

Рис.3 – График изменения продольных и поперечных деформаций бетона целых призм (1), призм с клеевым швом толщиной 2 (2), 4 (3) и 8 мм (4), а также элементов с предварительной трещиной (5)

1.Золотов М.С., Псурцева Н.А. Ремонт бетонных и железобетонных элементов с использованием акриловых клеев // Повышение эффективности и надежности городского хозяйства: – Сб. научных трудов. – К.: ИСНО, 1990. – С. 159-165.

2.Шутенко Л.Н., Золотов М.С., Гарбуз А.О. Ресурсосберегающий модифицированный клей с повышенной адгезионной прочностью и термостойкостью // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Вісн. Рівненського держ. техн. ун-ту. Вип. 3. – Рівне, 1999. – С. 57-63.

3.Золотов М.С., Мельман В.А. Прочность и деформативность железобетонных элементов с трещинами, заиньфицированными акриловым клеем // Науковий вісник будівництва. Вип. 8. – Харків: ХДТУБА, 1999. – С. 350-252.

4.Золотов М.С., Мельман В.А. Исследование процессов трещинообразования в клеевых соединениях с использованием ультразвукового импульсного метода // Рациональний експеримент в матеріалознавстві: Матеріали міжнарод. семінара. – Одеса, 2000. –С. 52-53.

Получено 20.01.2000

© Золотов М.С., Мельман В.А., 2000

УДК 624:012.45

Е.В.БЕРЕЖНАЯ

Харьковская государственная академия городского хозяйства

УЧЕТ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАТЕРИАЛОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ЗДАНИЯ-ОБОЛОЧКИ

Рассматриваются вопросы построения процедуры нелинейного расчета оболочки кессонного тела с диафрагмами жесткости. Материал оболочки – кирпичная кладка. Диафрагмы – сборные легбетонные плиты специальной конструкции. Физическая нелинейность учитывается путем введения аналитической связи между напряжениями и деформациями для применяемых материалов.

Оценка напряженно-деформированного состояния здания-

оболочки представляет собой довольно сложную проблему. Трудности здесь в первую очередь предопределяются неоднородностью конструкции, высокой степенью ее статической неопределимости, необходимостью учета специфики деформирования конструкционных материалов и различными нагрузками. Неоднородность и высокая степень статической неопределимости системы обусловлены ее конструктивными особенностями. В [1] на основе специальной модификации метода прямого проектирования сформирована конструктивная схема бескаркасного здания, представляющего собой тонкостенную оболочку с квадратным или прямоугольным поперечным сечением. Материалами стен такого сооружения могут быть кирпич, мелкие блоки, монолитный бетон и т.д. Перекрытия, напротив, сборные, что обеспечивает высокую скорость возведения сооружения. Диски перекрытия устраиваются путем укладки сборных железобетонных плит на каждом двух смежных этажах с поворотом на угол 90^0 относительно друг друга. Подобная топология предполагает полное включение стен в работу при нагружении каждой стены опорного контура лишь половиной нагрузкой (при использовании балочных плит). Кроме того, упомянутые диски являются диафрагмами жесткости оболочки, стесняющими ее деформации в плоскости поперечных сечений и уменьшающими деформацию. При этом они могут выполняться также из керамзитобетона без предварительного натяжения арматуры. В этом случае диски имеют конструкцию, обеспечивающую их сопротивление вертикальным и горизонтальным нагрузкам как квазимонолитных.

Специфика сопротивления конструкционных материалов предполагает учет в теоретической модели нелинейности деформирования, прежде всего бетона и кирпичной кладки. Нелинейность индикаторных диаграмм бетона и арматуры, отражение процесса трещинообразования и другие особенности сопротивления конструкции вносят существенные сложности в расчетные алгоритмы. Разработанные на сегодня методы и методики, позволяющие получить конечный и относительно надежный результат, построены в основном с использованием процедур последовательного анализа. Принимая в дальнейшем аналогичную концепцию, будем строить общий алгоритм расчета на основе подхода, предложенного и обоснованного в [2]. Суть его сводится к следующему. Принимается гипотеза О.Я.Берга о возможности отождествления зависимости "интенсивность напряжения – интенсивность деформаций" с зависимостью $\sigma - \epsilon$ для одноосно нагруженного материала. Экспериментальное подтверждение этого для металлов содержится в работах Дэвиса и А.Н.Жукова, а для двухосно сжатого

бетона – в работах В.С.Шмуклера. Далее вводится аналитическая запись связи между напряжениями и деформациями в форме, предложенной Н.Ф.Давыдовым - В.С.Шмуклером [2] и Саенсом [7]. Она имеет вид

$$\sigma_B = \frac{a^* \times Z}{Z^2 + \beta \times Z + 1}, \quad (1)$$

где $a^* = E_0 \times \varepsilon_U$; $\beta = \frac{a^*}{R} - 2$; $Z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_U}$; E – начальный модуль деформаций 1-го рода; R – временное сопротивление; ε_U – предельная деформативность.

Зависимость (1) с высокой точностью аппроксимирует диаграммы сжатия и растяжения для бетона, кирпичных кладок, арматурной стали (рис.1, 2). Отличительными и важными для построения устойчивых вычислительных процедур ее свойствами являются:

- компактность и простота, учитывающая при этом ниспадающую ветвь на индикаторной диаграмме;
- использование для описания ограниченного числа хорошо изученных параметров;
- возможность построения обратного к (1) оператора $\varepsilon = f(\sigma)$;
- интегрируемость (1) в замкнутом виде.

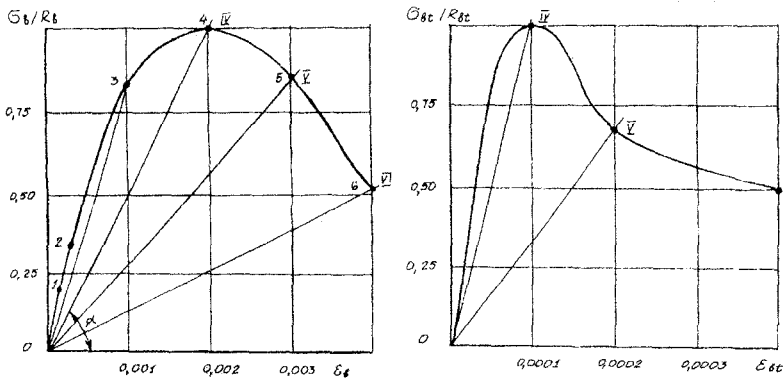


Рис.1 – Индикаторные диаграммы для бетона.
а – одноосное сжатие; 2 – одноосное растяжение.
1...6 – характерные точки, IV...VI – секущие

Компактность и простота позволяют на каждом шаге алгоритма последовательно и при небольшом количестве вычислительных опе-

раций осуществлять подсчет напряжений в заданных точках, что, разумеется, уменьшает время счета. Использование в (1) хорошо изученных характеристик материала допускает проведение анализа напряженно-деформированного состояния конструкции в зависимости от различных факторов (скорость и характер нагружения, время, свойства внешней среды и многое другое).

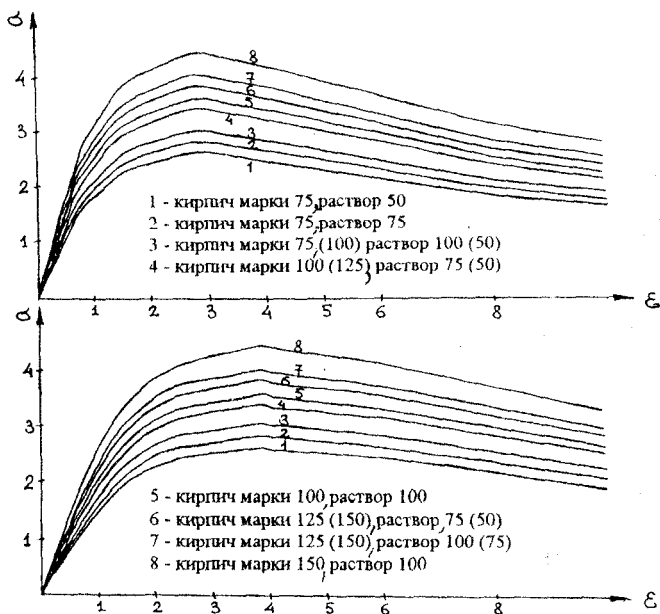


Рис. 2 - Предлагаемая теоретическая зависимость σ - ϵ для кирпичных кладок различных видов

Обратный к (1) оператор имеет вид:

$$Z_{1,2} = -\Omega \left(1 \pm \sqrt{1 - \Omega^2} \right), \quad (2)$$

$$\forall \Omega \in \{ \Omega < 0 \wedge 1 \leq |\Omega| < \infty \} : Z(\Omega), \text{ а } \Omega = \frac{\alpha^*}{2R} (1 - \gamma^1) - 1; \gamma = \sigma/R.$$

Использование (2) является ключом к построению устойчивости вычислительной процедуры вблизи экстремальной точки диаграммы и на ее ниспадающей ветви. Последнее реализуется благодаря возможности пошагового осуществления контроля величины деформации в соответствии со следующими выражениями:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_1 \vee \varepsilon_1 < \varepsilon \leq \varepsilon_2 \vee \varepsilon > \varepsilon_2, \quad (3)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ – деформации, определяемые согласно (2).

Затем исходная нелинейная среда заменяется линейно деформирующимся телом, жесткостные характеристики которого формируются в зависимости от характера и уровня напряженного состояния [1]. Другими словами, оболочка и диски перекрытий моделируются элементами переменной жесткости. Далее, на основании алгоритма подсчета физических и геометрических параметров [3] по вычисленным усилиям на предыдущем этапе находят их новые значения для следующего шага. Процедура продолжается до тех пор, пока усилия, вычисленные в двух последовательных циклах, не совпадут с заданной степенью точности. Сходимость такого процесса можно обеспечить не всегда [4], поэтому его компилируют с процедурой пошагового увеличения нагрузки. Кроме создания более устойчивых алгоритмов, особенно вблизи пологих участков диаграмм "напряжение-деформация", шаговый метод допускает обработку этих диаграмм при наличии у них ниспадающей ветви [5]. Последнее важно, так как подобную индикаторную диаграмму при растяжении и сжатии имеет бетон (см. рис.1). Алгоритмы последовательного анализа пригодны также для учета других особенностей деформирования материала, в частности, трещинообразования [6], сложного напряженного состояния и т.д.

1. Шмуклер В.С., Бережная Е.В. Рационализация параметров бескаркасных зданий // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 19. – К.: Техніка, 1999. –С. 38-45.

2. Шмуклер В.С. Улучшение сходимости итерационных методов расчета железобетонных конструкций, находящихся в условиях сложного напряженного состояния. // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 9. – К.: Техніка, 1997. – С.16-20.

3. Бондаренко В.М., Шагин А.Л., Шмуклер В.С. К оценке несущей способности пологих железобетонных оболочек. // Всесоюзн. конф. по теории оболочек и пластин. – Харьков, 1977.

4. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С., Забегаев А.В. Расчет конструкций на динамические нагрузки. – М.: Высшая школа, 1992. – 319с.

5. Шмуклер В.С. Об одной возможности прямого проектирования строительных конструкций // Материалы междунар. научно-практической конф. "Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях". – Сумы: ИПП "Мрия" ЛТД, 1994.

6. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М.: Стройиздат, 1976. – 200с.

7. Saenz L. P. "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete (Discussion)", Journal of the American Concrete Institute. V. 61, № 9, Sept. 1964. P. 1229-1235.

Получено 28.01.2000

© Бережная Е.В., 2000