

В железобетонных конструкциях, у которых преднапряжение создается в построечных условиях (постнапряженные конструкции) с целью уменьшения сцепления арматуры и бетона применяются канаты в специальной пластиковой оболочке со смазкой между металлом и пластиком. Одной из важных особенностей данных конструкций является, то что пластиковая оболочка канатов начинает плавиться уже при температуре около 200° С, а релаксация напряжений в канатной арматуре около 350° С [3].

Физические эффекты, возникающие в постнапряженных конструкциях, приведены в таблице 1 [3].

Таблица 1. Физический эффект в постнапряженных балочных конструкциях в зависимости от температуры

| Градусы | Физический эффект |
|----------|---|
| 50 | Нет видимого эффекта |
| 60 | Происходит расслоение по поверхности контакта полиэтиленового образователя и бетона |
| 100-150 | Период структурного уплотнения тяжелого бетона |
| 120 | Нагрев поливинилхлоридной оболочки канатов |
| 180 | Поливинилхлоридная оболочка становится вязкой |
| 200 | Уменьшение вязкости поливинилхлоридной оболочки |
| 300 | Поверхностное расслоение защитного слоя бетона |
| 350 | Раскрытие трещин вследствие начавшихся процессов релаксации в канате |
| 550 | Полная потеря предварительного напряжения в стали |
| 550-650 | Развитие магистральных трещин и внутренней структуры бетона |
| 650-1200 | Взрывообразные процессы разрушения бетона |

В постнапряженных конструкциях при воздействии огня происходит комплексное изменение, как прочности бетона так и преднапряженной арматуры, их модуля упругости, релаксации, расширения, теплопроводности, ползучести и затрагивает все этапы, на которых происходит повышение температуры. Данные об этих изменениях как в бетоне, так и в арматуре особенно важны для обеспечения несущей способности конструкций, подвергающихся огневому воздействию и должны быть учтены при разработке методик расчета.

По сравнению с расчетом на обычное температурное воздействие эксплуатационная пригодность постнапряженных конструкций (существующих или модернизированных), подверженных воздействиям пожара значительно отличается. И в первую очередь это связано с особенностями снижения их несущей способности.

Европейские и американские нормы используют для оценки обеспечения адекватного рейтинга при огневом воздействии на железобетонные конструкции условие [1, 2]:

$$\frac{R_{Fire}}{U_{Fire}} \geq 1,$$

где RFire – несущая способность после воздействия пожара (расчетная нагрузка);

UFire – минимальная несущая способность при всех факторах.

Несущая способность после воздействия пожара (RFire) рассчитывается с учетом средних значений прочностных характеристик материала, которые прогнозируются исходя из максимальной ожидаемой температуры в случае пожара и заданной продолжительности пожара.

В случае пожара, приложенные нагрузки, скорее всего, ниже, чем полные расчетные нагрузки, указанные для нормальных температурных условий. В нормах для проектирования по степени пожарной опасности обычно указывается нагрузка (в случае пожара UFire) ниже, чем те, которые используются в проекте для нормальных температурных условий. Например, постоянная нагрузка (DL) и переменная нагрузка (LL) факторов пожара нормы ASCE и Еврокод предоставляют следующие:

$$1.2DL + 0.5LL \text{ (ASCE, 1995)}$$

$$1.0DL + 0.9LL \text{ (ECI, 1994)}$$

Близкие значения несущей способности после воздействия пожара установлены и в других нормах по проектированию. Хотя такой подход оценивает меньшие предельные усилия, но он считается адекватным. Оценки эксплуатационных нагрузок при нормальных условиях эксплуатации показали, что большинство зданий отвечают требованиям условий (DL + LL) / (UFire) коэффициент 0,5 или меньше [1, 2, 5].

Заключение. В настоящее время широко внедряются постнапряженные железобетонные конструкции. Учет влияния температуры на такие конструкции практически не исследовался или имеет определенную противоречивость. Данное обстоятельство свидетельствует о необходимости более полного обследования влияния факторов огневого воздействия на несущую способность железобетонных и в том числе пост- напряженных железобетонных конструкций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ACI 216R-89, Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
2. ECI 1994, Eurocode 1: Basis of Design and Design Actions on Structures, Part 2-2: Actions of Structures Exposed to Fire, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
3. Buchanan, A. H., 2001 (editor), Fire Engineering Design Guide, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
4. Buchanan, A. H., 2001, Structural Design for Fire Safety, John Wiley and Sons, LTD.
5. Kumahara, S.; Masuda, Y.; and Tanano, Y., 1993, Tensile Strength of Continuous Fiber Bar Under High Temperature, International Symposium on Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, SP-138, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

Материал поступил в редакцию 17.01.12

SEDLYAR T.N., MALINOVSKY, V.N., SHALOBYTA N.N. Effect of fire impact on the carrying capacity concrete and postvoltage konstuktys

The article discusses the impact of high temperatures on post-tension concrete elements.

УДК 624.012

Тур А.В.

СОПРОТИВЛЕНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ВНЕЗАПНОМ ПРИЛОЖЕНИИ НАГРУЗКИ

Введение. В последнее десятилетие усилия специалистов направлены на разработку проектных стратегий и практических методов защиты зданий и сооружений в особых расчетных ситуациях, появляющихся результате реализации аномальных событий (взрывов, пожаров, ударов транспортных средств в элементы здания, террористических и криминальных атак и т.д.), приводящих к разви-

тию так называемого прогрессирующего обрушения, главным признаком которого принято считать непропорционально большие масштабы по отношению к локальному повреждению (разрушению) конструктивного элемента, инициировавшего цепную реакцию разрушений других конструктивных элементов, непосредственно не подвергавшихся воздействию. Стратегии управления рисками про-

Тур Андрей Викторович, ассистент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

грессирующего обрушения, представленные в работах отечественных и зарубежных исследователей, включают: 1) ограничение и контроль угроз возникновения особой расчетной ситуации (реализация особого воздействия); 2) обеспечение локального сопротивления отдельных конструктивных элементов, определяемых как ключевые; 3) оценка реакции конструктивной системы на локальное разрушение (оценка живучести).

Требования как европейских, так и национальных норм проектирования (ТКП ЕН1991-1-7, ТКП 45-3.02-108-2008) относятся, главным образом, к оценке живучести модифицированных конструктивных систем, из которых, по установленным правилам, производят внезапное удаление вертикальных несущих элементов.

В общем случае оценка живучести конструктивных систем при внезапном удалении вертикальных элементов требует выполнения нелинейных динамических расчетов. При этом внезапное удаление вертикального элемента моделируется внезапным приложением гравитационной нагрузки. В практике проектирования применяют, главным образом, квазистатические нелинейные расчеты, в рамках которых динамические эффекты, возникающие при внезапном удалении конструктивного элемента, учитывают введением повышающих динамических коэффициентов к статическим гравитационным нагрузкам, приложенным на потенциальной площади обрушения.

Несмотря на то, что нормативные документы (в частности, ТКП ЕН 1990) в качестве обязательного требования декларируют необходимость оценки живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, критерии по которым следует выполнять эти проверки, не установлены.

В настоящей работе на базе энергетического подхода теоретически получены и экспериментально проверены зависимости для вычисления динамических повышающих коэффициентов, применяемых при нелинейных квазистатических расчетах, разработаны критерии оценки живучести конструктивной системы в особой расчетной ситуации.

1. Аналитический обзор результатов экспериментально-теоретических исследований сопротивления конструктивных элементов при действии внезапно приложенных нагрузок. Требования нормативных документов различных стран, относящиеся к расчетным проверкам конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. Выполненный анализ показал, что в рамках общепринятых расчетных стратегий защиты конструктивных систем¹ от прогрессирующего обрушения² основное внимание сосредоточено на предотвращении развития непропорционального обрушения здания или сооружения, получившего локальное разрушение (повреждение), а, следовательно, на оценке **живучести**³ конструктивной системы при внезапном удалении вертикального несущего элемента (ключевого элемента), что в рамках данной работы считается эквивалентным внезапному приложению гравитационной нагрузки к элементам модифицированной конструктивной системы. Данная стратегия может быть единственно возможной при проверках конструктивных систем в случае неидентифицированных особых воз-

¹ Общим вопросам разработки стратегий защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения посвящены работы проф. Колчунова В.И., Ключевой Н.В., Кудишина Ю.И., Перельмутера А.В., Пецольда Т.М., Тамразяна А.Г., Тура В.В., *Ellingwood B. R., Starossec U.* и др.

² *Прогрессирующее обрушение*: один или несколько элементов конструктивной системы разрушаются **внезапно** (независимо от причин, вызвавших разрушение), что ведет к перераспределению усилий и очередному выключению (разрушению) других конструктивных элементов, **не подвергавшихся непосредственно особому воздействию** до тех пор, пока не будет достигнуто **новое состояние равновесия**, при котором часть конструктивной системы, если не все здание в целом, подвергнется обрушению.

³ *Живучесть (robustness)* – это свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар, и результатам человеческих ошибок, без появления повреждений, которые были бы непропорциональны исходной причине (нечувствительность конструктивной системы к локальному повреждению, разрушению) (ТКП ЕН 1990, с. 17).

действий, для которых на стадии проектирования невозможно установить их величину и направление.

В соответствии с принятой расчетной стратегией, потенциальное разрушение конструктивной системы следует предотвращать или ограничивать его масштабы, применяя: 1) непрямой (косвенный) метод (например, т.н. метод связевых усилий), в соответствии с которым выполняют проектирование системы вертикальных и горизонтальных связей, обладающих значительной пластической деформативностью и обеспечивающих интегральную целостность (связность) поврежденной конструктивной системы с удаленным элементом; 2) прямой расчетный метод (или т.н. метод альтернативных траекторий, АТ-метод), в рамках которого выполняют прямой расчет модифицированной конструктивной системы с удаленным элементом и, используя полученные результаты расчета, проверяют выполнение установленных критериев живучести конструктивной системы в особых расчетных ситуациях. Критерии, применяемые при проверках, зависят, как правило, от расчетных процедур, используемых в рамках АТ-метода. В общем случае, практически все нормы допускают применение следующих расчетных процедур: 1) линейно-упругий статический расчет (LS); 2) нелинейный статический расчет (NLS); 3) нелинейный динамический расчет (NLD)⁴. Несмотря на то, что нелинейные динамические расчеты, на первый взгляд, наиболее полно отображают сопротивление конструктивной системы при внезапном приложении нагрузок, они являются достаточно трудоемкими, требуют применения специальных конечно-элементных комплексов, в которых реализованы нелинейные динамические процедуры. Кроме того, анализ показал, что практическая реализация нелинейных динамических расчетов, в частности для железобетонных конструкций, сопряжена с рядом неопределенностей (назначение коэффициентов демпфирования, описание истории нагружения). В связи с этим при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях широко применяют квазистатические расчеты. При квазистатических расчетах модифицированных конструктивных систем необходимы обоснованные подходы как к назначению повышающих динамических коэффициентов для нагрузок, так и к определению критериев, принимаемых при оценках живучести.

Попытка внесения дифференцированных значений динамических повышающих коэффициентов при выполнении квазистатических расчетов конструктивных систем в особых расчетных ситуациях предпринята в американских нормах *UFC4-023-03*. Анализ показал, что представленные в *UFC 4-023-03* эмпирические зависимости, полученные калибровкой на основе результатов численных параметрических исследований модельных пространственных рам для особых сочетаний нагрузок, принятых в соответствии с *ASCE 7*, невозможно применить как в европейской, так и в национальной проектной практике. Кроме того, они не могут быть подвергнуты корректировке с учетом требований ТКП ЕН 1991-1-7.

Установлено, что наибольшего внимания заслуживают расчетные методы проверок живучести конструктивных систем, основанные на положениях энергетического подхода⁵. Применение этих методов позволяет получать достаточно точные результаты в случае рассмотрения систем с одной динамической степенью свободы при больших динамических перемещениях, что практически всегда соответствует условиям рассматриваемой задачи.

Выполненный анализ показал, что современные направления экспериментально-теоретических исследований по данной проблеме можно условно разделить на две группы:

- теоретические численные (параметрические) исследования⁶, выполненные на модельных рамах (неразрезных балках) с использованием конечно-элементных программных комплексов, позволяющих реализовать нелинейные расчетные процедуры;

⁴ При применении линейно-упругих расчетов критерии основаны на сравнении усилий в конструктивных элементах, а при нелинейных – сравнении перемещений (углов поворотов, прогибов).

⁵ Посвящены работы *Vlassis A.G.* и др.

⁶ Посвящены работы *Демидова А.П., Козелкова М.М., Тихонова И.Н., Kaewkulchai G., Menchel K., Powell G., Williamson E.B., Vlassis A.G., Zhou Y.* и др.

- экспериментально-теоретические исследования, связанные с испытаниями в основном балочных элементов фрагментов и моделей рам, при внезапном приложении нагрузки (либо нагрузок с регулируемой скоростью приложения)⁷.

Следует отметить, что результаты экспериментальных исследований железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузок достаточно ограничены и в ряде случаев преследуют достаточно конкретные цели (например, выявление мембранного эффекта, исследование конструктивных решений узлов рам сейсмостойких зданий).

Таким образом, показано, что в настоящее время, как в национальной, так и в европейской научно-технической литературе, отсутствует как обоснованный метод оценки сопротивления изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки, так и критерии оценки живучести в целом конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. Кроме того, опытные данные, относящиеся к сопротивлению железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузок, крайне ограничены.

Анализ показал, что положения энергетического подхода могут быть приняты за основу как при выводе аналитических зависимостей для вычисления динамических повышающих коэффициентов, так и расчетных критериев, применяемых при оценках живучести конструктивных систем.

2. Теоретические положения, касающиеся применения энергетического подхода к построению квазистатических нелинейных диаграмм. Предложенный и разработанный метод оценки живучести конструкций в особых расчетных ситуациях базируется на следующем **допущении**: *внезапное удаление колонны (вертикальной опоры) из конструктивной системы в соответствии с расчетным сценарием, эквивалентно эффекту от внезапного приложения к модифицированной системе гравитационной нагрузки, воспринимавшейся этим вертикальным элементом.* Данное допущение позволяет получать практически точные решения для систем с одной степенью динамической свободы, при значительных вертикальных перемещениях узла, в котором производится вынужденное удаление элемента.

При разработке метода построения квазистатических диаграмм “ $F - \Delta$ ” на базе положений энергетического подхода в дополнение к приведенному были приняты следующие допущения: 1) в силу того, что при внезапном удалении колонны преобладают вертикальные динамические перемещения, а влияние горизонтальных инерционных сил незначительно, допустимо рассматривать систему с одной (определяющей) степенью динамической свободы и массой, сосредоточенной в узле, для которого производится удаление колонны; 2) динамическая реакция системы зависит от уровня внезапно приложенной нагрузки. В особых расчетных ситуациях уровень внезапно приложенной особой нагрузки всегда превышает $0,5 P_y$, приближаясь к $(0,85...0,9) P_y$. Поэтому при построении квазистатической диаграммы, описывающей максимальную динамическую реакцию системы, допустимо рассматривать только первый полупериод колебаний. При таком уровне внезапно приложенной нагрузки колебания конструктивной системы после достижения максимального динамического перемещения интенсивно затухают (коэффициент демпфирования $\xi > 5\%$).

Максимальное нелинейное динамическое перемещение конструктивного элемента системы для данного уровня нагружения может быть рассчитано из ее энергетического баланса, то есть равенства работы W_j , совершаемой внешними гравитационными силами на динамическом перемещении $\Delta_{d,i}$ и потенциальной энергии деформации (работы внутренних сил) U_j , вычисленной при этом же перемещении.

Для основной формы колебаний изгибаемого элемента равенство работы внешних сил на максимальном вертикальном перемещении Δ_d и потенциальной энергии деформирования системы достигается тогда, когда равны площади $S_{OABC} = S_{ODC}$ (рисунок 1).

Зависимость, связывающая величину квазистатического усилия P_i и соответствующее ему максимальное динамическое перемещение на первом полупериоде колебаний, в общем случае имеет вид:

$$P_i = \lambda P_y = \frac{1}{\Delta_{d,i}} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}, \quad (1)$$

где $\Delta_{d,i}$ – максимальное динамическое перемещение, определяемое при внезапно приложенной нагрузке уровня P_i ;

$\int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st}$ – потенциальная энергия деформации элемента конструкции при перемещении, равном максимальному динамическому перемещению $\Delta_{d,i}$.

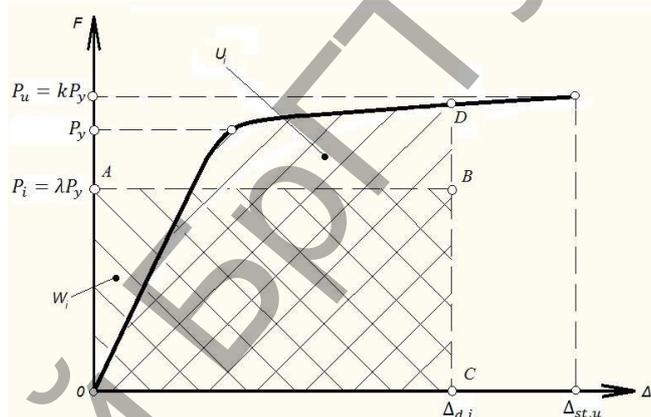


Рис. 1. К определению динамического перемещения $\Delta_{d,i}$ с использованием энергетического подхода

При установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию конструктивного элемента (или системы в целом), может быть достаточно просто перестроена зависимость, связывающая максимальные динамические перемещения с соответствующими уровнями внезапно приложенной гравитационной нагрузки (“ $P_i - \Delta_{d,i}$ ”). В работе приведен пошаговый алгоритм построения квазистатической диаграммы “ $P_i - \Delta_{d,i}$ ” (“усилие-перемещение”).

Анализ, выполненный в работе, показал, что при описании полной нелинейной диаграммы “ $F - \Delta$ ” конструктивной системы с достаточной для практики точностью может быть использована двухлинейная (билинейная) аппроксимация с наклонной ветвью на участке $[\Delta_y, \Delta_u]$. В этом случае для построения квазистатической диаграммы достаточно установить два уровня внезапно приложенной нагрузки: P_{yd} – соответствующий динамическому перемещению $\Delta_{d,y} \equiv \Delta_{st,y}$, при котором достигаются относительные деформации текучести в растянутой арматуре (образование пластического шарнира) и P_{yu} – соответствующий предельному значению перемещению $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$.

При установленной зависимости, описывающей нелинейную статическую реакцию элемента конструктивной системы, могут быть решены **задачи двух типов**:

- (1) при известном (заданном) значении особой нагрузки P_i из энергетического баланса системы ($W_i = U_i$) определяют максимальное динамическое перемещение $\Delta_{d,i}$ на первом полупериоде колебаний и сравнивают полученное значение с предельным значением $\Delta_{d,u}$

$$\Delta_{d,i} = \frac{1}{P_i} \int_0^{\Delta_{d,i}} F_d d\Delta_{st} \leq \Delta_{d,u}; \quad (2)$$

- (2) при установленном из нелинейной статической диаграммы “ $F - \Delta$ ” предельном значении вертикального перемещения $\Delta_{d,u} \equiv \Delta_{st,u}$ (угла поворота $\theta_{d,u}$) из энергетического баланса

⁷Посвящены работы Ветрова О.А., проф. Колчунова В.И., Ключевой Н.В., Choi H., Kim J., Ying T., Youpu S. и др.

системы определяют предельное значение гравитационной внезапной приложенной нагрузки P_u :

$$P_u = \frac{1}{\Delta_{d,u}} \int_0^{\Delta_{d,u}} F_d d\Delta_{st}. \quad (3)$$

С использованием квазистатических нелинейных диаграмм была получена аналитическая зависимость для вычисления динамического повышающего коэффициента (DIF) для различных уровней нагружения λ и характеристик пластической деформативности элемента (например, в случае свободно-опертых балок – пластической кривизны φ_{pl}) (рисунок 2):

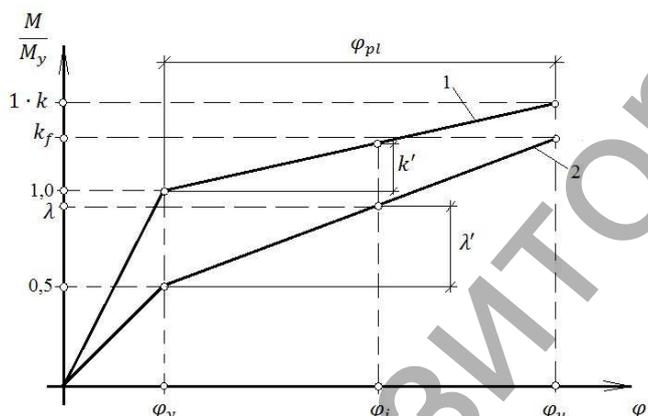
$$DIF = \frac{1}{0,5 + \lambda'} + \frac{2\lambda' \eta_\varphi (k-1)}{k(\eta_\varphi - 1)(0,5 + \lambda')}. \quad (4)$$

В формуле (4) приняты следующие обозначения:
 $\lambda' = \lambda - 0,5$ – коэффициент, описывающий уровень нагружения в интервале от $0,5F_y$ до $0,95F_y$ (F_y – обобщенное усилие, соответствующее достижению текучести в растянутой арматуре, например, M_y – для изгибаемых элементов);

k – коэффициент, показывающий превышение предельного усилия над усилием, соответствующим достижению текучести в растянутой арматуре ($k = F_u/F_y$ или в случае изгиба $k = M_u/M_y$);

η_φ – коэффициент пластической деформативности, определяемый $\eta_\varphi = \varphi_u/\varphi_y$;

φ_u, φ_y – предельная кривизна и кривизна, соответствующая достижению текучести в растянутой арматуре.



1 – статическая диаграмма; 2 – динамическая диаграмма.
 Рис. 2. К выводу расчетной зависимости для вычисления динамического повышающего коэффициента (DIF)

Несложно заметить, что при $\lambda = 0,5, \lambda' = 0$ по формуле (4) динамический повышающий коэффициент $DIF = 2,0$ (упругая работа элемента).

Принимая во внимание, что при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях уровень нагружения составляет не менее $0,8F_y$ (при этом $\eta_\varphi > 2$) формула (4) может быть преобразована к более простому виду, пригодному для определения повышающих динамических коэффициентов при выполнении нелинейных квазистатических расчетов (при $k = 1,1; \lambda = 0,9, \lambda' = 0,5$):

$$DIF = 1,11 + 0,08 \frac{\eta_\varphi}{\eta_\varphi - 1} \quad (5)$$

или учитывая, что $\eta_\varphi = \varphi_u/\varphi_y$, а $\varphi_{pl} = \varphi_u - \varphi_y$, формула (5) принимает вид:

$$DIF = 1,11 + 0,08 \left(\frac{\varphi_y}{\varphi_{pl}} + 1 \right). \quad (6)$$

Для нелинейного квазистатического расчета конструктивных систем при особом сочетании нагрузок согласно ТКП EN 1991-1-7 значение динамического повышающего коэффициента может быть определено по упрощенной зависимости:

$$DIF = 1,11 + 0,08 \left(\left(\frac{l_p}{l} \right) \frac{\theta_y}{\theta_{pl}} + 1 \right), \quad (7)$$

где θ_y, θ_{pl} – соответственно угол поворота, соответствующий достижению текучести в растянутой арматуре и угол пластического поворота;

l_p – эквивалентная длина пластического шарнира;

l – длина пролета балочного элемента в немодифицированной конструктивной системе.

3. Методика и результаты экспериментальных исследований балочных элементов при внезапном приложении нагрузки. Верификация предложенных методов построения квазистатических диаграмм и зависимостей для вычисления повышающих динамических коэффициентов на фоне полученных опытных данных. Испытаниям подвергали железобетонные балки прямоугольного сечения, которые отличались длиной пролета, геометрическими размерами поперечного сечения, коэффициентами армирования (ρ_l и ρ'_l), прочностными характеристиками бетона (4 серии, 18 марок балок, 54 испытания при различных уровнях нагружения, рисунок 3).

До проведения динамических испытаний при внезапном приложении нагрузки образцы балок – представителей для каждой серии предварительно подвергали статическим испытаниям, по результатам которых были получены зависимости “нагрузка-прогиб” (“момент-кривизна”), эпюры распределения относительных деформаций по высоте критического сечения в середине пролета, графики изменения относительных деформаций в растянутой арматуре в зависи-

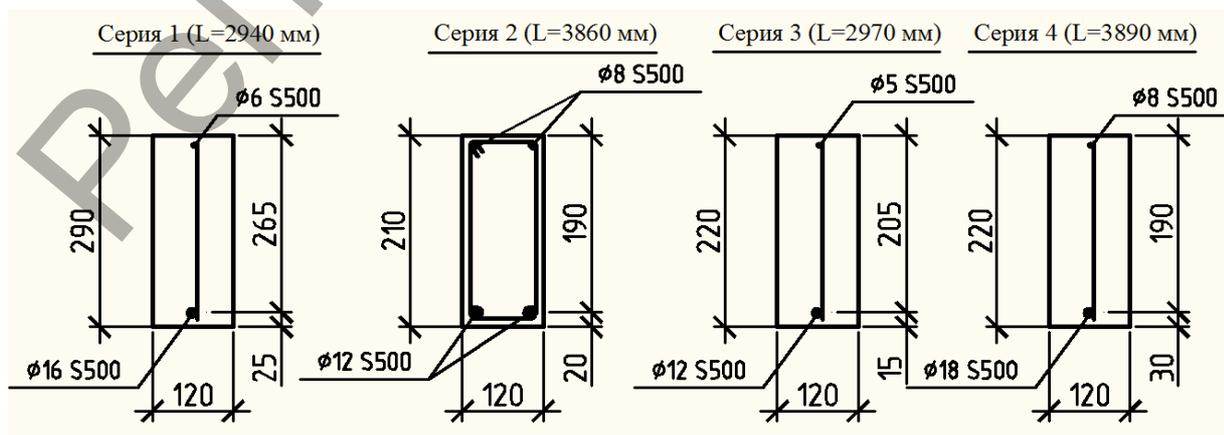


Рис. 3. Конструкция опытных образцов

мости от уровня нагружения. С использованием полученных опытных диаграмм, описывающих полную нелинейную реакцию балочно-го элемента в виде полных диаграмм “момент-кривизна” и “сила-перемещение”, строили квазистатические диаграммы (пример построения для балок серии 1 показан на рисунке 4), по которым определяли ожидаемые значения динамических перемещений и повышающих динамических коэффициентов для условий проводимых опытов в зависимости от уровня нагружения.

При проведении динамических испытаний внезапное удаление вертикальной опоры моделировали следующим образом. В центре пролета балки устанавливали временную составную опору (поз.5, рисунок 5). Вертикальную нагрузку требуемого уровня передавали через рычажную установку непосредственно на составную опору. После передачи вертикальной нагрузки, к опоре при помощи домкрата (поз. 6, рисунок 5) прикладывали горизонтальное усилие, выводящую стойку из положения равновесия. При достижении критического эксцентриситета стойка внезапно теряла устойчивость, разделяясь на две составные части, а нагрузка передавалась на балку.

Измерение относительных деформаций растянутой арматуры и сжатой грани бетона при внезапном нагружении производили датчиками омического сопротивления с помощью специализированного комплекса ТИССА, позволяющего производить снятие отсчетов в непрерывном режиме с частотой от 10 Гц до 50 Гц.

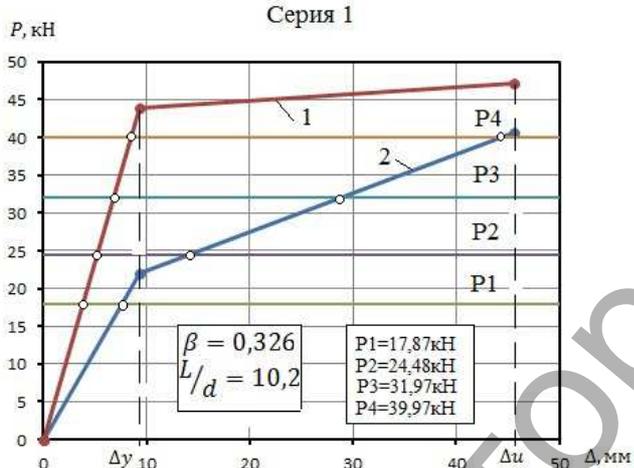
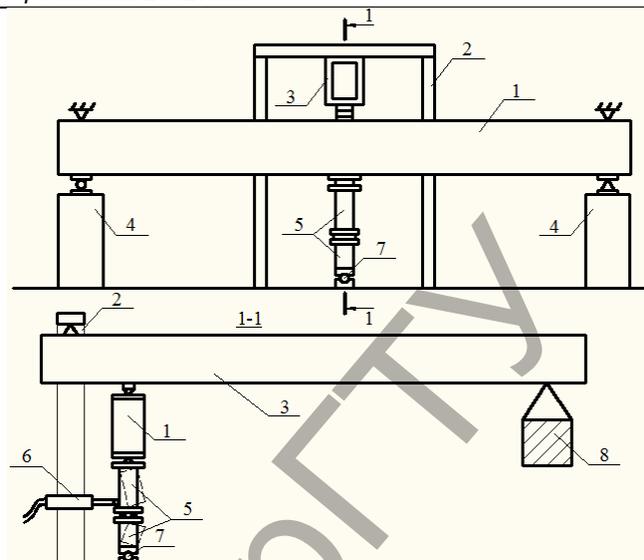


Рис. 4. К построению квазистатической диаграммы “ $P_d - \Delta_d$ ” для балок серии 1



1 – балка; 2 – силовая рама; 3 – рычаг; 4 – бетонные опоры; 5 – временная составная опора; 6 – горизонтальный домкрат; 7 – шаровая опора; 8 – корзина с грузами

Рис. 5. Общий вид балки при испытаниях и схема испытательной установки с составной внезапно-удаляемой центральной опорой

Измерение относительных деформаций производили в трех сечениях по длине пролета балки. Максимальные вертикальные перемещения на первом полупериоде колебаний устанавливали по значениям пересчитанных динамических кривизн по зафиксированным относительным фибровым деформациям сжатого бетона и растянутой арматуры, а также по результатам компьютерной кадровой обработки видеосъемки (пример для балки серии 3 показан на рисунке 6).

На рисунке 7 показаны характерные графики колебаний для опытных балок, полученные при различных уровнях нагружения, из которых видно, что после внезапного удаления центральной опоры балка получает вертикальное перемещение, а затем совершает затухающие колебания.

Испытания показали, что параметры колебаний зависят, главным образом, от изменения жесткостных характеристик балки,

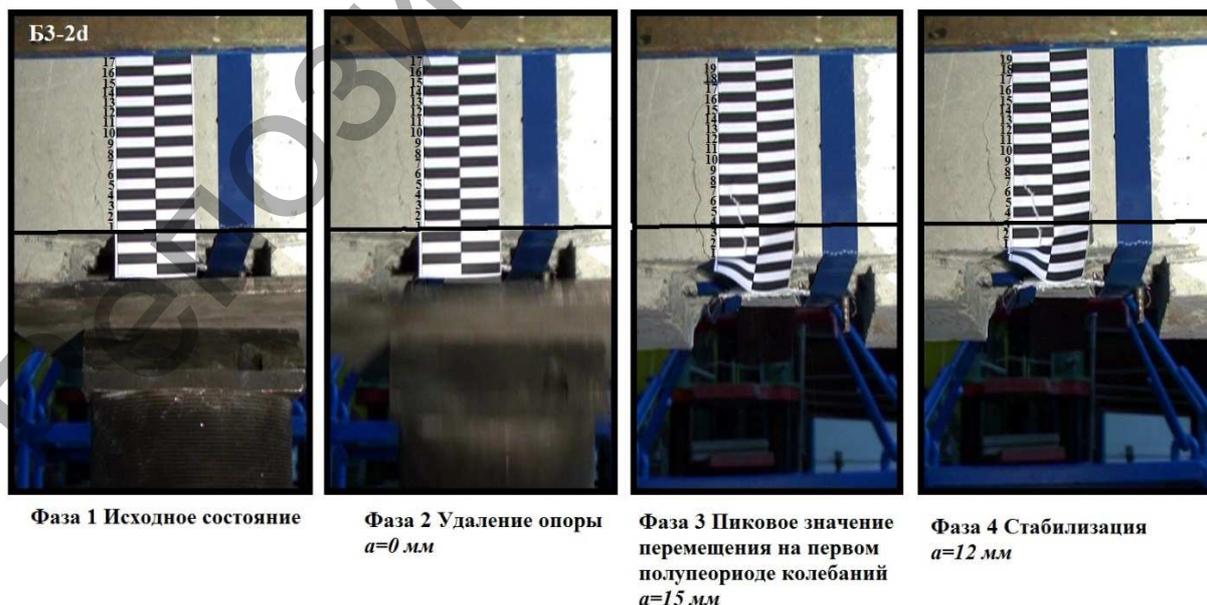
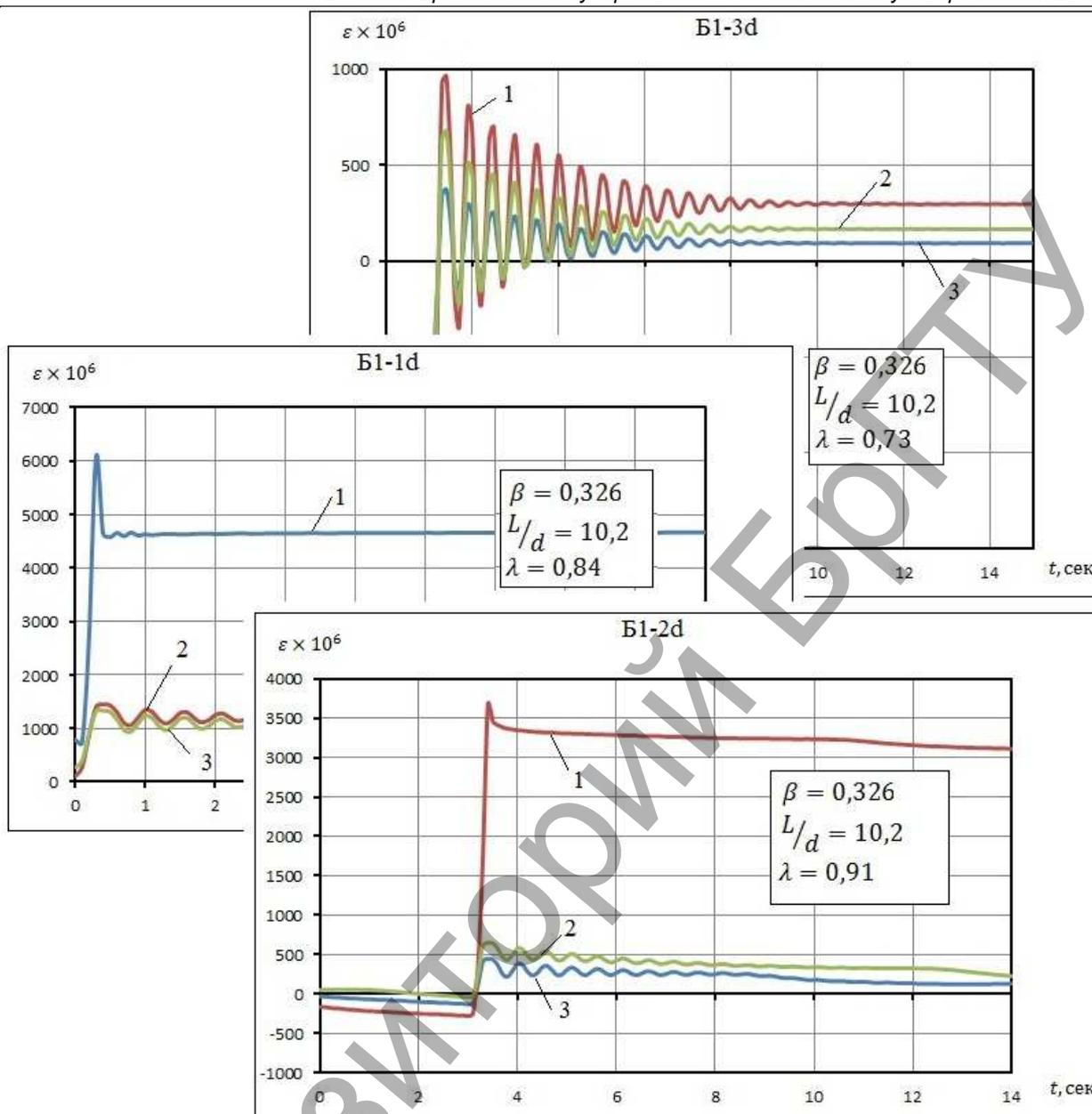


Рис. 6. Значения вертикальных перемещений, зарегистрированных при динамических испытаниях, при компьютерной обработке данных видеосъемки на примере балки 2 серии 3



1 – тензодатчик на арматуре в середине пролета; 2, 3 – тензодатчики на арматуре в четвертях пролета

Рис. 7. Характерные графики изменения относительных деформаций растянутой арматуры во времени для опытных балок, установленные при различных уровнях нагружения

достигаемых на первом полупериоде колебаний, когда наблюдается интенсивное, практически лавинообразное образование и развитие трещин, как по высоте сечения, так и по длине пролета элемента. С возрастанием уровня нагружения происходит изменение демпфирующей способности железобетонного элемента (установлено, что логарифмический декремент затухания изменялся в зависимости от уровня нагружения от 0,157 до 0,245, соответственно коэффициент демпфирования от 1,2% до 3,45%).

При уровне нагружения более $0,8 P_y$ колебания затухают практически сразу же после достижения максимального динамического перемещения. При таком уровне нагружения относительные деформации арматуры превышают $\epsilon_{sy,d}$ (для арматуры S500 $\epsilon_{sy,d} = \epsilon_{sy} \cdot k_{s,d} = 3,27\%$). При уровнях нагружения, близких к $\lambda = 0,5$, колебания хотя и наблюдаются, но имеют ярко выраженный затухающий характер.

В таблице 1 представлены результаты сравнения опытных и теоретических значений максимальных вертикальных динамических перемещений для опытных балок, полученные при различных уровнях внезапно приложенной нагрузки на первом полупериоде колебаний.

Как видно из представленного сравнения, опытные и теоретические значения динамических перемещений, представленные в таблице 1, имеют удовлетворительное совпадение (среднее значение отношения $\Delta_{test}/\Delta_{th} = 0,989$ при коэффициенте вариаций $v_x = 4,4\%$).

Сравнение теоретических и опытных значений динамических повышающих коэффициентов для опытных балок представлено в таблице 2.

Зависимости, предложенные для вычисления динамических повышающих коэффициентов, дают результаты, удовлетворительно совпадают с опытными данными и могут быть использованы для выполнения практических нелинейных квазистатических расчетов

Таблица 1. Сравнение опытных и теоретических значений вертикальных перемещений при различных уровнях нагружения

| Серия | Обозначение балок | β | L/d | λ | Вертикальное перемещение Δ , мм | | (6) (7) |
|-------|-------------------|---------|-------|-----------|--|-------------------------------------|------------------|
| | | | | | опыт | расчет по диаграмме "P - Δ " | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | Б1-хд* | 0,326 | 10,2 | 0,41 | 7,1 | 7,64 | 1,07 |
| | | | | 0,56 | 13,98 | 14,2 | 1,02 |
| | | | | 0,73 | 27,6 | 28,62 | 1,04 |
| | | | | 0,91 | 43,87 | 44,11 | 1,005 |
| 2 | Б2-хд | 0,240 | 18,73 | 0,65 | 36 | 36,96 | 1,03 |
| 3 | Б3-хд | 0,225 | 13,31 | 0,21 | 3,8 | 3,99 | 0,952 |
| | | | | 0,62 | 16,53 (15,0)** | 18,38 | 0,899 (0,82) |
| | | | | 0,72 | 26,43 | 27,47 | 0,962 |
| 4 | Б4-хд | 0,385 | 18,89 | 0,3 | 12,07 (12,0) | 11,94 | 1,02 (1,005) |
| | | | | 0,48 | 17,32 | 19,36 | 0,894 |
| | | | | 0,61 | 25,63 (29,0) | 26,16 | 0,979 (1,11) |
| | | | | 0,7 | 36,1 (36,0) | 36,06 | 1,001 (0,998) |

* $\lambda=1,2,3,4,5,6,7,8$ в зависимости от количества балок в серии

** - в скобках указан результат, зафиксированный при видеосъемке, полученный по компьютерно-обработанной масштабной линейке

Таблица 2. Сравнение теоретических и опытных значений динамических повышающих коэффициентов для опытных балок

| Серия | Обозн. балки | $\lambda = \frac{P_i}{P_y}$ | Значение динамического коэффициента, DIF | | | | (6) (4) | (7) (4) | (6) (5) | (7) (5) |
|-------|--------------|-----------------------------|--|-----------|---------------|-----------------|------------|------------|------------|------------|
| | | | теоретические | | опытные | | | | | |
| | | | по "P - Δ " | по ф. (4) | по Δ_i | по ϵ_s | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1 | Б1-хд* | 0,41 | 2,0 | 2,0 | 1,98 | 1,89 | 0,99 | 0,945 | 0,99 | 0,945 |
| | | 0,56 | 1,81 | 1,81 | 1,78 | 1,73 | 0,983 | 0,956 | 0,983 | 0,956 |
| | | 0,73 | 1,43 | 1,42 | 1,38 | 1,29 | 0,965 | 0,902 | 0,97 | 0,908 |
| | | 0,91 | 1,16 | 1,16 | 1,21 | 1,24 | 1,04 | 1,07 | 1,04 | 1,07 |
| 2 | Б2-хд | 0,32 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 1,91 | 1 | 0,955 | 1 | 0,955 |
| | | 0,66 | 1,71 | 1,6 | 1,73 | 1,8 | 1,01 | 1,05 | 1,08 | 1,125 |
| | | 0,82 | 1,4 | 1,26 | 1,38 | 1,43 | 0,986 | 1,02 | 1,1 | 1,135 |
| 3 | Б3-хд | 0,21 | 2,0 | 2,0 | 1,97 | 2,0 | 0,985 | 1 | 0,985 | 1 |
| | | 0,62 | 1,78 | 1,76 | 1,81 | 1,62 | 1,02 | 0,91 | 1,03 | 0,92 |
| | | 0,72 | 1,57 | 1,56 | 1,57 | 1,57 | 1 | 1 | 1,006 | 1,006 |
| 4 | Б4-хд | 0,3 | 2,0 | 2,0 | 1,97 | 1,98 | 0,985 | 0,99 | 0,985 | 0,99 |
| | | 0,48 | 2,0 | 2,0 | 1,98 | 2,01 | 0,99 | 1,005 | 0,99 | 1,005 |
| | | 0,61 | 1,92 | 1,92 | 1,59 | 1,47 | 0,828 | 0,766 | 0,828 | 0,766 |
| | | 0,7 | 1,69 | 1,69 | 1,68 | 1,59 | 0,994 | 0,941 | 0,994 | 0,941 |

* $\lambda=1,2,3,4,5,6,7,8$ в зависимости от количества балок в серии

(значение отношения $\Delta_{test}/\Delta_{th} = 0,984$ при коэффициенте вариации $v_x = 2,6\%$). Выявленные отклонения опытных и расчетных значений повышающих динамических коэффициентов являются результатом погрешностей измерений относительных деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона и точности определения вертикальных перемещений.

Значение повышающего динамического коэффициента, применяемого в виде множителя к гравитационным нагрузкам при выполнении нелинейных квазистатических расчетов, изменяется в зависимости от уровня нагружения и пластических характеристик элемента в широком диапазоне (от 1,24 до 2,0). Только при уровнях нагружения $\lambda \leq 0,5$ значение $DIF = 2,0$. При уровнях нагружения $\lambda \geq 0,8$ оценивание сопротивления конструктивного элемента

при внезапном приложении нагрузки с достаточной точностью может быть выполнено на первом полупериоде колебаний.

4. Расчетные критерии, применяемые для проверки живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях при внезапном приложении нагрузок. Обобщенные требования по конструированию изгибаемых железобетонных элементов с учетом необходимой пластической деформативности на стадии концептуального проектирования рамных железобетонных каркасов. Опираясь на результаты выполненных экспериментальных и теоретических исследований, при разработке расчетных критериев была принята следующая **рабочая гипотеза**, базирующаяся на положениях энергетического подхода: *модифицированная (с учетом локального повреждения (разрушения)) конструктивная система обладает требуемой живучестью в особой расчетной ситуации,*

если работа, совершаемая усилием, численно равна реакции в удаляемом вертикальном элементе, на предельном перемещении, имеющем место на первом полупериоде колебаний, не превышает потенциальной энергии модифицированной системы, определенной при том же вертикальном перемещении.

При использовании аппроксимированной диаграммы "F - Δ", описывающей нелинейную реакцию модифицированной конструктивной системы, предельное значение усилия может быть определено исходя из величины предельного вертикального перемещения узла, в котором произведено вынужденное удаление колонны (задача 2 типа) (рисунок 8).

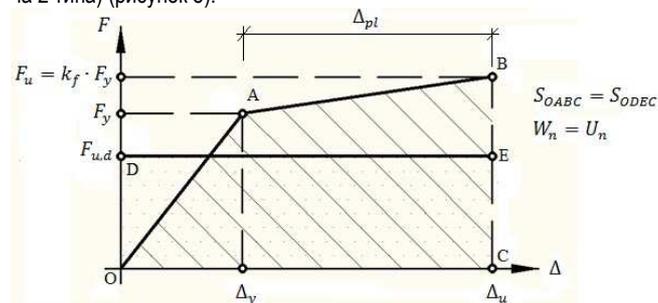


Рис. 8. К определению предельного усилия $F_{u,d}$ для модифицированной конструктивной системы с использованием диаграммы "F - Δ"

Опираясь на положения, сформулированные в рабочей гипотезе ($W_u - U_u$), величина предельного усилия определяется по формуле:

$$F_{u,d} = \frac{1}{2\eta_\Delta} F_y [1 + (1 + k_f)(\eta_\Delta - 1)], \quad (8)$$

а относительный уровень предельного усилия ($F_{u,d}/F_y$) соответственно:

$$\beta_f = \frac{1}{2\eta_\Delta} [1 + (1 + k_f)(\eta_\Delta - 1)]. \quad (9)$$

В формулах (8) и (9):

$\eta_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ - коэффициент пластической деформативности, определяемый как отношение предельных вертикальных перемещений Δ_u к вертикальным перемещениям Δ_y , соответствующим текучести растянутой арматуры (образование пластического шарнира).

В общем случае диаграмма "F - Δ" может быть получена непосредственно из нелинейного статического расчета модифицированной конструктивной системы с удаленным вертикальным элементом. При этом, как показано в работах *Vlassis A. G.* и др., нелинейный расчет может быть выполнен как для системы в целом, так и с незначительной погрешностью, для любого уровня дискретизации конструктивной системы.

При выполнении нелинейных статических расчетов для получения диаграммы "усилие-перемещение" (рисунок 8) используют, как правило, конечно-элементные модели, реализованные в специальных вычислительных комплексах, принимая два основных подхода. В рамках первого подхода производят пошаговое нагружение модифицированной системы, принимая в качестве исходного ненагруженное (недеформированное) состояние. В рамках второго подхода выполняют пошаговое нагружение модифицированной системы, принимая в качестве исходного деформированное состояние, предшествующее удалению колонны. Численный параметрический анализ рамных каркасов, выполненный в настоящей работе, подтвердил выводы, приведенные в работах *Yours S.*, о том, что результаты расчетов, полученные как по первому, так и по второму расчетному сценарию отличаются незначительно (в пределах $\pm 7\%$).

Принимая во внимание сложности, связанные с выполнением нелинейных статических расчетов в настоящей работе аналитическим путем были получены зависимости для вычисления значений

предельных перемещений Δ_u и коэффициентов пластической деформативности η_Δ для изгибаемых элементов регулярного рамного каркаса.

Предельное вертикальное перемещение Δ_u узла, в котором произведено удаление колонны, определяли с учетом образования эквивалентных пластических шарниров исходя из аппроксимированной функции распределения кривизн $\varphi(x)$ по длине элемента в предельной стадии.

С учетом принятых в работе предпосылок и допущений⁸ для вычисления предельных вертикальных перемещений регулярных систем, получена следующая зависимость:

$$\Delta_u = \varphi_y I^2 \left\{ \frac{1}{3} \lambda^2 + \frac{1}{4} (1 + \eta_\varphi) \left[(1 - \lambda) - \frac{I_p}{I} \right] \times \left[(1 + \lambda) - \frac{I_p}{I} \right] + \eta_\varphi \frac{I_p}{I} \left[1 - \frac{I_p}{2I} \right] \right\}. \quad (10)$$

Соответственно для вычисления коэффициента пластической деформативности η_Δ получена зависимость:

$$\eta_\Delta = \lambda^2 + 3(1 + \eta_\varphi) \left[\frac{(1 - \lambda)}{2} - \frac{I_p}{I} \right] \left[\frac{(1 + \lambda)}{2} - \frac{I_p}{I} \right] + 6\eta_\varphi \frac{I_p}{I} \left(1 - \frac{I_p}{I} \right) \quad (11)$$

или, с учетом преобразований (для $\lambda = M_u/M_y = 1$ и $I_p/I = 0,0419$ для рамного каркаса) зависимость (11) может быть представлена в упрощенной форме:

$$\eta_\Delta = 1 + 0,12(\eta_\varphi - 1). \quad (12)$$

В формулах (10)...(12):

φ_y - кривизна критического сечения, соответствующая достижению в растянутой арматуре относительных деформаций текучести;

$\lambda = M_u/M_y$ - коэффициент, определяющий соотношение момента, соответствующего достижению текучести в растянутой арматуре и предельного момента (при двухлинейной аппроксимации допустимо принимать $M_u = M_y$, $\lambda = 1$);

I_p - эквивалентная длина пластического шарнира для железобетонного балочного элемента;

I - длина пролета балочного элемента конструкции до удаления колонны;

$\eta_\varphi = \varphi_u/\varphi_y$ - коэффициент пластической деформативности для "I-go" критического сечения, определяемый по формуле:

⁸ Предпосылки и допущения:

- для описания нелинейной функции сопротивления применена двухлинейная диаграмма с восходящим участком пластического деформирования. Допускается применение двухлинейной диаграммы с горизонтальным участком. Коэффициент, определяющий отношение предельного усилия к усилию, соответствующему достижению текучести в растянутой арматуре принят равным 1,1;
- при построении нелинейной функции сопротивления учитываются эффекты, связанные с поведением железобетонного элемента с трещинами, а также используются полные нелинейные диаграммы деформирования для материалов, модифицированные с учетом скорости деформирования;
- при построении функции сопротивления для конструктивной системы не учитываются мембранные (цепные) усилия, возникающие в балочных элементах после достижения предельных вертикальных перемещений от изгиба.

Таблица 3. Сравнение результатов расчета параметрических точек диаграмм “F – Δ”

| Обозначение элемента | Коэффициенты армирования | | $\varphi_y \times 10^5 \frac{1}{\text{мм}}$ | $\varphi_u \times 10^5 \frac{1}{\text{мм}}$ | $\varphi_{\rho l} \times 10^5 \frac{1}{\text{мм}}$ | η_ϕ | Δ_y | Δ_u | η_Δ |
|---|--------------------------|-----------|---|---|--|-----------------------|-------------------|----------------------|---------------------|
| | ρ_l | ρ'_l | | | | | | | |
| P-1 | 0,0055 | 0,00275 | $\frac{0,55}{0,974}$ | $\frac{9,63}{10,57}$ | $\frac{9,08}{9,59}$ | $\frac{17,51}{10,86}$ | | | |
| P-2 | 0,0055 | 0,0055 | $\frac{0,544}{0,942}$ | $\frac{9,64}{9,64}$ | $\frac{9,08}{8,68}$ | $\frac{17,71}{10,23}$ | | | |
| P-3 | 0,0055 | 0,0055 | $\frac{0,51}{0,649}$ | $\frac{9,63}{9,51}$ | $\frac{9,08}{8,86}$ | $\frac{18,9}{14,65}$ | | | |
| Узел 5 (удален вертикальный элемент) | | | | | | | $\frac{42,1}{35}$ | $\frac{173,05}{162}$ | $\frac{4,11}{4,63}$ |

Примечание: 1) над чертой указаны результаты расчетов по предложенной упрощенной модели; 2) под чертой – результаты нелинейных расчетов с использованием вычислительного комплекса

$$\eta_\phi = ((\epsilon_{ud} + \epsilon_{cu})(1 - \xi)) / ((d_t/d)\epsilon_{sy}) \quad (13)$$

здесь ϵ_{ud} – расчетное значение предельной относительной деформации арматуры при растяжении согласно ТКП ЕН 1992-1-1;

ϵ_{sy} – относительная деформация арматуры, соответствующая текучести (f_{yk}/E_s);

ϵ_{su} – предельная относительная деформация бетона наиболее сжатой грани сечения;

ξ – граничная относительная высота сжатой зоны сечения.

При определении прочностных и деформационных характеристик для материалов, вводимых в расчет, следует учитывать динамические повышающие коэффициенты и модифицированные диаграммы “σ – ε”, приведенные в работе. При установленной скорости деформирования (скорость вертикального перемещения элемента конструктивной системы в узле удаляемого конструктивного элемента не должна превышать 90 мм/с или скорости развития относительной деформации $\dot{\epsilon} = 1 \text{ с}^{-1}$) значения повышающих коэффициентов могут быть приняты для бетона $K_{c,d} = 1,27$, арматуры $K_{s,d} = 1,15$.

Для верификации полученных упрощенных зависимостей (8)...(12) были выполнены нелинейные расчеты модельных железобетонных рам с использованием конечно-элементного комплекса, реализующего нелинейные динамические расчеты. Результаты расчетов предельных перемещений (Δ_u, Δ_y), полученные нелинейным расчетом и по зависимостям (8)...(12), представлены в таблице 3.

Как видно из сравнения результатов, приведенных в таблице значения кривизн, перемещений, а соответственно, и коэффициентов пластической деформативности η_Δ , рассчитанные по упрощенной модели (формула (11)) и по конечно-элементной модели отличаются незначительно (в пределах 2%).

С использованием полученных зависимостей в работе была получена номограмма, позволяющая определять требуемые значения коэффициентов пластической деформативности η_ϕ и η_Δ в зависимости от уровня нагружения модифицированной конструктивной системы.

Установлено, что для особых расчетных ситуаций, когда уровень особых нагрузок составляет $\beta_f = 0,9 \dots 0,95$, для обеспечения живучести конструктивной системы коэффициент пластической деформативности для системы должен составлять $\eta_\Delta \geq 6$, что соответствует значению η_ϕ в интервале [2;4]. При этом индекс армирования для растянутой арматуры ($\beta = (f_{yd} \cdot \rho_l) / f_{ck}$) должен составлять от 0,4 до 0,8.

Заключение

1. Установлено, что для изгибаемых железобетонных элементов конструктивных систем, у которых при внезапном приложении гравитационной нагрузки преобладающей является одна динамическая степень свободы, величину максимального динамического перемещения для произвольного уровня нагружения следует определять на первом полупериоде колебаний из условия энергетического баланса системы: работа внешних сил на максимальном вертикальном перемещении равна потенциальной энергии деформации (работе внутренних усилий), определенной при том же перемещении [3–4, 6–8, 10].

2. С использованием приведенных положений энергетического подхода разработаны правила построения квазистатических диаграмм “усилие-перемещение”, и на их основе получены аналитические зависимости для вычисления динамических повышающих коэффициентов (формулы (4)–(7)), применяемые при выполнении нелинейных квазистатических расчетов железобетонных элементов.

Установлено, что величина повышающего динамического коэффициента зависит от уровня нагружения, характеристик пластической деформативности конструктивных элементов, включая значения параметрических точек диаграммы, описывающей нелинейную статическую реакцию конструктивного элемента. Получены аналитические зависимости (10) и (11), описывающие параметрические точки нелинейных диаграмм “усилие-перемещение” для изгибаемых элементов рамных каркасов [3–6].

3. На основе сформулированной рабочей гипотезы получены аналитические зависимости, позволяющие производить расчет для данной конструктивной системы предельного уровня нагружения, при котором система сохраняет живучесть в особой расчетной ситуации. Предельный уровень нагружения зависит от пластических характеристик конструктивного элемента, выраженных коэффициентом пластической деформативности (η_Δ), для вычисления которого получена аналитическая зависимость (11).

4. Выполнены численные параметрические исследования элементов железобетонных каркасов показавшие, что для обеспечения живучести систем на стадии концептуального проектирования, коэффициент пластической деформативности η_Δ для критических сечений должен находиться в интервале от 2 до 4, а соответствующий индекс армирования – от 0,4 до 0,8 [3–6].

5. Разработана методика и выполнены экспериментальные исследования железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки, позволившие получить следующие основные результаты:

а) максимальные динамические перемещения достигаются на первом полупериоде колебаний. Колебания носят ярко выраженный затухающий характер, логарифмический декремент затухания (коэффициент демпфирования) зависит от уровня нагружения (при $\lambda > 0,8$ колебания интенсивно затухают практически после достижения максимального динамического перемещения);

б) значения параметрических точек диаграмм деформирования для материалов следует принимать с учетом скорости приложения нагрузки (скорости деформации). Для установленной в опытах скорости деформации $\dot{\epsilon} = 1 \text{ с}^{-1}$ (что соответствует $\dot{u} = 20 \dots 90 \text{ мм/с}$) повышающий динамический коэффициент следует принимать: для бетона: $K_{c,d} = 1,27$ (при средней прочности бетона от 25 Н/мм^2 до 60 Н/мм^2), арматуры $K_{s,d} = 1,15$ (при средней прочности арматуры не выше $f_{sm} = 620 \text{ Н/мм}^2$).

в) сравнение расчетных значений максимальных динамических перемещений, динамических повышающих коэффициентов, полученных по предложенным зависимостям, с результатами испытаний опытных балок показало их удовлетворительное совпадение, что дает основание утверждать о возможности их использования для выполнения практических расчетов при проверках конструктивных систем в особых расчетных ситуациях [3, 9].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В.В. Тур, А.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. – 2007. – № 6(15). – С. 11–27.
2. Тур, В.В. Стратегия управления рисками прогрессирующего обрушения при проектировании зданий и сооружений / В.В. Тур, Д.М. Марковский, А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2008. – № 1(49): Строительство и архитектура. – С. 185–190.
3. Тур, А.В. Расчет железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки с использованием квазистатических диаграмм «нагрузка - динамическое перемещение» / А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1(55): Строительство и архитектура. – С. 109–116.
4. Пецольт, Т.М. Экспериментально-теоретическое исследование дифференциации динамических коэффициентов при квазистатическом расчете / Т.М. Пецольт, А.В. Тур // Вестник БрГТУ. – 2011. – № 1(67): Строительство и архитектура. – С. 94–101.
5. Тур, А.В. Динамические диаграммы железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки / А.В. Тур //

Budownictwo o optymalizowanym potencjale energetycznym: praca zbiorowa pod redakcją T. Bobki. – Częstochowa, 2010. – P. 297–302.

6. Тур, А.В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки к железобетонным конструкциям на основе энергетического подхода / А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XV Междунар. научно-методического семинара, Новополоцк, 27–28 ноября 2008 г.: в 2 т. / Под общ. ред. Д.Н. Лозовского, А.А. Хотько. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 1. – С. 116–125.
7. Пецольт, Т.М. К расчету каркасных систем из железобетона на прогрессирующее обрушение / Т.М. Пецольт, А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVI Междунар. научно-методического семинара, Брест, 28–30 мая 2009 г.: в 2 ч. / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 3–11.
8. Тур, А.В. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки / А.В. Тур // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов II Междунар. симпозиума, Минск, 21–23 окт. 2008 г.: в 2 ч. / Редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск: Минсктипроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 417–423.
9. Тур, А.В. К построению трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом скорости изменения относительных деформаций при нагружении / А.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVII Междунар. научно-методического семинара, Гродно, 17–19 сентября 2010 г.; редкол.: Т.М. Пецольт (отв. ред.), Е. А. Ровба [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 184–189.
10. Цымбаревич, Т.А. Проектирование высотных каркасных зданий из монолитного железобетона с учетом прогрессирующего обрушения / Т.А. Цымбаревич, А.В. Тур // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов III Междунар. симпозиума, Минск, 9–11 ноября 2011 г. / «Институт БелНИИС»; редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – Минск, 2011. – С. 501–509.

Материал поступил в редакцию 02.05.12

TUR A.V. Resistance the bending of reinforced concrete elements under sudden loading

The article presents an analytical overview of the results of experimental and theoretical studies of the resistance of structural elements under suddenly applied loads; requirements of regulatory documents of various countries, relating to the calculated checks in particular structural systems are considered and analyzed in detail.

УДК 624.012.45.046

Рак Н.А., Тамкович С.Ю.

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ЛИНЕЙНОЙ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ

Введение. В настоящее время в Республике Беларусь ведется работа по внедрению в отечественную строительную отрасль европейских норм и созданию технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь в области проектирования железобетонных конструкций. Важным требованием при разработке национального дополнения является включение в него, как правило, только тех методов расчета, которые основаны на максимально приближенных к реальным физическим расчетным моделям и отвечают необходимым требованиям надежности и долговечности. В данной

статье с использованием банка экспериментальных данных (БЭД) выполнена оценка надежности зависимости для расчета несущей способности железобетонных элементов при продавливании с предлагаемой функцией для учета продольного армирования.

Исследования проведены на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ в рамках выполнения задания «Разработать структурно-механические модели бетона и железобетона для применения в деформационных расчетах железобетонных конструкций при сложном напряженном состоянии» ГПОФИ «Строительство

Рак Николай Александрович, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета

Тамкович Сергей Юрьевич, магистр технических наук, аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета

Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.

Строительство и архитектура