

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

- СОКОЛОВ Б.С., ЗАГИДУЛЛИН М.Р.* Прочность сталефибробетонных цилиндрических элементов при осевом сжатии ..... 2
- ЧЕРНОУСОВ Н.Н., ЧЕРНОУСОВ Р.Н.* Сталефиброшлакобетонные кольцевые элементы ..... 6
- СЫЧЕВА А.М., СТАРЧУКОВ Д.С., ЕЛИСЕЕВА Н.Н., САМБОРСКИЙ С.А.* Повышение качества неавтоклавного пенобетона путем стабилизации пены ..... 13

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЗАЛЕСОВ А.С., ПАЩАНИН А.А., ДУБИНСКИЙ С.И.* Расчет балочных железобетонных конструкций с помощью объемных конечных элементов ..... 16
- МАТАР П.Ю., БАРКАЯ Т.Р., БРОВКИН А.В.* Исследование работы железобетонных плит со стальным профилированным настилом 18

### ТЕОРИЯ

- ЕРМАКОВА А.В.* Решение системы линейных алгебраических уравнений метода дополнительных конечных элементов ..... 21
- ЯГУПОВ Б.А., МИГАЛЬ Р.Е.* Жесткость и прогибы балочных железобетонных конструкций, поврежденных коррозией ..... 24

### В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* О деструкции цементных бетонов ..... 28

можно отметить, что на стадии, предшествующей разрушению, наблюдается активное трещинообразование в сжатой зоне бетона в месте приложения нагрузки, что известно как образование "лещадок".

При анализе нормальных напряжений в поперечной арматуре (рис. 4) можно видеть, что напряжения в арматуре не распределяются по высоте сечения и проекции наклонного сечения равномерно, а достигают максимальных значений в середине балки (в зоне активного трещинообразования), что также хорошо согласуется с данными экспериментов.

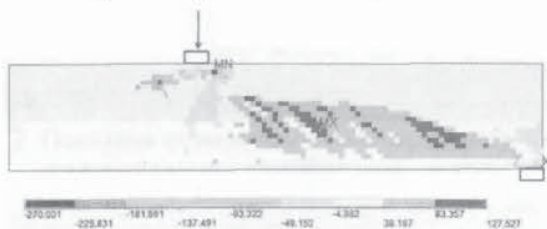


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений в поперечной арматуре, МПа

Из приведенных примеров видно, что многие наблюдаемые в процессе проведения экспериментов явления, которые, находясь в рамках стержневой теории железобетона, можно учесть только введением дополнительных эмпирических коэффициентов, находят свое отражение в автоматическом режиме при использовании итерационных методов расчета.

Для практической реализации представленной методики расчета будет проведен дальнейший широкомасштабный сравнительный анализ с экспериментальными данными и с существующими методами расчета по нормальным и наклонным сечениям и каркасно-стержневыми моделями в упругой и неуп-

ругой постановках (по диаграммам), имея в виду, что существующие методы основаны также на обобщении экспериментальных данных.

Полученные при таком расчете некоторые запасы и более осторожные результаты не должны служить отказом от предлагаемой методики, так как они с лихвой компенсируются простотой, ясностью и единообразием подхода к расчету всех классов задач теории железобетона, позволяющего избежать возможных ошибок при применении для расчета прочности различных недостаточно надежных расчетных моделей.

## Выводы

1. Моделирование железобетонных конструкций объемными элементами позволяет отказаться от весьма условных эмпирических расчетных моделей.

2. По результатам расчета балочных конструкций методом конечных элементов с использованием конечного элемента solid65 (ANSYS) получено хорошее согласование с расчетом по нормальным и наклонным сечениям в соответствии с СП [1].

3. Указанный подход к расчету железобетонных конструкций на примере двухопорной однопролетной балки является универсальным, отличается простотой и ясностью получаемых результатов и может рекомендоваться для практического использования.

## Библиографический список

1. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004.
2. Release 10.0 Documentation for ANSYS.

П.Ю. МАТАР, канд. техн. наук, доц. (Ливанский ун-т, г. Бейрут, Ливан); Т.Р. БАРКАЯ, канд. техн. наук, доц., А.В. БРОВКИН, инж., ст. преп. (Тверской государственный технический ун-т)

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ СО СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛОМ

Перспективным направлением проектирования межэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий, в частности при реконструкции, является применение железобетонных плит с профилированным настилом. Эти конструкции могут служить реальной альтернативой классическим сборным и монолитным плитам, поскольку, имея небольшой собственный вес, весьма технологичны в изготовлении. Профлист, как правило, является несъемной опалубкой, что уже стало обычной практикой строительства. Однако при определенных условиях он может выступать в качестве рабочей арматуры. Существующие нормативные документы [2] позволяют рас-

сматривать профлист как арматуру только при наличии анкерных устройств, обеспечивающих совместность его работы с бетоном. Это может быть осуществлено путем применения специального профлиста, имеющего выштамповки, рифы и т.п.

В России освоен выпуск настила с выштампованными анкерными рифами марок Н80А-674-1,0 и Н80А-674-0,9, специально предназначенного для использования в качестве рабочей арматуры плит перекрытий. Производят его на Челябинском заводе профилированного стального настила. Однако, как показали опыты [6], для эффективного использования настила как арматуры, кроме рифов, необходи-



мы анкера, закрепляющие настил на опорах. В качестве опорных анкеров чаще всего применяют вертикальные стержни, привариваемые через настил к металлической балке или закладной детали железобетонного элемента. Опорный анкер выполняет две функции: с одной стороны, он обеспечивает совместную работу настила и бетона, с другой, – фиксирует положение плиты на балке [2].

При использовании обычной стали с гладкой поверхностью вопрос "совместности работы" становится слабым местом рассматриваемых конструкций. Вопросы, связанные с учетом сцепления бетона и листовой стали на разных стадиях работы монолитных ребристых плит с несъемной опалубкой, в нормативной литературе практически не освещены. Поэтому на практике, при проектировании подобных конструкций, жесткость и прочность гладкого профлиста, как правило, не учитываются.

Целью проводимого исследования являлась оценка степени совместности работы гладкого профнастила с железобетонной плитой и сравнение экспериментальной несущей способности плит с обычным и комбинированным армированием.

Для исследования деформативности и прочности плит с комбинированным армированием по нормальному сечению в пролете при расположении стального профилированного настила со стороны растянутой зоны по однопролетной балочной схеме (рис. 1) было испытано две серии плит: четыре образца с гибкой арматурой и стальным профилированным настилом и еще четыре – только с гибкой арматурой.

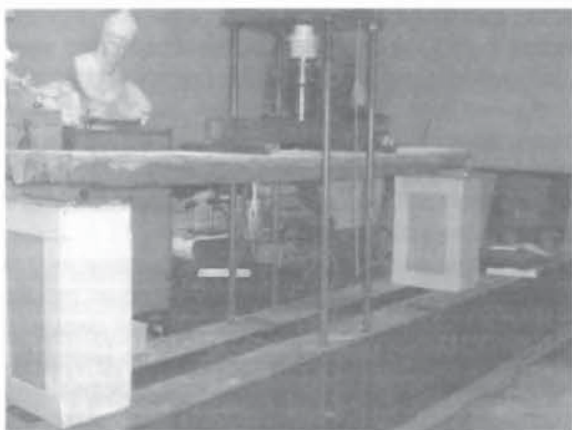


Рис. 1. Общий вид испытаний

Опытные образцы имели длину 2400 мм и поперечное сечение, соответствующее форме листа, с высотой монолитного слоя бетона (выше верхней грани настила)  $h_f = 30$  мм. Применялся настил Н75-750-0,7. Продольное армирование выполнено из арматуры диаметром 10 мм класса А-III ( $\mu = 0,75\%$ ) по одному стержню в каждой гофре. На торцевых участках плит были установлены закладные детали, изготовленные из пластин  $150 \times 50$  мм, толщиной  $\delta = 12$  мм с приваренными к ним в тавр под слоем флюса арматурными стержнями диаметром 12 мм.

Перед изготовлением плит на продольные стержни арматуры в средних по длине участках наклеивали тензодатчики с базой 20 мм. Тензодатчики наклеивали также на профилированный лист в середине пролета на дно гофров и на вертикальные стенки в уровне расположения гибкой арматуры. Для определения деформаций бетона и совместности его работы с профлистом в уровне арматурных стержней были натянуты перфорированные стальные ленты с наклеенными на них тензодатчиками.

В опытных конструкциях применялся мелкозернистый бетон плотностью  $2100 \text{ кг/м}^3$ . По результатам серии испытаний кубиков и призм бетон опытных образцов соответствовал классу по прочности на сжатие В20. Все прочностные и деформативные характеристики, используемые в дальнейших расчетах, были приняты для указанного класса бетона. Расчетные характеристики арматуры и профлиста приняты по справочным данным. Программой экспериментальных исследований было предусмотрено кратковременное испытание образцов в возрасте 28 сут до разрушения.

Продольные деформации измеряли с помощью тензодатчиков, прогибы – прогибомерами, установленными над опорами и в середине пролета. Суммарную сосредоточенную нагрузку прикладывали на расстоянии трети пролета от шарнирно опертых концов плит ступенями по 200 и 300 кгс для плит с гибкой и комбинированной арматурой соответственно.

Полученные по результатам испытаний образцов величины прогибов плит с гибкой арматурой представлены в табл. 1 и на рис. 2, плит с комбинированным армированием – в табл. 2 и на рис. 3. Относительные деформации бетона, арматуры и профлиста показаны в табл. 3 для плит с гибкой арматурой и в табл. 4 для плит с комбинированным армированием.

Таблица 1

Нагрузка, кгс	Прогиб плит с гибкой арматурой, см				
	Плита № 1	Плита № 2	Плита № 3	Плита № 4	Расчет
200	0,25	0,32	0,38	0,15	0,11
400	0,51	0,61	0,65	0,4	0,51
600	0,83	0,89	0,98	0,71	0,91
800	1,16	1,24	1,3	1,02	1,32
1000	1,48	1,58	1,7	1,31	1,71
1200	1,79	1,88	1,99	1,67	2,12
1400	2,11	2,15	2,25	2,32	2,52
1600	2,56	2,64	2,7	2,93	2,93

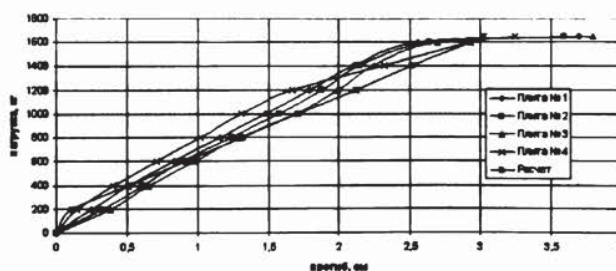


Рис. 2. Зависимость прогиба железобетонных плит от нагрузки



Таблица 2

Нагрузка, кгс	Прогиб плит комбинированным армированием, см				
	Плита № 5	Плита № 6	Плита № 7	Плита № 8	Расчет
300	0,27	0,22	0,2	0,29	0,24
600	0,54	0,48	0,44	0,58	0,63
900	0,79	0,78	0,69	0,88	1,01
1200	1,02	1,08	0,95	1,16	1,39
1500	1,29	1,42	1,22	1,52	1,77
1800	1,55	1,75	1,41	1,87	2,16
2100	1,82	2,21	1,7	2,13	2,54
2400	2,17	2,77	2,01	2,48	2,92
2650	2,59	3,56	2,43	2,94	3,32

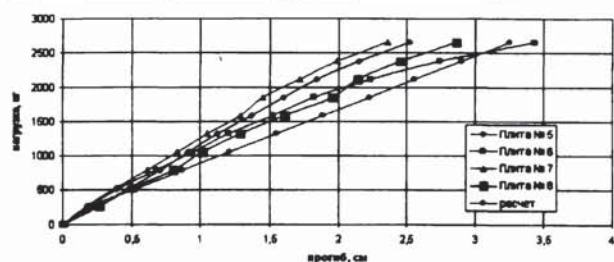


Рис. 3. Зависимость прогиба сталебетонных плит от нагрузки

Таблица 3

Нагрузка, кгс	Относительные деформации, %	
	арматуры	бетона
200	0,24	0,25
400	0,56	0,45
600	0,845	0,75
800	1,12	0,95
1000	1,4	1,2
1200	1,65	1,65
1400	1,875	2,55
1600	2,065	

Таблица 4

Нагрузка, кгс	Относительные деформации, %		
	арматуры	бетона	профлиста
300	0,125	0,2	0,04
600	0,295	0,3	0,09
900	0,505	0,3	0,19
1200	0,8	0,4	0,315
1500	1,105	0,6	0,445
1800	1,165	0,5	0,425
2100	1,145	0,7	0,42
2400	1,34	0,8	0,52
2650	1,515	1,1	0,585

Экспериментальная несущая способность плит, армированных профлистом, по отношению к плитам с гибкой арматурой при выбранном типе сечения оказалась выше на 40% (2650 и 1600 кгс). Следует отметить, что данный результат не отражает однозначно действительную ситуацию для всего многообразия таких конструкций в силу специфики проведенного эксперимента и выбранного конкретного сечения, но бесспорно свидетельствует о включении в работу профлиста.

Трещинообразование в плитах с гибкой арматурой начало проявляться при нагрузке 400 кгс. За дан-

ным процессом велось визуальное наблюдение с фиксированием появления первых нитевидных трещин. О трещинообразовании в плитах с комбинированной арматурой можно было судить только по косвенным признакам. В процессе нагружения образцов наблюдался участок в сторону уменьшения деформаций, а следовательно, и напряжений как в арматуре, так и в ленте, что, очевидно, свидетельствует о существенном перераспределении на этом этапе внутренних усилий между участками с трещинами и без них (см. табл. 4). Естественно, что эта ступень не может рассматриваться как порог трещинообразования, а лишь в качестве момента, когда трещинообразование привело к серьезной потере совместности работы бетона сечения и профилированного листа, что является существенным для основного вопроса настоящего исследования. Следует отметить также, что такие особенности работы конструкции наблюдались в экспериментах, проводимых в России и за рубежом [4, 5].

Сталебетонные плиты обладают достаточно высокой деформативностью. При их расчете определяющими факторами, как правило, служат критерии предельных состояний II группы, обусловленные эксплуатационными нагрузками. В качестве критерия, определяющего эту нагрузку, был принят допустимый прогиб. Для испытанных конструкций численное значение данной величины составило 12 мм. Экспериментальному значению прогиба 10 мм соответствовала нагрузка 1200 кгс. На этой ступени нагружения показания тензодатчиков позволяют утверждать о высокой степени совместности работы бетонного сечения и стального профнастила.

Для сравнения экспериментальных значений прогибов были вычислены соответствующие значения на основе нескольких существующих методик: по пособию для проектирования железобетонных конструкций с жесткой арматурой [1]; по методическим рекомендациям Госстроя СССР [2]; расчет прогиба стандартным методом, с учетом профнастила в качестве гибкой арматуры [3].

Результаты расчета в первых двух случаях показали достаточно малую сходимость: расчет по пособию с жесткой арматурой демонстрирует сильно заниженные значения, тогда как расчет по методическим указаниям Госстроя – наоборот. Третий метод показал достаточно близкие результаты (запас по прогибам на этапе нагружения 1325 кгс, соответствующем предельному прогибу 12 мм, составил 30%).

В качестве альтернативы предлагается метод расчета, в основе которого лежит предположение о равенстве прогибов бетонной части сечения и профилированного листа, справедливость которого очевидна при условии совместности деформирования настила и бетона.

Расчетная модель представляет собой систему уравнений, в качестве граничных условий которой принято равенство прогибов этих элементов. Из совместного решения уравнений могут быть получены моменты  $M_B$  и  $M_S$ , распределяющиеся пропорцио-



нально жесткости между этими компонентами конструкции.

$$\begin{cases} f = f_B = f_S \\ M = M_B + M_S \end{cases}$$

где  $M$ ,  $M_B$  и  $M_S$  - момент от полной нагрузки  $P$ ; моменты, воспринимаемые бетонной частью сечения и профнастилом соответственно.

Для выражения прогибов  $f_B$  и  $f_S$  через соответствующие моменты могут применяться стандартные формулы расчета по деформациям железобетонных и стальных балочных систем. Предлагаемый метод при этом показал хорошую сходимость с результатами эксперимента (см. табл. 2, рис. 3).

### Выводы

Основные практические результаты, полученные в ходе исследования (все вышеперечисленное, а также близкие значения показаний тензодатчиков, характеризующих деформации бетона и настила), позволяют рассматривать возможность расчета сталебетонных плит как железобетонных конструкций с комбинированным армированием (листовая и гибкая арматура) в диапазоне нагрузок, отвечающих эксплуатационному уровню.

Проведенные исследования показывают, что при использовании гладкого профлиста совмест-

ность его работы с бетоном в достаточной степени сохраняется при действии нагрузок, вызывающих деформации (прогибы), отвечающие предельной величине, регламентируемой нормами. Это обстоятельство свидетельствует о возможности учета работы гладких профлистов в качестве арматуры при расчете конструкции на стадии эксплуатации, что, в свою очередь, позволит снизить расчетное количество обычной стержневой арматуры.

### Библиографический список

1. **Руководство** по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. - 1978. - 55 с.
2. **Рекомендации** по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. - [Электронный ресурс]. - М.: Стройиздат, 1987 - 37 с. Режим доступа: <http://www.zodchii.ws/books/info-900.html>
3. **СНиП 2.03.01-84\***. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Госстрой СССР - 157 с.
4. **Петров И.А., Рабинович Р.И., Наргизян Э.А.** Монолитные перекрытия с внешней арматурой из стального профилированного листа // Промышленное строительство. - 1981. - №7. - с. 14-17.
5. **Голосов В.Н., Богданова Е.Н., Шубин А.Л.** Монолитные железобетонные перекрытия с применением стального профилированного настила. - М.: Обзор, 1983 - 98 с.
6. **Воронков Р.В., Багатурия Ф.И.** Исследования железобетонных перекрытий с внешней профилированной арматурой // Бетон и железобетон. - 1977. - №6. - с. 5-8.

---

## ТЕОРИЯ

---

*А.В. ЕРМАКОВА канд. техн. наук, доц. (Южно-Уральский государственный ун-т)*

### РЕШЕНИЕ СИСТЕМЫ ЛИНЕЙНЫХ АЛГЕБРАИЧЕСКИХ УРАВНЕНИЙ МЕТОДА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Компьютерная реализация нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям методом дополнительных конечных элементов (МДКЭ) [1, 2] невозможна без изучения вопросов, связанных с его основной системой линейных алгебраических уравнений. В данной статье рассмотрены особенности изменения этой системы и итерационного процесса, который используется для ее решения.

Поскольку МДКЭ является вариантом широко используемого метода конечных элементов (МКЭ) и предназначен для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, то его основной математической операцией является решение итерационным способом системы линейных алгебраических уравнений, состоящей из уравнений равновесия узлов расчетной схемы.

Расчет железобетонных конструкций, согласно требованиям норм проектирования, должен отражать этапы, которые проходят эти конструкции при

достижении ими стадии предельного равновесия (предельного состояния).

В общем случае можно, как это предлагает МДКЭ, определить такую последовательность расчета железобетонных конструкций:

- 1) Линейный расчет в начальной стадии работы.
- 2) Пластический расчет при пластической стадии работы.
- 3) Расчет при частичной разгрузке после образования трещин.
- 4) Расчет при работе с трещинами.
- 5) Расчет в состоянии предельного равновесия (предельном состоянии).

На первом линейном этапе расчет ведется по классической схеме МКЭ, а на последующих этапах по схеме, предлагаемой МДКЭ. При этом происходит изменение самой основной системы уравнений и соответствующая этому перестройка итерационного процесса.