

УДК 624.072

АЛЕКСЕЙ НИКОЛАЕВИЧ ПЕТРОВ

доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры, строительных конструкций и геотехники строительного факультета ПетрГУ
 petr@psu.karelia.ru

ЗАХАР АНДРЕЕВИЧ ВОРОНИН

инженер ООО «САНА»
 voronin@onego.ru

АННА ВЛАДИМИРОВНА ЕВСЕЕВА

преподаватель кафедры архитектуры, строительных конструкций и геотехники строительного факультета ПетрГУ
 petr@psu.karelia.ru

ОСОБЕННОСТИ ФИЗИЧЕСКИ-НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК-СТЕНОК С ТРЕЩИНАМИ ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ

Рассматриваются особенности физически-нелинейного анализа напряженно-деформированного состояния железобетонных балок-стенок с трещинами при циклическом нагружении. В основу методики физически-нелинейного расчета положены зависимости деформационной теории пластичности железобетона с трещинами Н. И. Карпенко. Приводятся результаты расчета экспериментальной балки-стенки из опытов К. Герстле и В. Червенки.

Ключевые слова: теория пластичности железобетона, балки-стенки с трещинами, циклическое нагружение

Для знакопеременного нагружения принципиальную важность имеет решение вопроса об учете накопления остаточных деформаций в бетоне при изменении знака напряжений. Принятый в данной работе подход показан на примере трансформации условной диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии (рис. 1).

До смены знака напряжений в бетоне остаточные деформации определяются как сумма нелинейных деформаций, вызванных напряжениями текущего знака, и деформаций усадки (точка B_{i-1}). Со сменой знака напряжений на диаграмме осуществляется перенос вершины текущей с углом наклона α через начало координат (точка B_i). В результате меняется знак не только упругих, но и остаточных деформаций, чем обеспечивается соответствие физическому смыслу задачи при алгоритмизации расчета. Таким образом, смена знака деформаций позволяет сохранить параметры физического состояния бетона после изменения нагрузки – уровень напряжений, момент трещинообразования и др. Подробная методика учета накопления остаточ-

ных деформаций при плоском напряженном состоянии рассмотрена в работе [2].

Для расчета по предложенной методике была выбрана балка-стенка W-4 специальной конструкции, предназначенная для испытаний на малоцикловую нагрузку и исследованная в опытах К. Герстле и В. Червенки [4]. В балке-стенке длиной 1830 мм и толщиной 76,2 мм предусмотрены три поперечных ребра сечением 298×102 мм, обеспечивающих реверсивный характер приложения нагрузки. Армирование конструкции – одной сеткой из стержневой арматуры периодического профиля $\varnothing 7,6$ мм и шагом 76,2 мм (коэффициенты армирования $\mu_x = \mu_y = 0,00785$). Физико-механические свойства арматуры приведены в табл. 1.

Таблица 1

Арматура	E_s , МПа	$\sigma_{s,el}$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_u , МПа	ϵ_{su}
$\varnothing 7,6$ мм	$1,9 \times 10^5$	290	353	550	0,02*

* Принято по аналогии со стержневой арматурой с подобными показателями прочности.

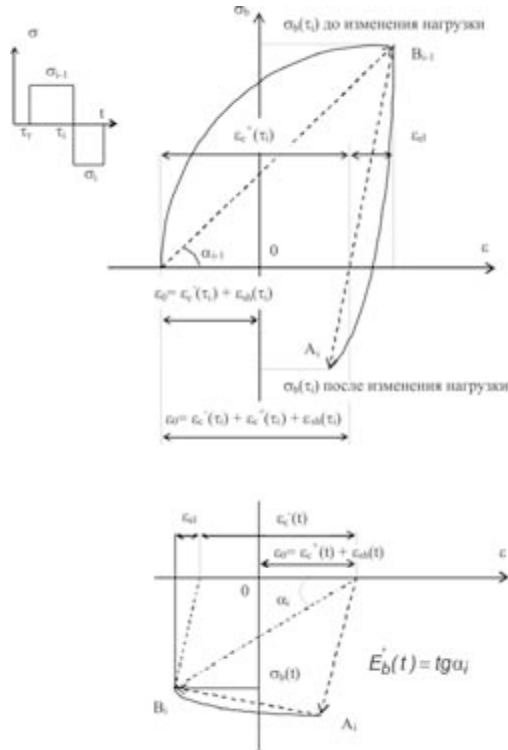


Рис. 1. Условная диаграмма деформирования бетона при знакопеременном нагружении

Физико-механические свойства бетона балки-стенки приведены в табл. 2.

Таблица 2
Физико-механические свойства бетона балки-стенки

Цилиндрическая прочность R_c , МПа	Кубиковая прочность R (20×20 см), МПа	Призменная прочность R_b^* , МПа	Прочность при осевом растяжении R_{bt} , МПа	Модуль мгно.-упр. деформаций E_b , МПа
24,45	29,45	21,6**	1,97**	20000

* Вычислено по формуле $R_b = R_c / 0,83$;

** Вычислены как средние значения при коэффициенте вариации 13 %.

Секущие модули деформаций бетона определялись по методике диаграмм-изохрон, подробно изложенной в работе [1]. Для эталонной диаграммы-изохроны было принято $\hat{\epsilon}_b(\tau) = 2,5 \times 10^{-3}$. В качестве меры линейной ползучести была использована функция, рекомендованная в работе [3], параметры которой составили $C_0 = 7 \times 10^{-3}$; $B_1 = 0,75$; $\gamma_1 = 0,008$; $B_2 = 0,2$; $\gamma_2 = 0,01$.

Схема армирования балки-стенки W-4, совмещенная со схемой нагружения, приведена на рис. 2. Для расчета часть балки-стенки, примыкающая к продольному ребру, была разбита на 110 прямоугольных конечных элементов двух типов: толщиной 298 мм для опорного ребра (элементы № 1, 12, ..., 100) и 76,2 мм для остальных. Число узлов в системе составило 138.

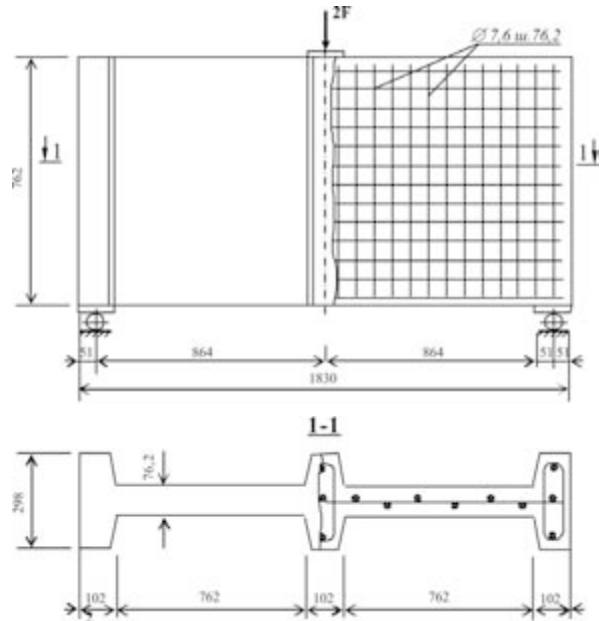


Рис. 2. Схема армирования балки-стенки W-4 [3]

Каждый полуцикл нагружения балки-стенки был разделен на 20 ступеней, $F_{\max} = 7,3 + 19 \times 5 = 102,3$ кН. Время выдержки нагрузки на каждой ступени нагружения было принято 3 мин. Таким образом, для расчета балки-стенки использовались диаграммы-изохроны жесткого режима нагружения с параметрами $t - \tau$ от 3 мин до $t - \tau = 3 \times 100 = 300$ мин.

На рис. 3 представлены графики прогиба балки-стенки на $2\frac{1}{2}$ цикла нагружения.

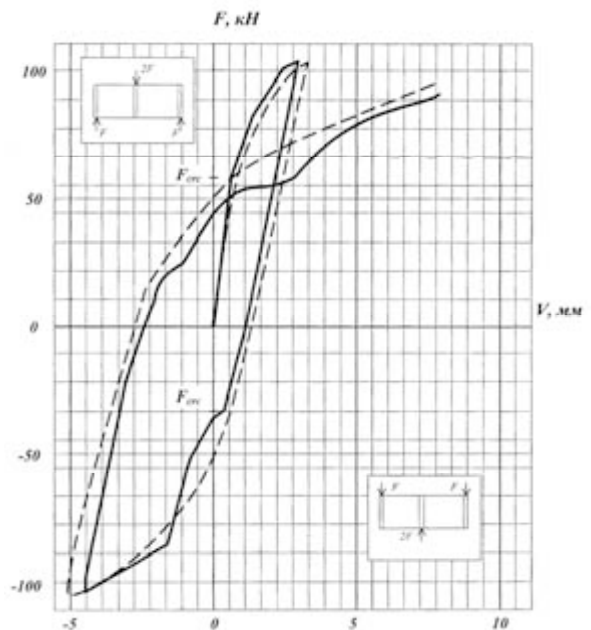


Рис. 3. Кривая прогиба балки-стенки W-4 при циклическом нагружении из опытов [4]

Примечание. — опыт; ---- расчет.

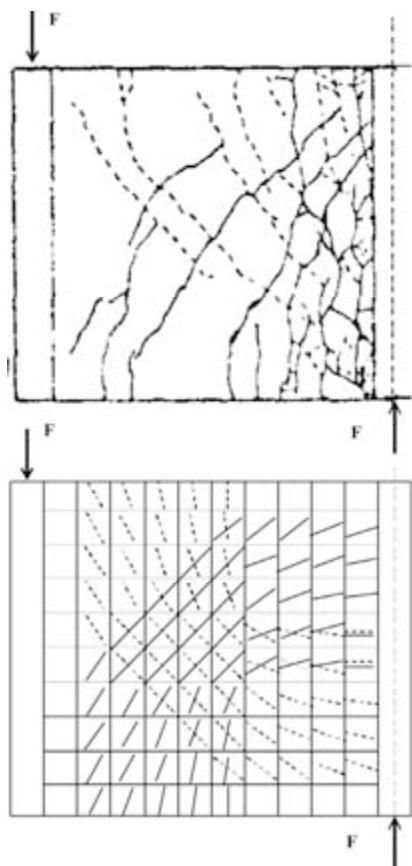


Рис. 4. Схема образования и раскрытия трещин в балке-стенке W-4 [1].

Примечание. Вверху – опыт, внизу – расчет. Пунктир – схема трещин на $\frac{1}{2}$ цикла, сплошная линия – на $1\frac{1}{2}$ цикла.

На первом полуцикле нагружения расчетная нагрузка трещинообразования составила 58 кН, что практически совпало с опытом. Дальнейший рост нагрузки привел к развитию характерной системы трещин (показана пунктиром на рис. 4), которые практически полностью закрылись на втором полуцикле нагружения (разгрузке). На $1\frac{1}{2}$ цикла нагружения нагрузка трещинообразования составила 32,4 кН. Дальнейший рост нагрузки привел к развитию характерной системы трещин (показана сплошной линией на рис. 4). При этом нелинейность деформирования существенно возросла, а прогиб балки-стенки в конце $1\frac{1}{2}$ цикла нагружения возрос практически в два раза по сравнению с прогибом на первой $\frac{1}{2}$ цикла. Деформирование балки-стенки на 2 и $2\frac{1}{2}$ цикла нагружения сопровождалось существенным раскрытием первичной системы трещин и резким нарастанием нелинейности деформирования. Прогиб балки-стенки в конце $2\frac{1}{2}$ цикла нагружения более чем в три раза превысил прогиб на первой $\frac{1}{2}$ цикла. Наряду с этим анализ напряженного состояния конечных элементов показал, что часть продольной и поперечной арматуры сетки в конце $\frac{1}{2}$, $1\frac{1}{2}$ и $2\frac{1}{2}$ цикла нагружения работала в пластической стадии, чему соответствует значительная ширина раскрытия трещин, зафиксированная в опыте.

Сопоставление результатов расчета и опытных данных позволяет сделать вывод, что деформационная теория железобетона с трещинами с достаточной степенью точности описывает нелинейное поведение конструкций при знакопеременном малоцикловом нагружении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
2. Петров А. Н. К методике учета остаточных деформаций при расчете железобетонных элементов // Ползучесть в конструкциях. Одесса: ОГАСА, 1998. С. 87–91.
3. Прокопович И. Е., Зедгенидзе В. А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
4. Cervenka V., Gerstle K. H. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Theory (1), and Experimental Verification and Application (2) // Publications International Association for Bridge and Structural Engineering. Zurich, 1971. Vol. 31-00. P. 32–45; 1972. Vol. 32–11. P. 26–39.