1. Almazov V. O., Kao Zuy K. *Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov* [Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames]. Moscow, ASV Publ., 2013, 128 p.

2. Tamrazyan A. G. *Kontseptual'nye podkhody k otsenke zhivuchesti stroitel'nykh konstruktsiy, zdaniy i sooruzheniy* [Conceptual approaches to assessing the survivability of building structures, buildings and structures]. *Zhelezobetonnye konstruktsii – Reinforced concrete structures,* 2023, vol. 3, no. 3, pp. 62–74.

3. Tamrazyan A. G., Popov D. S. *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie korrozionno-povrezhdennykh zhelezobetonnykh elementov pri dinamicheskom nagruzhenii* [Stress-strain state of corrosion-damaged reinforced concrete elements under dynamic loading]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo – Industrial and Civil Engineering*, 2019, no. 2, pp. 19–26.

4. Shakhraman'yan A. M., Kolotovichev Yu. A. *Opyt ispol'zovaniya avtomatizirovannykh sistem monitoringa deformatsionnogo sostoyaniya nesushchikh konstruktsiy na olimpiyskikh ob"ektakh Sochi-2014* [Experience in the use of automated systems for monitoring the deformation state of load-bearing structures at the Sochi-2014 Olympic facilities]. *Vestnik MGSU – MGSU Bulletin,* 2015, no. 12, pp. 92–105.

5. Patrikeev A. V. *Sistema dinamicheskogo monitoringa inzhenernogo sooruzheniya kak klyuchevoy element ego tekhnicheskoy bezopasnosti* [Dynamic monitoring system of an engineering structure as a key element of its technical safety]. *Vestnik MGSU – MGSU Bulletin*, 2014, no. 3, pp. 133–140.

6. *Doebling S. W., Farrar C. R., Prime M. B. A summary review of vibration-based damage identification*

methods. The Shock and Vibration Digest. 1998, vol. 30 (2), pp. 91–105.

7. *Cawley P., Adams R. D.* The location of defects in structures from measurements of natural frequencies. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 1979, vol. 14 (2), pp. 49–57.

8. *Salawu O. S.* Detection of structural damage through changes in frequency: a review. *Engineering Structures*, 1997, vol. 19 (9), pp. 718–723.

9. *Rytter A. Vibrational based inspection of civil engineering structures: PhD thesis.* Aalborg University, Denmark, 1993, 194 p.

10. *Fan W., Qiao P.* Vibration-based damage identification methods: a review and comparative study. *Structural Health Monitoring*, 2011, vol. 10 (1), pp. 83–111.

11. Savin S. N., Demishin S. V., Sitnikov I. V. *Monitoring unikal'nykh ob'ektov s ispol'zovaniem dinamicheskikh parametrov po GOST R 53778–2010* [Monitoring of unique objects using dynamic parameters according to GOST R 53778-2010]. *Inzhenerno-stroitel'niy zhurnal – Civil Engineering Journal*, 2011, no. 7 (25), pp. 33–39.

12. Savin S. N., Khegay A. O., Fan Ch. D., Le V. Ch. *Optimizatsiya vybora diapazona dlin izgibnykh voln dlya obsledovaniya konstruktsii plitnogo tipa* [Optimization of the selection of the bending wavelength range for the examination of the slab type structure]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers,* 2024, no. 3 (104), pp. 44–50.

13. Savin S. N., Smirnova E. E. *Problema opredeleniya dinamicheskikh parametrov dlya prognoza resursa zdaniy i sooruzheniy v usloviyakh prirodnykh i tekhnogennykh ChS* [The problem of determining dynamic parameters for predicting the resource of buildings and structures in conditions of natural and man-made emergencies]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers,* 2019, no. 3 (74), pp. 14–19.

14. Savin S. N., Smirnova E. E., Popov V. M. *Analiz konechno-elementnoy modeli zdaniy, povrezhdennykh v rezul'tate chrezvychaynykh situatsiy* [Analysis of finite element model of buildings damaged as a result of emergency situations]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers,* 2019, no. 2 (73), pp. 24–28.

15. Savin S. N. *Ispol'zovanie uprugikh kolebaniy razlichnykh dlin voln dlya otsenki dinamicheskikh parametrov zdaniy i sooruzheniy i prochnosti kamennoy kladki* [The use of elastic vibrations of various wavelengths to assess the dynamic parameters of buildings and structures and the strength of masonry]. *Seysmostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzheniy – Earthquake resistant construction. Safety of structures,* 2017, no. 4, pp. 43–54.

16. Pukharenko Yu. V., Golubev V. Yu., Khegay A. O. *Ob otsenke treshchinostoykosti stalefibrobetona ul'trazvukovym metodom* [On the assessment of crack resistance of steel fibre concrete by ultrasonic method]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo – Industrial and Civil Engineering*, 2009, no. 9, pp. 50–51.

17. Khegay A. O., Kirilin N. M., Khegay E. O. *Eksperimental'nye issledovaniya prochnostnykh svoystv stalefibrobetona povyshennykh klassov* [Experimental studies of the strength properties of steel fibre concrete of increased classes]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers,* 2019, no. 1 (72), pp. 56–60.

18. Pukharenko Yu. V., Inchik V. V., Panteleev D. A., Zhavoronkov M. I. *Proektirovanie sostavov poliarmirovannykh fibrobetonov* [Design of compositions of poly-reinforced fiber concrete]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers,* 2018, no. 3 (68), pp. 118–122.

19. Grebenyuk G. I., Panteleev N. N., Chapaeva S. G. *Raschet i optimizatsiya ugolkovykh yader zhestkosti svyazevykh zhelezobetonnykh karkasov vysotnykh, neregulyarnykh v plane zdaniy pri proizvol'nom napravlenii vetra* [Calculation and optimization of corner stiffness cores of braced reinforced concrete frames of high-rise, irregular in plan buildings with an arbitrary wind direction]. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo – Bulletin of universities. Construction*, 2007, no. 12 (588), pp. 4–10.

20. Litvinova E. V. *Opredelenie parametrov dinamicheskikh kharakteristik kolebaniy stroitel'nykh konstruktsiy, zdaniy i sooruzheniy* [Determination of parameters of dynamic characteristics of vibrations of building structures, buildings and structures]. *Stroitel'stvo i tekhnogennaya bezopasnost' – Construction and safety technology,* 2017, no. 9 (61), pp. 93–100.