

К.Темикеев, А.М. Зулпуев
К.т.н., доцент ОшТУ, к.т.н., доцент ОшТУ
K.Temikeev, A.M. Zulpujev
c.t.s., associate prof. OshTU, c.t.s., associate prof. OshTU

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОМ И ГОРИЗОНТАЛЬНОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

В данной работе построена расчетная модель метода сосредоточенных деформаций для междуэтажных перекрытий многоэтажных зданий, смонтированных из сборных железобетонных элементов в натуральную величину, на вертикальные и горизонтальные воздействия, учитывающая реальные диаграммы нелинейного деформирования бетона и арматуры при различных длительностях нагружения.

Ключевые слова: многоэтажные здания, железобетон, диаграмма, арматура, каркас.

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF THE LIMIT STATES OF PRECAST CONCRETE SLABS FOR VERTICAL AND HORIZONTAL EXPOSURE

In this paper a computational model of the method of concentrated deformations for intermediate floors of multi-storey buildings assembled from prefabricated concrete elements in life-size, on vertical and horizontal exposure, taking into account the actual diagram of nonlinear deformation of the concrete and reinforcement under various long-term loading.

Keywords: high-rise buildings, concrete, diagram, fittings, frame.

Экспериментальные исследования проводили на фрагменте перекрытия, смонтированного из типовых элементов многоэтажных каркасных зданий серии 1.020 и представляющего отдельную ячейку размером 6х6 м в лаборатории строительных конструкции кафедры ЖБК КГУСТА им. Н. Исанова [3] (рис. 1).

Колонны размером 40х40х160 см свободно опирались на стальные катки, уложенные поверх стальной пластины толщиной 20 мм. По осям А и В укладывали ригели типа СРВ-1-53 таврового сечения нижней полкой. Ригели изготавливались из бетона класса В-25 с рабочей арматурой в растянутой зоне 2 Ø А-III, по осям 1 и 2 расположили плиты-распорки из бетона класса В-25 с рабочей арматурой 4 Ø А-III.

Стыки колонн с ригелями и плитами-распорками выполнялись в соответствии с рабочими чертежами серии 1.020. Фрагменты перекрытия заполняли предварительно напряженными плитами ПК 8-59.12 под нормативную нагрузку 8,0 кН/м² с рабочей арматурой 1 Ø 10 Ат-У ÷ 12 Ат-У из бетона В-25. Плиты перекрытия укладывали и ригелями заделывали бетоном класса В-15.

Для повышения пространственной жесткости каркаса колонны на уровне пола объединяли связями из стержневой арматуры Ø 20 А-IV. Плиты перекрытия изготавливали в одну рабочую смену. Одновременно бетонировались кубы и призмы размерами 10х10х10 см и 10х10х40 см для определения прочностных и деформативных характеристик бетона плит перекрытия.

Расчетная модель метода сосредоточенных деформаций, для междуэтажных перекрытий многоэтажных зданий смонтированных из сборных железобетонных элементов в натуральную величину на вертикальные и горизонтальные воздействия, учитывающий

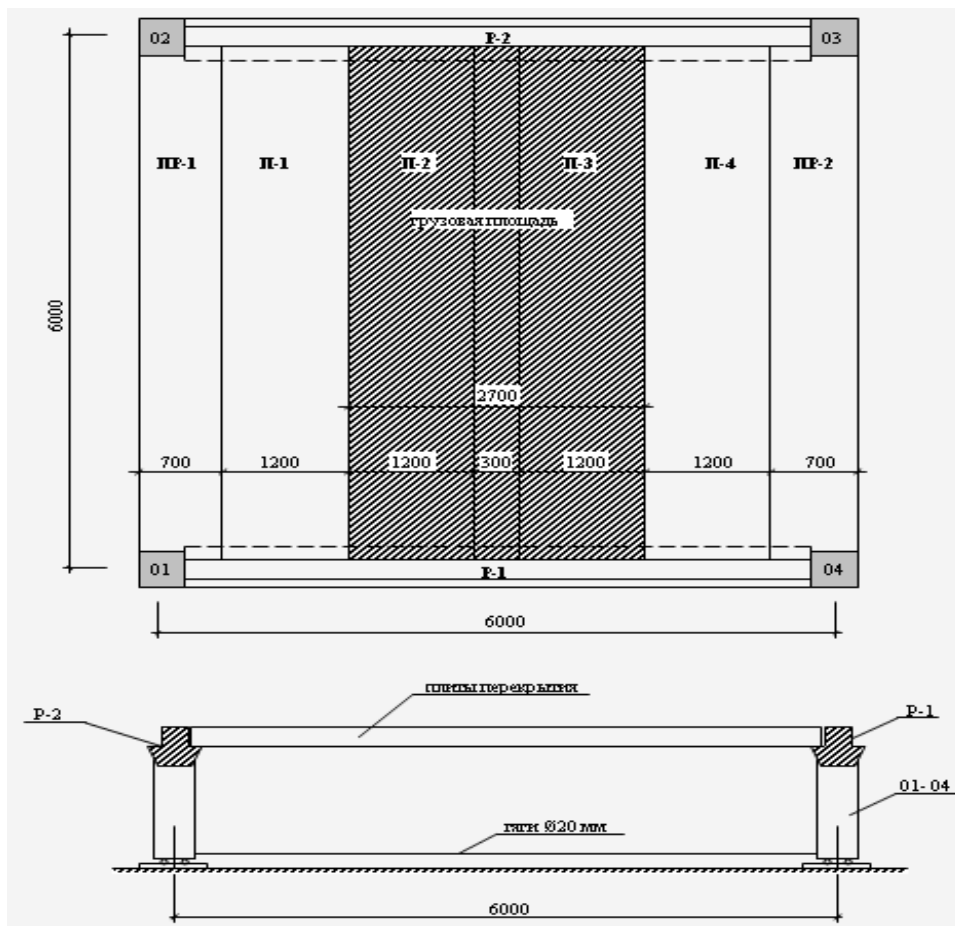


Рис. 1. Фрагмент сборного железобетонного перекрытия

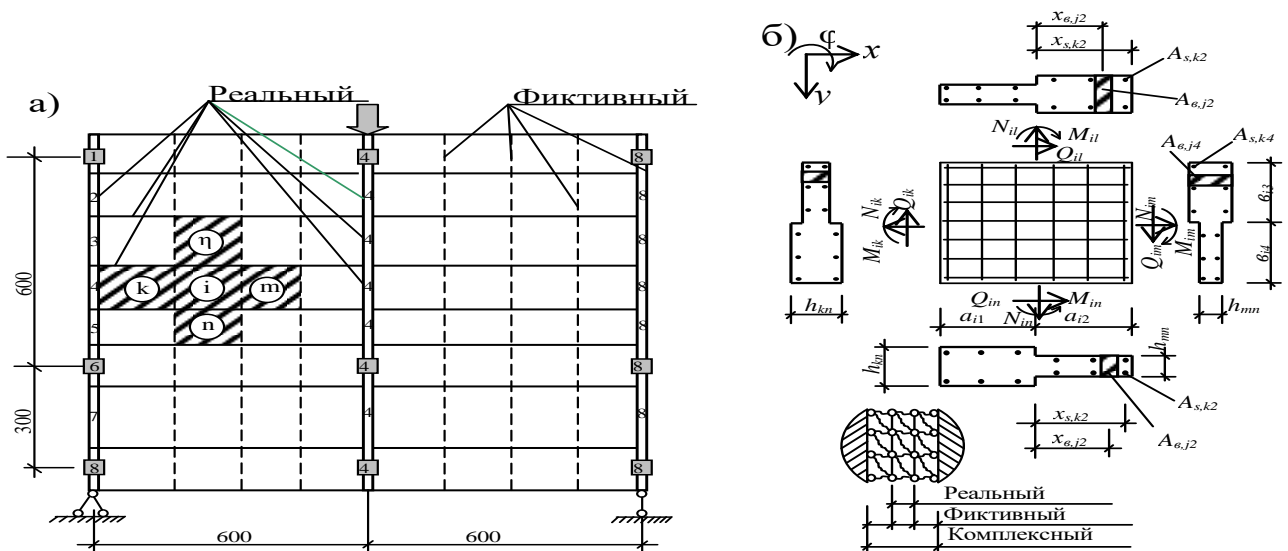


Рис. 2. Расчетная схема сборного перекрытия: а) разбивка на элементы; б) Модель МСД для железобетона при плоском напряженном состоянии. реальные диаграммы нелинейного деформирования бетона и арматуры при различных длительностях нагружения, излагаются основные положения их расчетов по указанному методу (рис. 2), подробно развита в работе [1, 2].

На основе предложенной методики и алгоритмов по разработанным программам получены результаты счета опытного фрагмента междуэтажного перекрытия при вертикальной и горизонтальной воздействии.

1. Расчетная методика может быть реализована по программе «DIRAR» для ЭВМ любого поколения. Результаты расчетов и эксперимента прогиба перекрытия приведены в таблице 1.

Из таблицы 1 видно, что прогибы по методу сосредоточенных деформаций хорошо подтверждается с экспериментальными данными. При анализе разница в результатах не превышает 4...13% (рис. 3).

Таблица 1

| Этапы загрузки | Нагрузки на этапах в долях от разрушения, кгс/см ² | Прогиб, мм | | | | Трещины, мм | | | |
|----------------|---|------------------------------|--------------------|---------------------|--------|-------------------|--------------------|---------------------|-------|
| | | Экспериментальный | | Теоретический (МСД) | | Экспериментальный | | Теоретический (МСД) | |
| | | Ригель (т. 86 и 87, 92 и 93) | Плита (т. 78 и 79) | Ригель | Плита | Ригель (92 и 93) | Плита (т. 78 и 79) | Ригель | Плита |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| от 0 до 5 | 664/0,33 | 1,25 | 0,65 | 1,201 | 0,624 | 0,02 | - | 0,018 | - |
| 6 | 738/0,36 | 2,00 | 1,47 | 1,948 | 1,411 | 0,05 | 0,02 | 0,047 | 0,019 |
| 7 | 837/0,41 | 2,75 | 2,10 | 2,651 | 2,016 | 0,08 | 0,05 | 0,076 | 0,049 |
| 8 | 1087/0,53 | 3,40 | 2,65 | 3,364 | 2,317 | 0,10 | 0,08 | 0,098 | 0,078 |
| 9 | 1188/0,58 | 4,10 | 4,55 | 4,032 | 4,277 | 0,12 | 0,10 | 0,106 | 0,095 |
| 10 | 1376/0,66 | 4,80 | 6,85 | 4,674 | 6,371 | 0,20 | 0,18 | 0,180 | 0,179 |
| 11 | 1619/0,79 | 6,80 | 11,90 | 6,804 | 10,710 | 0,28 | 0,25 | 0,275 | 0,248 |
| 12 | 1880/0,92 | 8,30 | 14,35 | 8,075 | 12,915 | 0,30 | 0,60 | 0,324 | 0,597 |
| 13 | 2035/1,0 | 13,75 | 19,16 | 13,120 | 17,244 | 0,35 | 1,10 | 0,367 | 1,096 |

2. Испытание фрагмента сборного железобетонного перекрытия размером 9x12 м на сосредоточенную нагрузку в середине пролета. Фрагмент перекрытия был целиком смонтирован из элементов унифицированного каркаса и состоял из двух ячеек размером 6x6 и двух ячеек размером 3x6 (рис. 4).

Из графика видно, что до величины $N = 1040$ Кн – зависимость «N-f» - линейная, начиная с 1040 кН до разрушения $N = 1490$ кН – нелинейная. Характерная особенностью напряженно-деформированного состояния ячейки сборного железобетонного перекрытия, при действии диагонально-сжимающей нагрузки, является то, что она находится в условиях двухосного напряженного состояния.

Как видно из графика прогибов (рис. 4) перекрытия в середине пролета, получено хорошее соответствие опытных данных с расчетными. Неравномерность краевых деформаций бетона сжатой зоны по длине изгибаемого элемента характеризуется коэффициентом ψ_s и, согласно рекомендациям те же норм проектирования принимают равным 0,9 как при длительном, так и при кратковременном действии нагрузки.

В данной работе предлагается практический прием учета длительного действия нагрузки при расчете изгибаемых железобетонных плит по второй группе предельных состояний по перемещениям и по раскрытию трещин. Суть работы сводится к определению величины коэффициента упругопластических деформаций бетона ν , в зависимости от уровня напряжения в бетоне σ_b/R_b , класса бетона и длительности действия нагрузки по средним диаграммам $\sigma_b - \epsilon_b$.

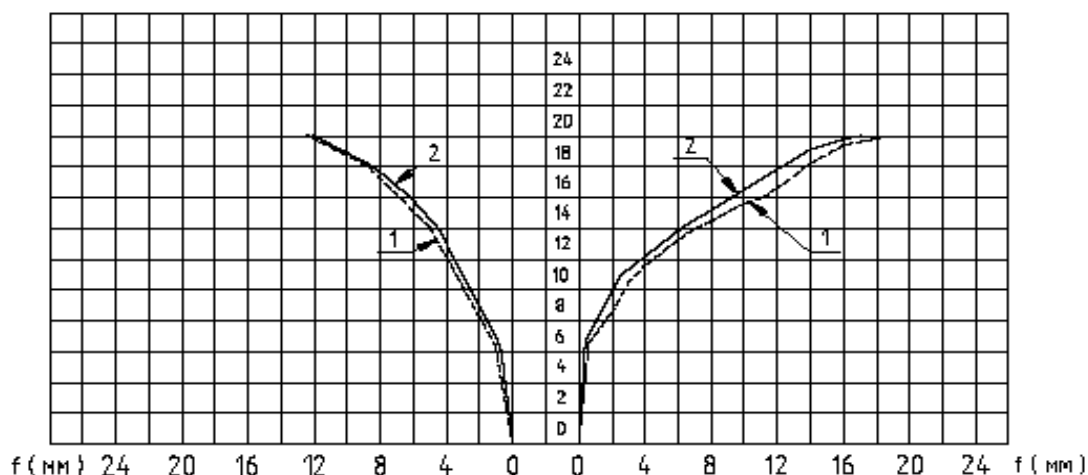


Рис. 3. График зависимости «N-f». 1-эксперимент; 2 – теория (МСД)

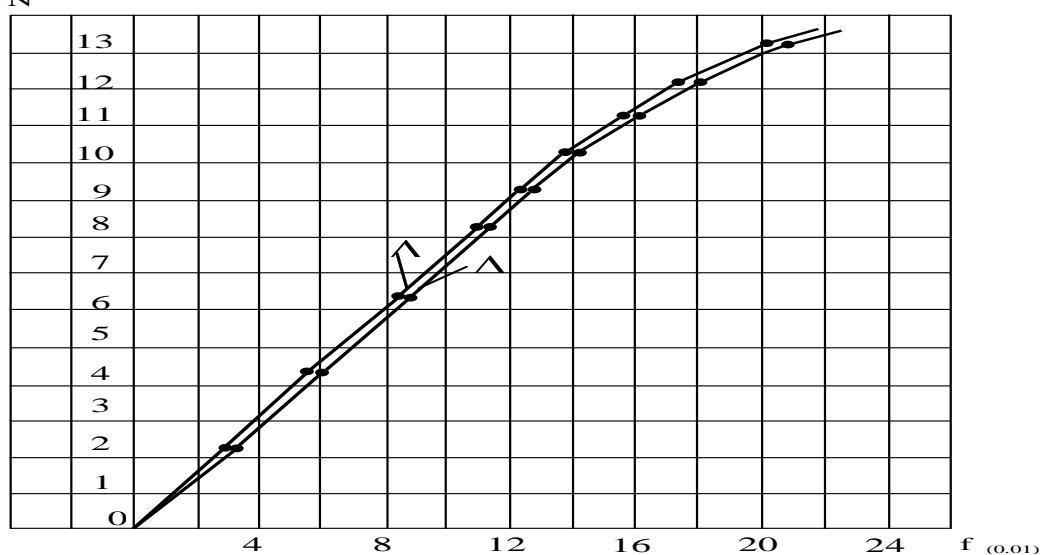


Рис. 4. Испытание сборного перекрытия размером 9x12 м
График зависимости N-Δэ, N-Δмсд

Аналитическое выражение для коэффициента упругопластических деформаций бетона ν можно представить в виде

$$\nu = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{[\varepsilon_{\sigma} + \varepsilon (t \sigma_{\sigma} / R_{\sigma})]}$$

где ε_{σ} - величина упругой деформации бетона; ε_{pc} - величина пластической деформации бетона; $\sigma_{\sigma}/R_{\sigma}$ - уровень напряжения в бетоне; t - длительность действия нагрузки.

При непродолжительном действии постоянной и длительной нагрузок принимает значение, равное (0,1...0,15) в зависимости от условий эксплуатации и не зависит от продолжительности действия длительно действующей части нагрузки, уровня напряжения $\sigma_{\sigma}/R_{\sigma}$, что так же не соответствует опытным данным.

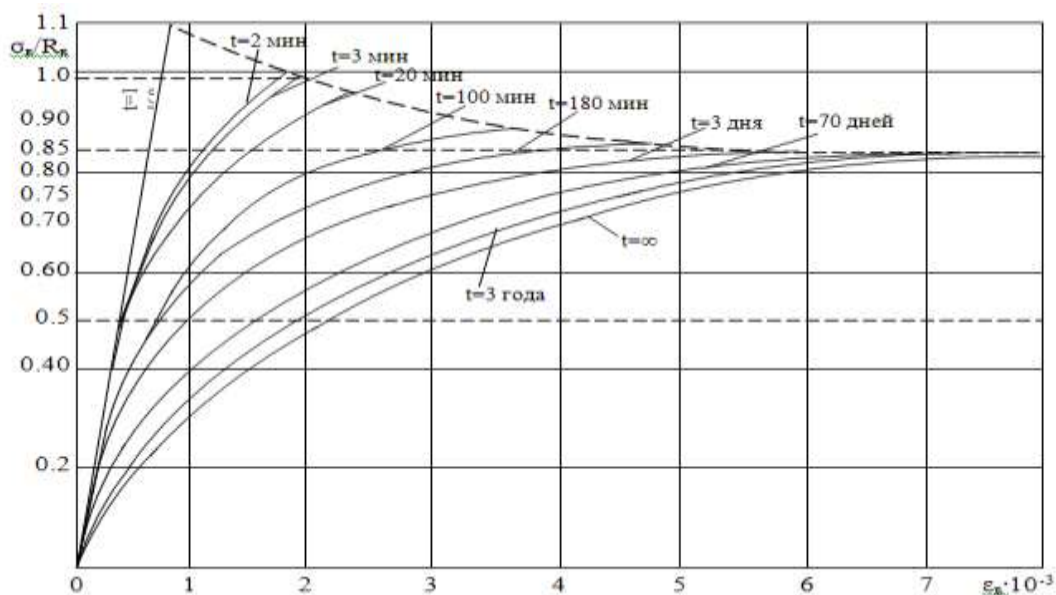


Рис. 5. Графики зависимостей «относительные напряжения - деформации»

Вышеизложенные несоответствия между рекомендациями СНиП 2.03.01-84* и опытными данными могут быть устранены, если воспользоваться средними опытными диаграммами $\sigma_v - \epsilon_v$ при различной длительности нагружения бетона, приведенными на рис. 5.

Из рис. 5. видно, что при кратковременном нагружении и изменении уровня напряжения в бетоне σ_v/R_v от 0,7 до 1,0 величина коэффициента в упругопластических деформаций ν , согласно диаграммам $\sigma_v - \epsilon_v$ изменяется в пределах от 0,84 до 0,45, тогда как по рекомендациям СНиП 2.03.01-84* величина ν принимается равной 0,45.

При длительном нагружении, согласно данным рис. 5, величина коэффициента упругопластических деформаций ν изменяется в пределах от 0,43 до 0,1 и зависит как от продолжительности действия нагрузки, так и от уровня напряжений в бетоне. Вместе с тем нормы проектирования СНиП 2.03.01-84* рекомендуют при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок величину ν принимать равной (0,1...0,15) независимо от продолжительности действия нагрузки и уровня напряжений в бетоне.

Выводы:

1. Перемещения фрагмента из собранного железобетонного межэтажного перекрытия, вычисленные как для составной балки с двумя поясами по методу сосредоточенных деформаций (МСД), хорошо подтверждаются экспериментом. При сопоставлении результатов не превышает от 1 до 6 % для составной балки, а от 1 до 9 % - для метода сосредоточенных деформаций.

2. При определении прогиба обычных и преднапряженных изгибаемых элементов, к которым предъявляют требования 2-й и 3-й категорий по трещиностойкости, величину коэффициента упругопластических деформаций бетона ν необходимо определять по средним опытными диаграммам.

3. С помощью средних опытных диаграмм $\sigma_v - \epsilon_v$ можно произвести учет предыдущих нагружений, что является исходной информацией при проведении обследования несущих систем многоэтажных зданий и сооружений из железобетона с целью их реконструкции.

Литература:

1. Зулпуев А.М. Исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных распорных плит перекрытий в зданиях с монолитными стенами. //Монография. – Бишкек. Изд-во «Илим», 2010 г. – 80 с.

2. Зулпуев А.М. Расчет железобетонных плоскостных конструкций на основе дискретных моделей.//Теоретический и прикладной научно-технический журнал «Известия» КГТУ им. И. Раззакова. №21.-Бишкек.-2010.-С. 27-30.
3. Темикеев К., Стамалиев А.К. Экспериментальные исследования пространственной работы плит перекрытий при действии вертикальной нагрузке. //Сборник трудов КАСИ. № 2. – Бишкек. – 1994. – С. 38-43.