

Многопустотные плиты безопалубочного формирования, изготовленные по технологии фирмы «Вибропресс», выдержали испытание на прочность, жесткость и трещиностойкость.

На настоящий момент для серийного выпуска предварительно напряженных многопустотных плит безопалубочного формирования фирмы ЗАО «Вибропресс» еще требуется решение ряда вопросов, в том числе и окончательная наладка линии «Тенскланд». Однако изготовленная партия продукции, зарекомендовавшая себе высокими показателями качества и технологичности, свидетельствует о перспективности производства плит многопустотного настила на современном технологическом оборудовании.

Литература

1. Пилипенко, В.М. О необходимости современных подходов при реконструкции и модернизации отечественных заводов индустриального домостроения / В.М. Пилипенко, Т.М. Пещельд. – Строительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 3 – 9.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. Минстройархитектуры Республики Беларусь: СНБ 5.03.01-02. – Минск, 2003. – 139 с.

УДК 624.012

Тур А.В.

(БрГУ, г. Брест)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДИНАМИЧЕСКИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДЛЯ СЛУЧАЯ ВНЕЗАПНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗКИ К ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ НА ОСНОВЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО ПОДХОДА

Как было показано в работах [1, 2], при проектировании конструктивных систем в особых расчетных ситуациях с целью предотвращения прогрессирующего (непропорционального) обрушения нормы [3] рекомендуют применять две расчетные стратегии (рис. 1).

В соответствии с положениями стратегии, базирующейся на ограничении до приемлемого уровня локализованных разрушений и, тем самым, исключения непропорционального обрушения, производят расчет модифицированной конструктивной системы с удаленными по особым правилам ключевыми элементами («метод альтернативных траекторий»,

или «АТ-метод»). Расчет такой конструктивной системы рекомендуется производить с использованием нелинейных динамических, линейных или нелинейных квазистатических методов [1]. В первом случае рассматривается задача динамического сопротивления конструктивного элемента при мгновенном приложении нагрузки. Решение такой задачи, главным образом в упругой постановке, достаточно детально рассмотрено в [4]. Следует отметить, что декларированные нелинейные методы динамических расчетов при внезапном приложении нагрузки, применительно к железобетонным конструкциям, имеют ряд неточностей. Это связано в первую очередь с тем, что мгновенно (или внезапно) приложенная нагрузка к железобетонному элементу, особенно при уровнях $\eta \geq 0,5$ (где $\eta = \frac{P}{P_{ult}}$), приводит к практически мгновенному развитию трещин нормального отрыва, а соответственно уменьшению жесткости и изменению собственной частоты колебаний $\left(\omega \approx f\left(\sqrt{\frac{B}{m}}\right) \right)$.



*) низкая восприимчивость конструктивной системы к появлению особого воздействия

Рис 1 Расчетные стратегии, применяемые при проектировании конструктивных систем в особых расчетных ситуациях согласно EN1991-1-7 [3]

В рамках квазистатического метода для расчета модифицированной системы применяется особое расчетное сочетание нагрузок, в кото-

ром постоянные нагрузки и комбинация этих переменных нагрузок (за исключением климатических) умножаются на коэффициент динамичности C_d .

В нормах [5] значение коэффициента C_d рекомендуется принимать равным 2, как при расчете для линейно-упругого элемента. В случае железобетонных конструкций значения коэффициента динамичности C_d являются переменными в зависимости от уровня нагружения, а как следствие жесткостных характеристик элемента. При расчете сложных конструктивных систем с использованием программных комплексов более предпочтительным является применение квазистатического метода.

В настоящей статье представлены теоретические положения, которые использованы при разработке практической методики для определения динамического коэффициента C_d конструктивного элемента системы и результаты опытной проверки приведенных положений.

Рассмотрим сопротивление балочного железобетонного элемента, к которому в середине пролета внезапно приложена сосредоточенная сила F . Задача моделирует особую расчетную ситуацию, при которой в конструктивной системе (например, показанной на рис. 2) мгновенно удаляется центральная опора или колонна, рассматриваемая как ключевой элемент.

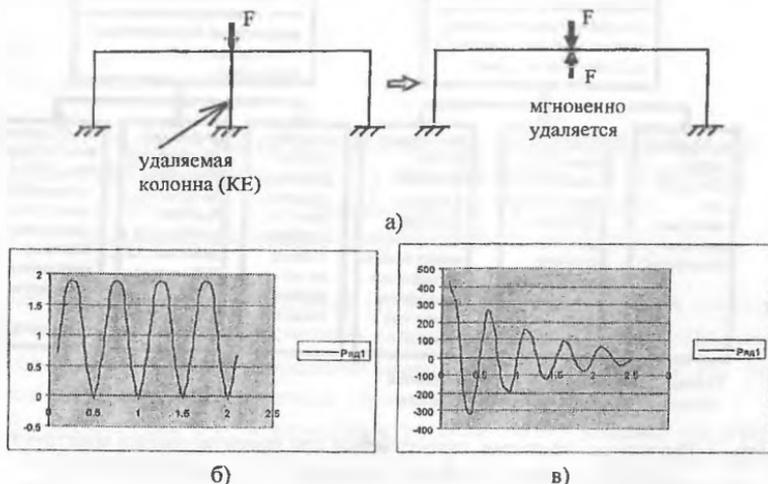


Рис. 2. Схема простой рамы при внезапном приложении нагрузки (мгновенное удаление опоры) – а; график изменения перемещений во времени для случая внезапного приложения нагрузки (упругая работа. колебания незатухающие) – б. колебания системы с вязким сопротивлением (в)

Внезапно приложенная сосредоточенная сила F представляет собой реакцию в удаляемой колонне (см. рис. 2). Если балка работает в упругой стадии после внезапного удаления колонны ($\omega_1 = const$), система совершает гармонические колебания, параметры которых рассчитывают на базе традиционных подходов [4, 6].

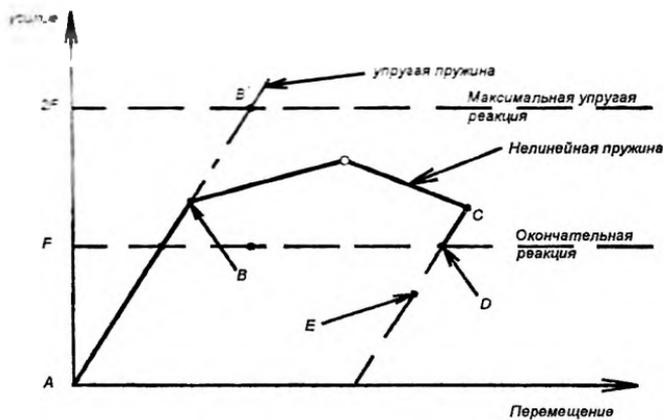
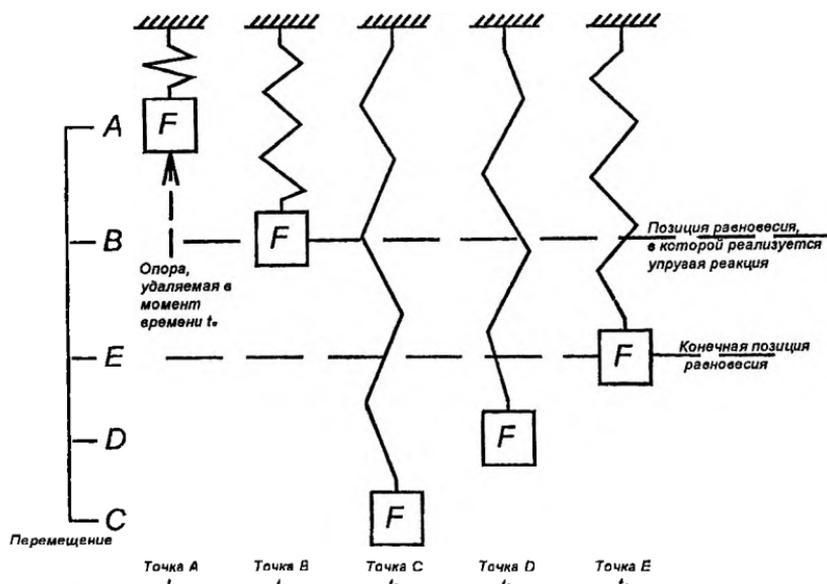
Для определения коэффициента динамичности рекомендуется использовать расчетные значения параметров для первого полупериода колебаний. Если конструктивная система сопротивляется нелинейно, задача усложняется в силу того, что происходит мгновенное изменение жесткостных характеристик балочного элемента. Колебания носят затухающий характер по модели системы с вязким сопротивлением [6] (например: $y(t) = y_p \exp(-\varepsilon t) \sin \omega t$).

На рисунке 2, б по горизонтали отложены значения времени t , с; по вертикали – значения перемещений y , мм; на рисунке 2, в по горизонтали отложены значения времени t , с; по вертикали – значения деформаций $\varepsilon_s \cdot 10^6$.

Нелинейное поведение системы достаточно наглядно моделируется схемой, показанной на рисунке 3 [7]. В точке A (момент времени, когда удаляется колонна) система обладает максимальной потенциальной энергией. Система обрушается и к ней внезапно прикладывается сила F . При движении системы от точки A до точки B скорость возрастает и достигает максимума в точке B . После прохождения точки B скорость снижается, т.е. усилие (реакция) в пружине превосходит силу F . Если упругое сопротивление пружины больше $2F$ реакция системы будет линейно-упругой в соответствии с линией AB на рисунке 3.

При достижении точки C обрушающаяся система имеет нулевую скорость и вся потенциальная энергия поглощается пружиной. Положение точки C получают из уравнения энергетического баланса. После точки C система стартует в обратном направлении, так как усилие в пружине превосходит усилие F . В точке D система имеет максимальную возвращающую скорость. От точки D до точки E возвращающая скорость убывает, и становится равной нулю в точке E .

Для простой конструктивной системы (см. рис. 2) представленные положения модели могут быть проиллюстрированы на рисунке 4. В соответствии с принятой базовой концепцией энергетического баланса потенциальная энергия, генерированная удалением колонны, должна быть поглощена (абсорбирована) конструктивной системой.



Точка	Потенциальная энергия	Кинетическая энергия	Энергия, поглощенная пружиной
A	$-F \cdot A$	0	0
B	$-F \cdot B$	+	+
C	$-F \cdot C$	0	$F \cdot C$
D	$-F \cdot D$	+	+
E	$-F \cdot E$	0	$F \cdot E$

Рис. 3. Иллюстрация к оценке энергетического баланса при внезапном приложении нагрузки, согласно [7]

На рисунке 4, а показан случай линейно-упругого сопротивления конструктивной системы. По мере возрастания перемещения конструктивная система поглощает энергию деформации (площадь треугольника $O A y_{ст}$ заключена под линией сопротивления), а нагрузка F теряет потенциальную энергию (площадь треугольника $O F A y_{ст}$). Максимальное перемещение будет достигнуто тогда, когда значения поглощенной и выделенной энергий будут равны. В динамическом расчете это соответствует точке, в которой кинетическая энергия равняется нулю. Как видно на рис. 4, а), для случая линейного деформирования максимальное перемещение равняется двойному статическому перемещению, а динамическое усилие $P = 2F$, что соответствует классическим решениям [4, 6]. При этом динамический коэффициент по усилиям и перемещения совпадают.

На рисунке 4, б показан случай нелинейной работы системы. Как и в случае упругого сопротивления, максимальный прогиб конструктивного элемента и соответствующее значение динамического усилия определяется из энергетического баланса. В этом случае площадь прямоугольника под линией постоянной силы $O F_y B y_{дин, макс}$ равняется площади, заключенной под

кривой $O A A' y_{дин, макс}$.

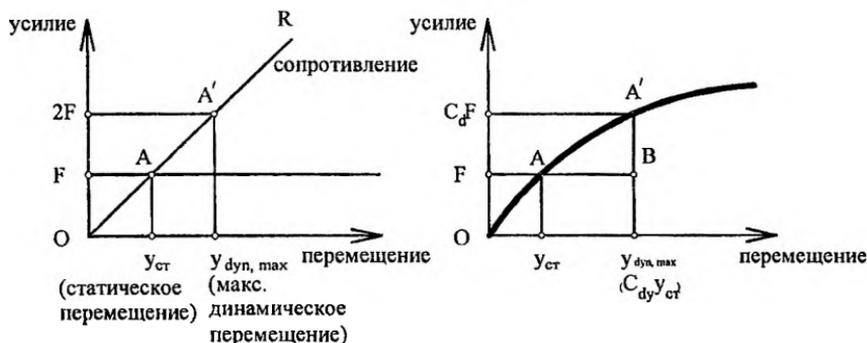


Рис. 4. К составлению уравнения энергетического баланса при мгновенном приложении нагрузки:

а – случай линейно-упругой работы системы; б – случай нелинейной работы системы

Несложно заметить, что в этом случае значения динамических коэффициентов по усилиям $C_{d,p} = \left(\frac{F_{вт}}{F_0} \right)$ и перемещениям $C_{d,y} = \left(\frac{y_{дин}}{y_{ст}} \right)$ не совпадают.

С возрастанием уровня нагрузки F_0 для нелинейных систем с так называемой «мягкой» восстанавливающей силой наблюдается уменьше-

ние динамического коэффициента по усилиям, а возрастание – по перемещениям ($C_{d,p} < C_{d,y}$).

Величина максимального динамического перемещения определяется из уравнения энергетического баланса.

При нелинейном расчете в соответствии с принятой концепцией энергетического баланса может быть рекомендован следующий алгоритм определения динамических коэффициентов для расчета на прогрессирующее обрушение конструктивной системы из железобетона:

1. Выявить удаляемый конструктивный элемент (ключевой элемент) в соответствии с правилами [1] и определить в нем реакцию;

2. Выполнить пошаговый расчет критических(-го) сечений(-я) с использованием положений деформационной модели и построить зависимость «усилие – перемещение». При выполнении расчетов по деформационной модели следует использовать трансформированные диаграммы деформирования для материалов с учетом динамических эффектов, возникающих при внезапном приложении нагрузки. С некоторым запасом пиковые значения сопротивлений бетона и арматуры могут быть приняты с поправочным коэффициентом $\gamma_{cd} = \gamma_{sd} = 1,25$.

3. Из уравнения энергетического баланса определить максимальное динамическое перемещение ($Y_{d,max}$) и соответствующее значение динамического усилия (F_{dm}).

4. Рассчитать динамический коэффициент $C_d = \frac{F_{dm}}{F_0}$ и применить его при назначении квазистатических нагрузок (см. рис. 4).

5. Произвести квазистатический расчет модифицированной системы.

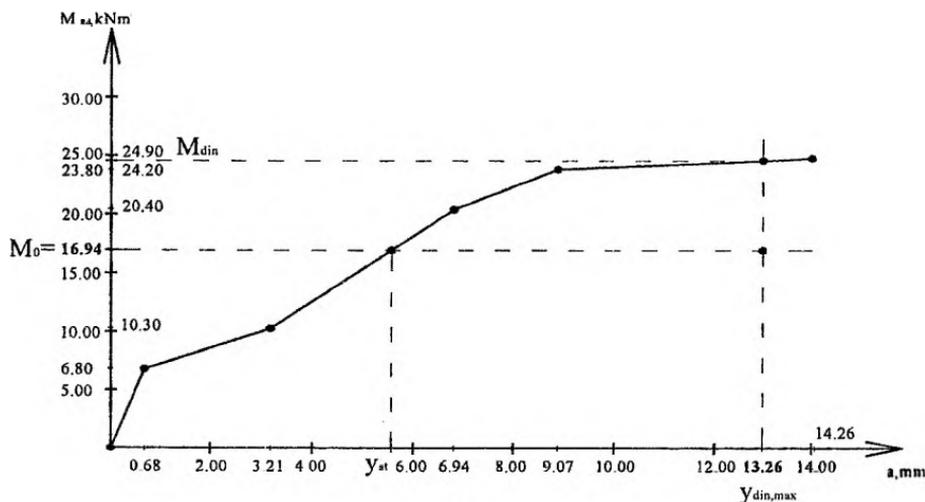
Для проверки представленных положений был выполнен деформационный расчет железобетонных балок, которые затем были подвергнуты испытаниям, как при статическом, так и динамическом (внезапном) приложении нагрузки. Балки имели прямоугольное сечение 120×290 мм и длину 2800 мм. Основные конструктивные параметры балок приведены в таблице.

Основные конструктивные параметры опытных балок

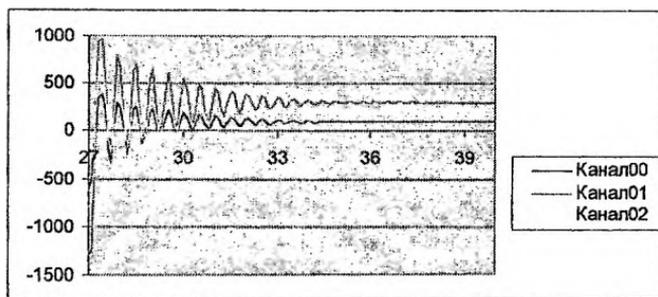
Серия	Сечение, мм b×h	Армирование			Бетон	γ_{sd}	γ_{cd}
		A_{st}	A_s	$f_{yk} \frac{N}{mm^2}$	$f_{cm} \frac{N}{mm^2}$		
1	120×290	Ø16S500	Ø6S240	500	28	1,25	1,25

Расчет выполнен с использованием вычислительного комплекса «БЕТА», разработанного в Полоцком государственном университете (рук. проф. Д.Н. Лозовский).

Результаты расчета в виде кривой «момент – прогиб» показаны на рисунке 5, а).



а) $\eta = 0,68$



б) $\eta = 0,68, C_d = 1,437$

Рис. 5. Результаты расчета в виде кривой «момент – прогиб» (а): графики изменения относительных деформаций арматуры во времени при внезапном приложении нагрузки (б)

Примечание. По горизонтали отложены значения t , с; по вертикали $-\epsilon, \times 10^6$

При уровне нагружения $\eta = 0,68$ (что соответствовало условиям :пыта) при $M_0 = 16,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$, динамический прогиб составил

$y_{\max, din} = 13,26 \text{ mm}$, а соответствующее динамическое усилие $M_{din} = 24,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Динамический коэффициент по усилиям составил $C_d = \frac{24,2}{16,94} = 1,43$.

а динамический коэффициент по перемещениям $C_{d,y} = \frac{13,26}{5,64} = 2,35$.

Экспериментальные исследования балок, имевших те же конструктивные параметры, при внезапном приложении нагрузок [8] показали хорошее совпадение значений динамических коэффициентов по усилиям.

На рисунке 5, б приведена опытная зависимость относительных деформаций растянутой арматуры балки (при $\eta = 0,67$) во времени при мгновенном приложении нагрузки. Особенностью реализованной методики является то, что практически впервые удалось осуществить измерение динамических деформаций арматуры в железобетонной балке, а тем самым зарегистрировать колебания усилия (в силу того, что усилие в арматуре линейно связано с изгибающим моментом в системе).

Как видно из рисунка 5, б динамический коэффициент для первого полупериода составил $C_d = 1,437$, что хорошо согласуется с расчетом.

Выводы:

1. Предложенная методика определения динамических коэффициентов на базе энергетического подхода при решении нелинейных задач позволяет получать достаточно устойчивые решения, хорошо согласующиеся с опытными данными.
2. Квазистатический расчет с учетом фактических динамических коэффициентов позволяет существенно упростить расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению модифицированных конструктивных систем без снижения вычислительной точности.

Литература

1. Тур, В.В. Основы проектных стратегий для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В.В. Тур, Д.М. Марковский, А.В. Тур // Строительная наука и техника. – 2007. – № 6 (15). – 11 – 28.
2. Тур, В.В. Стратегия управления рисками прогрессирующего обрушения при проектировании зданий и сооружений / В.В. Тур, Д.М. Марковский, А.В. Тур // Вестн. БрГТУ. Строительство и архитектура. – 2008. – № 1. – С. 185 – 191.
3. EN 1991-1-7 Accidental loads.

4. Попов, А.В. Динамический расчет железобетонных конструкций / А.В. Попов, В.Н. Расторгуев. – М.: Стройиздат, 1978. – 216 с.
5. UFC-023-03 (Unified Facilities Criteria) – Design of Building to Resist Progressive Collapse, January, 2005. – 137 p.
6. Прочность, устойчивость, колебания: справ. в 3-х т. / под ред. И.А. Биргера и Я. Г. Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. – Т. 3. – С. 243 – 245.
7. Wen Jun Guo., R. Gilsanz Simple nonlinear static analysis procedure for progressive collapse evaluation // Workshop: Progressive Collapse Buildings Evaluation, London, 2007. – P. 98 –106.
8. Исследовать поведение каркасных систем зданий при особых воздействиях и разработать разделы рекомендаций по расчету устойчивости монолитных каркасных систем к прогрессирующему обрушению применительно к условиям Республики Беларусь: отчет о НИР. – № 20082073, этап 3 / БрГТУ; рук. В.В. Тура. – 87 с.
9. Powell G., Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis / SEAOC Annual Convention, Monterey, August, 2004. – P. 24 – 33.
10. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office buildings and Major Modernization Projects-GSA-2003, June 2003. – 137 p.

УДК 624.131.042

Пастушков В.Г., канд. техн. наук
(БНТУ, г. Минск)

НОВЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПОДВИЖНЫМ НАГРУЗКАМ НА АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ

Республика Беларусь – транзитная республика, поэтому весьма важно, чтобы отечественные транспортные сооружения соответствовали нагрузкам, предусмотренным нормами, в первую очередь наших соседей – стран ЕС и Российской Федерации [1].

Описание поведения реальных подвижных нагрузок на конструкции мостов от воздействия транспортного потока является сложной задачей.

В проектных расчетах используются некоторые модельные представления описания поведения нагрузок на конструкции мостов от воздействия транспортного потока, однако в большинстве стран используются различные модели подвижных нагрузок.