



Система однородных уравнений (3) имеет решение при выполнении следующего условия:

$$D = \text{Det} \begin{vmatrix} V_{11} & \dots & V_{1j} & \dots & V_{1k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ V_{i1} & \dots & V_{ij} & \dots & V_{ik} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ V_{k1} & \dots & V_{kj} & \dots & V_{kk} \end{vmatrix} = 0 \quad (4)$$

Выражение (4) является уравнением устойчивости рассматриваемой секториальной оболочки. Параметры варьирования состояния оболочки  $\varphi_{ij}^\alpha$  и  $f_{ij}^\alpha$  имеют место только при выполнении условий (4).

Решение задачи длительной устойчивости железобетонной секториальной оболочки, с учетом нелинейных свойств бетона и трещинообразования, выполняется в следующей последовательности:

- для рассматриваемой оболочки со сложной конфигурацией определяется кратковременная (мгновенная) критическая нагрузка по выражению  $q_{sh}$ ;
- длительно действующая нагрузка на оболочку принимается равной:  $q_{ei} = (q_0 + \Delta q) < q_{sh}$ ;
- начальный уровень длительной нагрузки (к моменту загрузки) принимается равным  $(0,6 - 0,7) q_{sh}$ , а приращение нагрузки  $\Delta q$  – в зависимости от требуемой точности расчета;
- при известной нагрузке  $q_{ei}$  определяется напряженно-деформированное состояние оболочки для фиксированных промежутков длительности наблюдения;
- после очередного шага интегрирования во времени  $t_k + \Delta t$  системы (3) определяются параметры варьированного состояния и вычисляется определитель  $\text{Det}$ ;
- если определитель (4) не меняет знака для заданной величины нагрузки  $q_{ei}$  на период всего интервала наблюдений  $t_{\Sigma}$ , тогда данную нагрузку можно считать "безопасной" длительной нагрузкой для рассматриваемой оболочки и расчет повторяется на следующем уровне нагрузки:

$$q_{ei} + I = q_{ei} + \Delta q;$$

- если при известной величине нагрузки  $q_{ei} + I$  на двух смежных шагах интегрирования, определитель  $\text{Det}$  поменяет знак, тогда выполняется условие (4). Это означает, что в данный момент времени  $t_0$  возможна потеря устойчивости равновесного состояния оболочки;
- для рассматриваемой оболочки длительная критическая нагрузка будет равна нагрузке на предыдущем этапе загрузки:

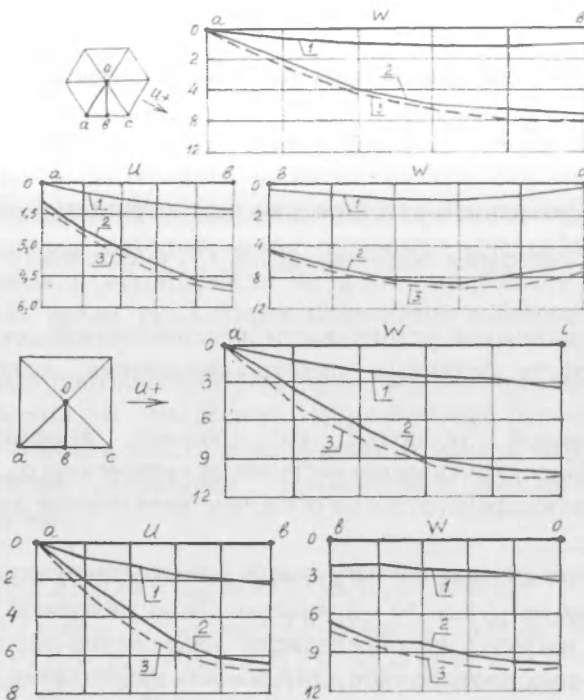
$$q_c = q_{e-1} - \Delta q.$$

Таким образом, приведенная методика расчета позволяет определить момент потери несущей способности гладких и ребристых железобетонных оболочек с начальными несовершенствами при длительном нагружении с учетом нелинейной ползучести бетона. При этом учитывается влияние таких факторов, как наличие трещин, работа арматуры, влияние климатических условий, перелом поверхности оболочки и другие.

Была проведена серия экспериментальных исследований на моделях составных оболочек положительной, нулевой и отрицательной кривизны с квадратным, прямоугольным, шестиугольным и многоугольным (близким к круглому) планом на кратковременную, и длительную равномерно распределённую, а также сосредоточенную нагрузку. Кроме того, были проанализированы результаты экспериментальных исследований, проведенных другими

авторами на моделях железобетонных оболочек разных очертаний, а также результаты натурных испытаний [5-9].

Результаты испытаний показали, что оболочки работали линейно только на начальных этапах загрузки. С увеличением нагрузок наблюдалась явно выраженная нелинейность. Основными определяющими факторами нелинейности являлись скорость и уровень загрузки (рисунок 1).



1, 2-опытные данные при нагрузке 3, 2 и 16 кН/м<sup>2</sup>, 3-теоретические данные

Рисунок 1 - Эпюры прогибов W (мм) и горизонтальных перемещений u (мм) секториальной оболочки положительной а) и отрицательной б) Гауссовой кривизны

Характер разрушения оболочек показал, что при достаточной жесткости затяжек контурных арок поля оболочки могут разрушаться с образованием отдельных вмятин.

Для иллюстрации применения разработанной методики к численному расчету железобетонных оболочек сложных конфигураций на кратковременное и длительное действие нагрузок и проверки достоверности полученных результатов, был проведен сравнительный анализ экспериментальных данных с теоретическими результатами расчета по предложенному авторами методу, который показал удовлетворительную сходимость для оболочек различных геометрических форм (рисунок 2).

На рисунке 3. приведен график изменения прогиба в центре оболочки во времени в зависимости от начального уровня длительного нагружения. Здесь также показано критическое время, за которое оболочка может разрушаться в зависимости от уровня нагружений и величины уровня нагрузки, а также уровни, которые могут быть безопасными за время эксплуатации оболочки.

Численные эксперименты показали, что отношение длительной критической нагрузки к кратковременной  $\eta^* = q_l / q_{sh}$  зависит от разнообразных геометрических и механических параметров оболочки: условия опирания по контуру, величины подъема, начального прогиба, параметров ползучести бетона и других характеристик. В частности, выявлены следующие тенденции: чем больше подъем оболочки, тем меньше отношение  $\eta^*$ , полученное по критерию (4); по критерию неограниченного возрастания прогибов  $\omega \rightarrow \infty$ , рассматриваемое соотношение кратковременной и длительной критических нагрузок  $\eta^*$  приблизительно одинаково для всех оболочек.

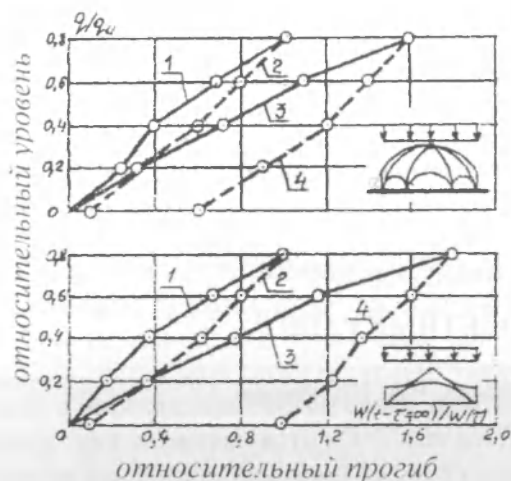


Рисунок 2 - График зависимости относительных прогибов оболочки  $\frac{W(t-\tau=\infty)}{W(\tau)}$  при нагружении, длительном наблюдении и разгрузке от уровня нагрузки  $q/q_u$ ; а) положительной б) отрицательной Гауссовой кривизны; 1,3-начальные  $W(\tau)$  и длительные  $W(t-\tau=\infty)$  относительно начальных прогибов; 2,4 - то же, восстановление прогибов после разгрузки

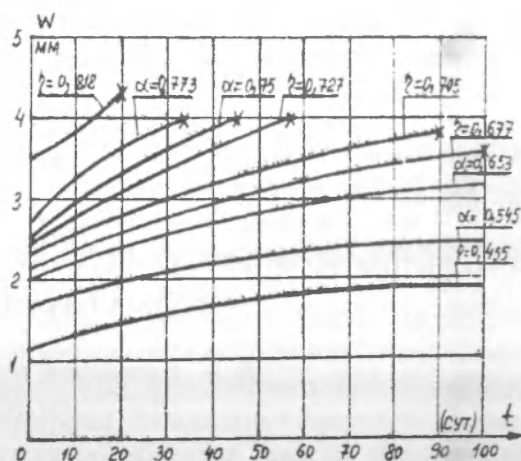


Рисунок 3 - Кривые роста прогиба в центре оболочки при длительном деформировании в зависимости от уровня длительного нагружения

Критерий неограниченного возрастания прогибов, который часто используется при исследовании длительной устойчивости оболочек с ограниченной ползучестью, дает завышение значений длительных критических нагрузок. Например, в рассматриваемых примерах значения  $q_c$ , полученные по критерию  $\omega \rightarrow \infty$  и критерию (4), различались до 22%.

Отметим еще один факт, на который почти не обращали внимания исследователи: учет в уравнениях устойчивости вариаций секущего модуля деформаций бетона дает существенную поправку при определении  $q_c$  (до 11%), хотя это и приводит к усложнению структуры самих уравнений (1).

#### Литература

- 1 Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. -М.: Наука, 1967. -984 с.
- 2 Григолюк З.И., Липовцев Ю.В. Устойчивость оболочки в условиях ползучести //ПМТФ, 1965. -№4. -С. 111-116.
- 3 Ильин В.П., Карпов В.В. Устойчивость ребристых оболочек при больших перемещениях. -Л.: Стройиздат. 1986. -168 с.
- 4 Прокопович И.Е., Айзен Б.М. О расчете упругих сферических оболочек на устойчивость. //Строит. механика и расчет сооружений. -1983. -№ 3. -С.37-41.
- 5 Раззаков С.Р. Поведение составных оболочек при высоких уровнях нагружения с учетом предистории нагружения //Бетон и железобетон. -1992. -№ 9. -С.22-25.
- 6 Рекач В.Г., Кривошапко С.Н. Расчет оболочек сложной геометрии. -М.: Изд-во УДН, 1988. -176 с.
- 7 Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. -М.: НИИЖБ: Стройиздат, 1988. -120 с.
- 8 Санжаровский Р.С., Токмуратов А.М. Устойчивость пологих железобетонных оболочек при нелинейной ползучести бетона //Проектирование и расчет строительных конструкций: Материалы постоянного семинара /Ленингр. дом научн. -техн. пропаганды. -Л., 1985. -С.68-77.
- 9 СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. -79 с.

#### Қорытынды

Мақалада күрделі кескіндегі темір - бетон қабықшаның келтірілген жағдайындағы шешімі мазмұндалған. Олар үшін ұзақ критикалық жүктеменің және уақытты табудың тәсілдері келтірілген.