

ЛИТЕРАТУРА

1. А.с. 916697 (СССР). Покрытие/В.И.Трофимов, Е.Ю.Давыдов, Н.Л.Нестеренко, А.И.Шатило. — Оpubл. в Б.И., 1982, № 12. 2. Давыдов Е.Ю., Нестеренко Н.Л., Абрамчук Н.Г. Покрытие зданий из стальных панелей в виде гиперболических параболоидов. — Стр-во и архитектура Белоруссии, 1982, № 2, с. 32—34.

УДК 624.012.36

В.В.ОБРАЗЦОВ (БИСИ)

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ РИГЕЛЕЙ ДЕЙСТВИЮ НАГРУЗОК ПО ВЕРХНЕМУ И НИЖНЕМУ ПОЯСАМ

Для железобетонных этажерок нефтехимических комбинатов вместо традиционных конструкций серии ИИЭ-20 с сеткой колонн 6х6 м было предложено новое конструктивное решение — с сеткой колонн 12х6 м. Эта конструкция включает решетчатый ригель с отверстиями для пропуска коммуникаций. Данное решение обладает рядом технологических и экономических достоинств [1] .

Ригель рассчитывался как стержневая система. При этом подбор сечений осуществлен в соответствии с нормами [2] .

В Брестском инженерно-строительном институте были изготовлены опытные натурные решетчатые ригели, конструктивные особенности которых показаны на рис. 1, и исследовано их напряженно-деформированное состояние*. Испытание проведено по схеме (рис. 1), соответствующей расчетным предпосылкам. Ригель запроектирован на восприятие равномерно распределенной нагрузки по верхнему поясу 137 кН/м, по нижнему — 30 кН/м. Нижний пояс снабжен предварительно напряженной продольной арматурой класса А-Шв с $F_a = 49,26 \text{ см}^2$. Временное сопротивление по результатам стандартных испытаний составило 633 МПа. Начальное контролируемое напряжение составляло 428 МПа. Изготовление ригеля осуществлялось в горизонтальном положении. Усилие натяжения арматуры контролировалось при помощи индикаторов часового типа. Бетон твердел в естественных условиях при $t = 16\text{--}18 \text{ }^\circ\text{C}$ и относительной влажности $W = 80\text{--}90 \%$. К началу испытаний его кубиковая прочность составила 52 МПа.

Для испытания была изготовлена специальная установка. Верхний и нижний пояса загружались при помощи гидравлических домкратов. Каждая ступень загрузки составляла 10 % от расчетной нагрузки, что соответствовало сосредоточенной нагрузке на верхний пояс $P_1 = 21 \text{ кН}$ и на нижний $P_2 = 3 \text{ кН}$. Опытные конструк-

*Работа выполнена под руководством проф. П.И.Васильева, доц. О.А.Рочняка.

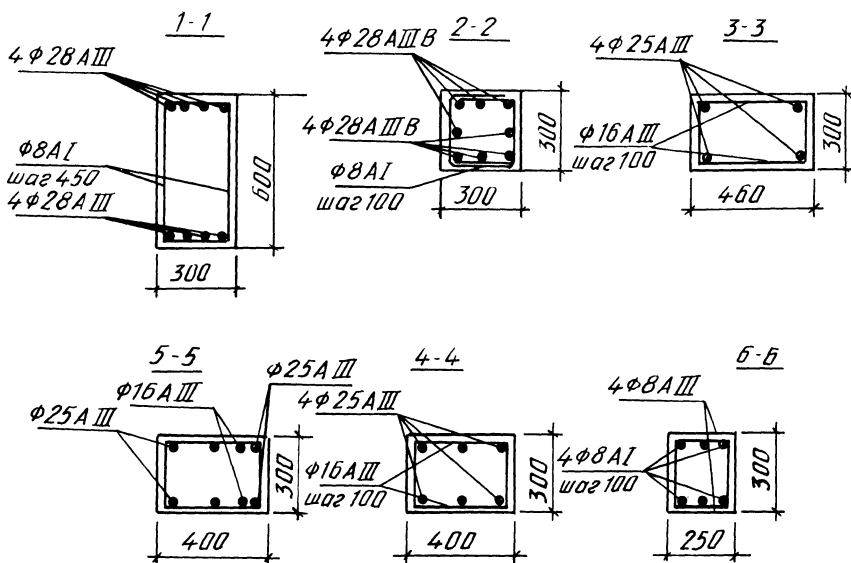
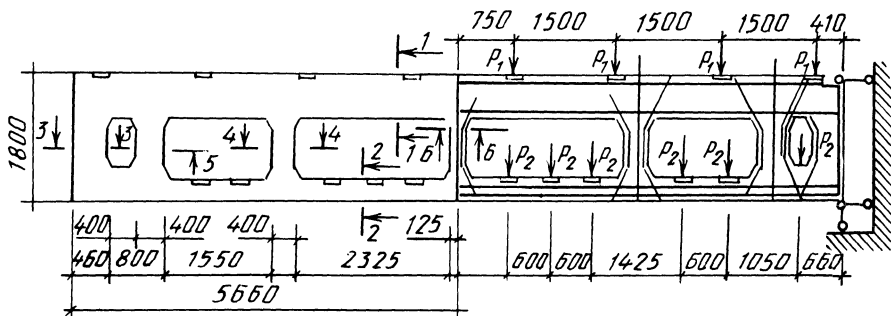


Рис. 1. Конструктивные особенности решетчатого ригеля, схема испытаний.

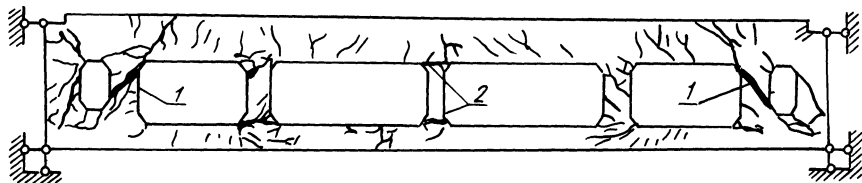


Рис. 2. Характер трещинообразования и разрушения опытного ригеля.

ний доведены до разрушения. Характер трещинообразования приведен на рис. 2.

В нижнем предварительно напряженном поясе, усилие обжатия которого к началу испытаний составило 1220 кН (при $\sigma_6 = 14,2$ МПа) образование небольшого количества нормальных трещин с шириной раскрытия 0,05 мм зафиксировано на десятом этапе загрузки, что соответствует расчетной нагрузке. Образование каких-либо других типов трещин и признаков разрушения нижнего пояса не отмечено, хотя при подборе сечений, как внецентренно растянутого элемента по [2], вместо расчетного шага поперечной арматуры 2 см поперечные стержни были установлены шагом 10 см.

Магистральная наклонная трещина, по которой конструкция разрушилась, образовалась на контуре отверстия в приопорной зоне при небольшой общей нагрузке на ригель, соответствующей 3-й ступени загрузки. Анализ показаний тензорезисторов свидетельствует о том, что имеют место значительные деформации растяжения, явившиеся следствием наличия концентратора напряжений — отверстия. При дальнейшем увеличении нагрузки развитие трещины продолжалось к верхней и нижней грани ригеля. Ширина ее раскрытия увеличивалась, и на 8-й ступени загрузки $a_T = 5$ мм. Достигнув нижнего пояса, сжатого на этом участке, движение трещины затормозилось. Выход трещины 1 (рис. 2) на верхнюю грань ригеля практически был беспрепятственным, так как здесь имели место растягивающие напряжения от общего изгиба конструкции.

По нормальным сечениям в стойках, где на 3-й ступени появились трещины 2 на рис. 2, при дальнейшем увеличении нагрузки образовались пластические шарниры, резко изменившие схему работы конструкции. Совместность работы верхнего и нижнего поясов была нарушена, о чем свидетельствуют их неодинаковые прогибы. На 8-й ступени загрузки прогиб верхнего пояса составил 18,4 мм, нижнего — 19,2 мм.

Разрушение конструкции произошло при нагрузке, меньшей в 1,6 раза, чем требует ГОСТ 8829-77. Это явилось следствием раннего образования трещин в приопорной зоне на контуре отверстия.

По результатам исследований можно сделать следующие основные выводы:

приопорная зона подобных конструкций должна проектироваться как в изгибаемых элементах;

наличие отверстий в приопорной зоне и концентрация напряжений на контуре приводят к более раннему образованию магистральной наклонной трещины. В целях предотвращения развития этой трещины необходима постановка местной арматуры, направленной перпендикулярно трещине;

общий запас прочности конструкции можно оценить с учетом образования шарниров пластичности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рочняк О.А., Образцов В.В., Рабинович Р.И. Железобетонные решетчатые ригели для этажерок нефтехимических комбинатов. — В кн.: Тез. докл. респ. науч.-техн. конф. "Проблемы создания новых строит. конструкций и технологии их пр-ва". Минск: ИСИА Госстроя БССР, 1982, с. 148—149. 2. СНиП II-21-75. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1976. — 89 с.

УДК 624.012.36:624.072.22

Л.В.ОБРАЗЦОВ, канд.техн.наук
(БИСИ)

К ОЦЕНКЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ПРИ ОТСУТСТВИИ СЦЕПЛЕНИЯ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ*

В основу принятой нормами оценки несущей способности [1] железобетонных элементов без поперечного армирования по наклонным сечениям положены исходные предпосылки, согласно которым при больших пролетах среза происходит внезапное хрупкое разрушение по косому сечению сразу же после образования критической наклонной трещины, при небольших же пролетах среза разница между усилиями появления критической трещины и разрушением элемента весьма мала. К факторам, снижающим усилие образования наклонных трещин и следовательно прочность элемента, отнесены неупругие деформации сжатого бетона, наличие нормальных трещин, работа растянутого бетона над трещинами, нарушение передачи усилий с бетона на арматуру, что в формуле $Q \leq k_1 R_p b h_0$ учитывается коэффициентом k_1 .

Определенная возможность повышения гарантии обеспечения прочности элементов без поперечной арматуры заключается прежде всего в однозначной оценке роли сцепления арматуры с бетоном.

Результаты экспериментальных исследований, выполненных в последнее время, свидетельствуют об увеличении сопротивления приопорных зон обычных и предварительно напряженных балок с однозначной эпюрой изгибающих моментов действию изгиба с поперечной силой при полном устранении сил сцепления (арматура расположена в каналах) или значительном их снижении (конструкции с гладкой арматурой большого диаметра) [2—4] .

Балка в этих случаях при пролетах среза $a/h_0 > 1$ после образования нормальных трещин превращается в систему блоков, соединенных между собой в сжатой зоне и передающих распор через крайние блоки на продольную арматуру. Усилие в продольной ар-

* Работа выполнена под руководством доц., канд.техн.наук О.А.Рочняка.