

АКТ

натурных испытаний сборно-монолитного железобетонного покрытия подземного гаража жилого дома 13-02 «А» в г.Набережные Челны

г. Набережные Челны

25 марта 2008 г.

Мы, нижеподписавшиеся,

технический директор ООО «БЭСТ инжиниринг» (г. Минск) канд. техн. наук

Мордич А.И.,

заведующий научно-исследовательским отделом несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений ООО «БЭСТ инжиниринг» Галкин С.Л.,

технический директор ОАО «Гражданпроект» (г. Орел) Петров В.Н.,

представители ООО «ДСК» (г.Набережные Челны):

главный инженер ООО «ДСК» Воробьев В.Н.,

директор ООО «ПМК ДСК» Воробьева Л.И.,

главный инженер проекта ООО «ПМК ДСК» Халиков Р.Р.,

главный инженер проекта ООО «ПМК ДСК» Джафарова Р.М.

провели натурные испытания на действие вертикальной кратковременной статической нагрузки законченного строительством сборно-монолитного железобетонного покрытия подземного гаража жилого дома 13-02 «А» в г. Набережные Челны.

Рабочие чертежи подземного гаража разработаны ООО «ПМК ДСК», г. Набережные Челны, рабочие чертежи покрытия гаража разработаны институтом ОАО «Гражданпроект» г. Орел.

Строительство объекта осуществлено ООО «ДСК» г. Набережные Челны.

Цель испытаний – оценка жесткости и трещиностойкости сборно-монолитного покрытия подземного гаража жилого дома 13-02 «А» при кратковременном воздействии на покрытие вертикального распределенного усилия, соответствующего полному значению нормативной нагрузки с учетом особой нагрузки. Испытание выполнено согласно методике, основанной на требованиях ГОСТ 8829-94 и «Рекомендаций по испытаниям и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости опытных образцов железобетонных конструкций» (НИИЖБ, М. 1987).

Примененное в подземном гараже покрытие представляет собой сборно-монолитную железобетонную плитно-ребристую конструкцию. Монолитные ребра (ригели) высотой 600 мм и шириной 400 мм размещены во взаимно перпендикулярных направлениях вдоль разбивочных осей железобетонных колонн и жестко объединены с ними в узлах сопряжений, имеющих рамную конструкцию. Колонны выполнены сечением 400х400 мм. Вдоль буквенных осей шаг колонн составляет 6,00 м, вдоль цифровых – 6,00 м и 6,60 м. В каждой ячейке покрытия, оконтуренной монолитными ригелями, плита общей толщиной 300 мм включает в нижнем слое по 4 сборные многопустотные плиты, расположенные в зависимости от ориентации в пределах ячейки и ее размеров с зазорами, равными 270 мм и 460 мм. В зазорах между сборными плитами размещены выступающие над верхними гранями плит арматурные каркасы. В эти зазоры и поверху сборных плит на толщину 80 мм уложен монолитный бетон. Конструкция покрытия представлена на рис. 1, 2. Особенностью конструкции покрытия является также то, что с целью более равномерного распределения нагрузки, передаваемой на ригели разных направлений, в смежных ячейках сборные многопустотные плиты повернуты друг относительно друга на 90° (см. рис. 2). Общий вид конструкции покрытия снизу представлен на рис. 3.

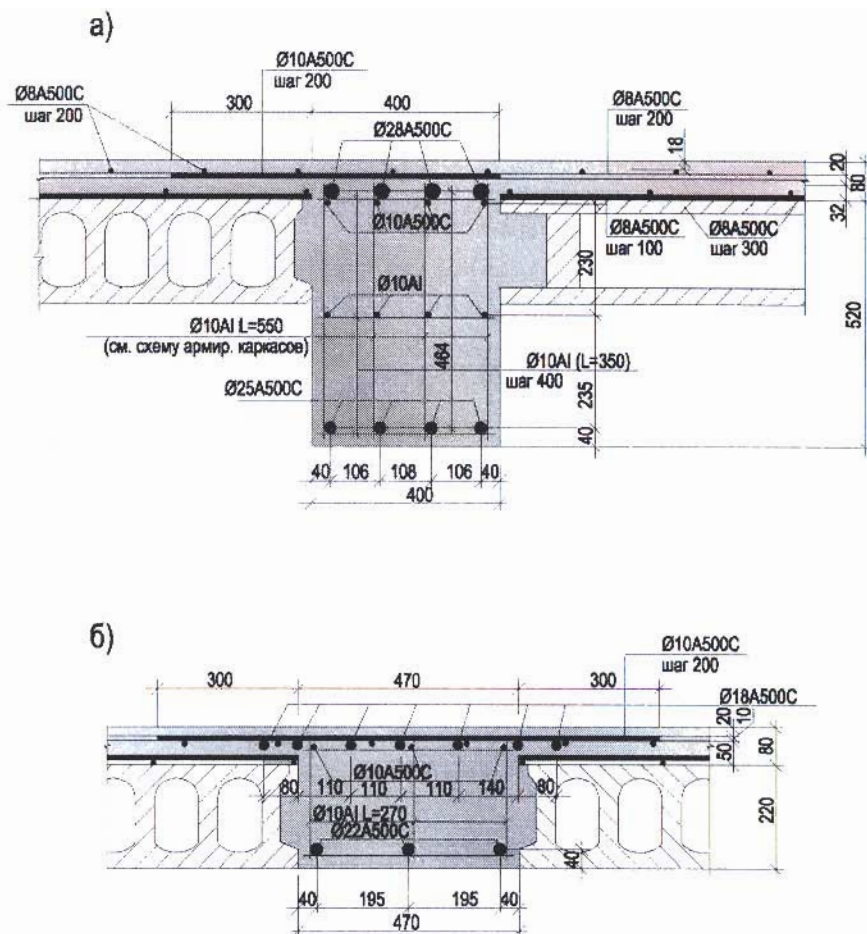


Рис.1. Сечения монолитного железобетонного ригеля (а), и железобетонного ребра (б), размещенного в зазоре между боковыми гранями сборных многопустотных плит

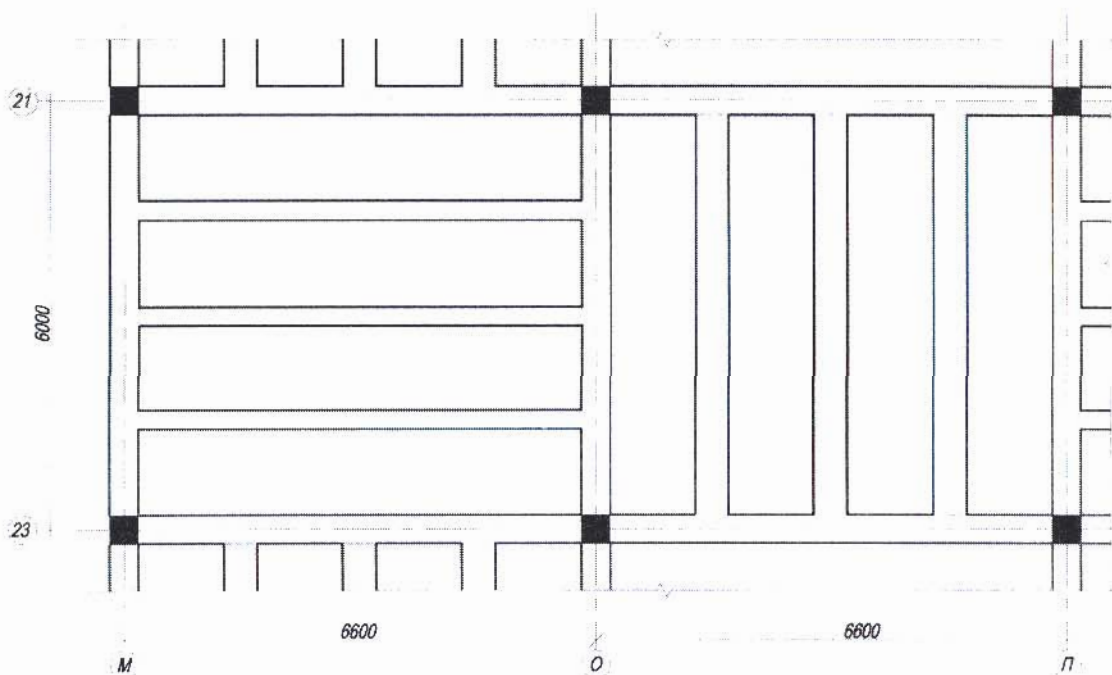


Рис. 2. Фрагмент покрытия из двух ячеек (в ячейках покрытия сборные плиты повернуты по нормали к плитам смежных ячеек)



Рис.3. Общий вид помещения подземного гаража, вид железобетонных конструкций снизу

Конструкции подземного гаража (покрытие и колонны) по данным разработчика рабочей документации запроектированы на действие нормативной нагрузки с полным значением 4779 кг/м^2 (46,8 кПа) и соответствующей ей расчетной нагрузки 5760 кг/м^2 (56,4 кПа), включающей особую нагрузку от пожарного спецавтотранспорта. Величина нормативного значения особой нагрузки принята равной 3000 кгс/м^2 (29,4 кПа). При нормальном режиме эксплуатации особая нагрузка отсутствует, а взамен ее должна быть учтена полезная временная нагрузка, равная 500 кгс/м^2 (4,9 кПа). При нормальном режиме эксплуатации величина полной нормативной нагрузки, действующей на покрытие, составляет 1779 кгс/м^2 (17,4 кПа). Собственный вес несущих конструкций покрытия составляет 520 кг/м^2 (5,1 кПа). На день испытаний в покрытии гаража были выполнены только железобетонные конструкции, верхние защитные слои покрытия отсутствовали.

Для испытаний вертикальным нагружением были выбраны две ячейки покрытия с наибольшими размерами сетки колонн (6,6х6,0 м) между осями 21-23хМ-П (рис. 2). В этом случае в элементах покрытия полностью реализуется усилия, вызываемые особой нагрузкой (3000 кг/м^2) – пожарным спецавтотранспортом. В ячейках, подвергнутых экспериментальной проверке, наиболее нагруженным до максимальных значений оказался ригель по оси О в пролете между осями 21- 23, расстояние между которыми составляет 6,0 м. Кроме того, максимальное возможное при эксплуатации в особых условиях силовое воздействие от приложенной нагрузки возникло в стыках сопряжений этого ригеля с плитами примыкающих ячеек.

Значение максимальной нагрузки при испытаниях, созданной путем равномерного размещения на покрытии штучных грузов, составило $36,8 \text{ кН/м}^2$. В качестве штучных грузов использовали фундаментные блоки ФБС 24-4-6 и ФБС 24-6-6, укладываемые на покрытие по деревянным брускам (рис. 4). Указанная величина максимальной нагрузки получена в результате учета нагрузки от пожарного спецавтотранспорта ($29,4 \text{ кН/м}^2$) за исключением временной полезной нагрузки ($4,9 \text{ кН/м}^2$) для нормальных условий эксплуатации покрытия. Величина контрольной нагрузки по жесткости и трещиностойкости принята равной величине нормативной нагрузки при нормальном режиме эксплуатации (без учета особой нагрузки), составляющей $12,3 \text{ кН/м}^2$.

Испытания обеих ячеек проведены путем их одновременного поэтапного нагружения ступенями (около $3,86 \text{ кН/м}^2$) до величины $11,6 \text{ кН/м}^2$, приблизительно соответствующей нормативному значению проектной нагрузки и приблизительно равной контрольному значению по деформациям и трещиностойкости. На этой стадии нагружения была осуществлена выдержка конструкций под нагрузкой в течении 90 мин. Далее поэтапное нагружение было продолжено до значения распределенной нагрузки ($g=36,8 \text{ кН/м}^2$) по методике, соответствующей ГОСТ 8829-94. Следует отметить, что непосредственно на ригели нагрузку не прикладывали, а их нагружение происходило вследствие передачи усилий с плит покрытия через шпоночные соединения, монолитные вставки и слой армированного монолитного бетона толщиной 80 мм, выполненный по плитам. Общий вид покрытия сверху при максимальном значении испытательной нагрузки представлен на рис. 5.

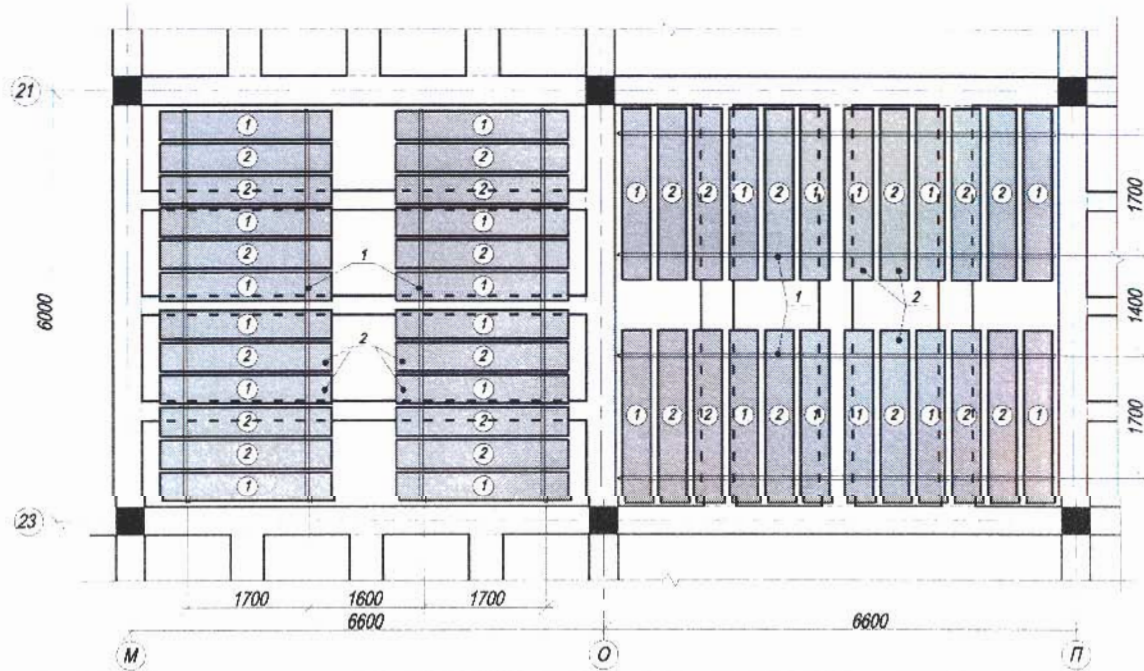


Рис.4. Схема раскладки блоков ФБС 24-4-6

1 – деревянные рейки сечением 20x20мм; 2 – блоки стен подвалов ФБС 24-4-6 (цифры на блоках означают порядок нагружения в пределах каждого яруса блоков)



Рис. 5. Общий вид ячеек покрытия при полной испытательной нагрузке

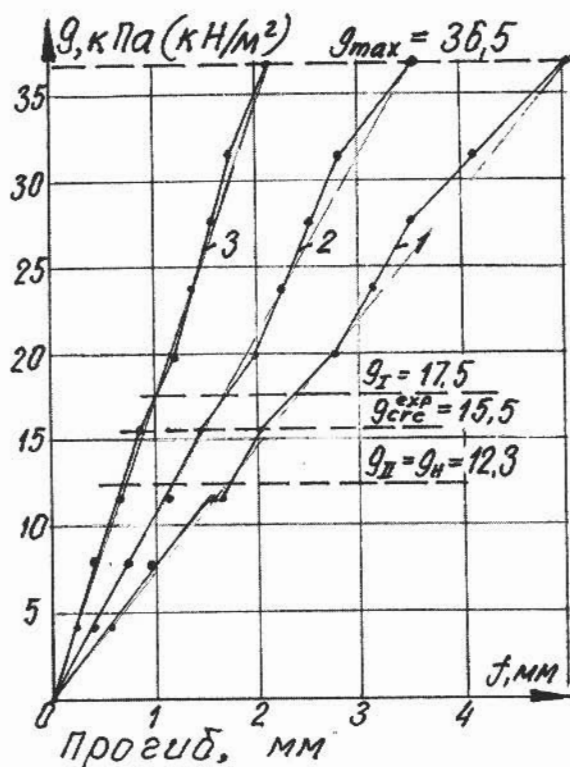
При визуальном осмотре конструкции покрытия и колонн до испытания дефектов и повреждений, влияющих на их несущую способность, жесткость и трещиностойкость, не обнаружено. Средняя прочность монолитного бетона конструкции покрытия, определенная по контрольным образцам-кубам, по данным лаборатории ДСК составила 33 МПа, что практически соответствовало проектной прочности бетона класса В25. До начала испытаний покрытия гаража в наиболее характерных сечениях его элементов, а также в местах их сопряжений на базе 300 мм были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм. Кроме того, в серединах пролетов среднего и крайних ригелей нагружаемых ячеек были установлены прогибомеры 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Образование трещин фиксировали визуально и по показаниям индикаторов в процессе обработки опытных данных

На каждой ступени нагружения, за исключением этапа при нагрузке $11,6 \text{ кН/м}^2$, делали выдержку в течении 10...15 мин для обследования состояния конструктивных элементов, регистрации показаний по приборам, фиксации и замера ширины трещин.

В результате испытаний установлено следующее:

1. При воздействии на покрытие испытательной нагрузки деформирование его на всех этапах нагружения происходило практически упруго (рис. 6).

а.



б.

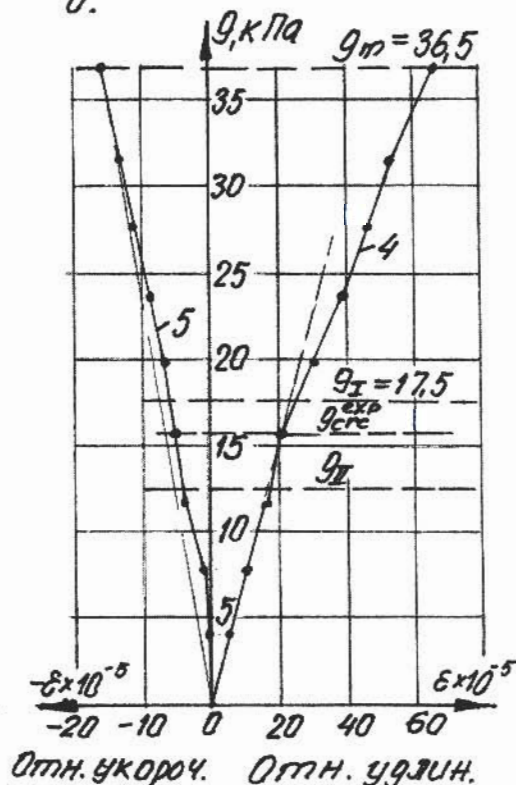


Рис. 6. Графики развития деформаций покрытия при нагружении; а – прогибы, б – деформации сечения ригеля оси О в середине пролета. 1 – прогиб плиты покрытия в середине ячейки, 2 – прогиб середины пролета ригеля оси О, 3 – то же, середины пролета ригелей осей 21 и 23, 4 – относительные деформации нижней рабочей арматуры в середине пролета ригеля оси О, 5 – то же, бетона по верхней грани того же ригеля

При воздействии нагрузки, равной полному нормативному значению при нормальных условиях эксплуатации и соответствующей контрольному значению по жесткости и трещиностойкости $q=12,3$ кН/м², максимальный прогиб составил:

- в середине ячеек – 1,75 мм;
- в середине пролета ригеля оси О между осями 21 и 23 – 1,22 мм;
- в середине пролета ригелей между осями 21 и 23 – 0,72 мм.

Полученные опытные значения прогиба каждого конструктивного элемента не превышали 20% величины предельно допустимого прогиба для изгибаемых эле-

ментов, равного $[f] = \frac{1}{200}l = 30$ мм, или 25% этой же величины за вычетом посто-

янной нагрузки $[f] = \left(\frac{1}{200}l\right) \cdot \left(\frac{36,8}{46,8}\right) = 23,6$ мм (п.2., табл. 4 СНиП 2.03.01-84*).

При наибольшем значении испытательной нагрузки $q=36,8$ кН/м² максимальный прогиб составил:

- в середине ячеек – 5,05 мм;
- в середине пролета ригеля по оси О – 3,54 мм;

- в середине пролета ригелей по осям 21 и 23 – 2,16 мм.

2. При наибольшем значении испытательной нагрузки $g=36,8 \text{ кН/м}^2$ наибольшие зафиксированные относительные деформации сжатого бетона составили:

- по верхней грани плиты в середине ячейки (рис. 7) $\varepsilon = 17 \cdot 10^{-5}$;

- по верхней сжатой грани наиболее нагруженного ригеля по оси О $\varepsilon = 16 \cdot 10^{-5}$.

Полученные значения значительно меньше предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_b = 350 \cdot 10^{-5}$ для изгибаемых элементов согласно требованиям СП 52-101-2003 (п. 6.2.7).

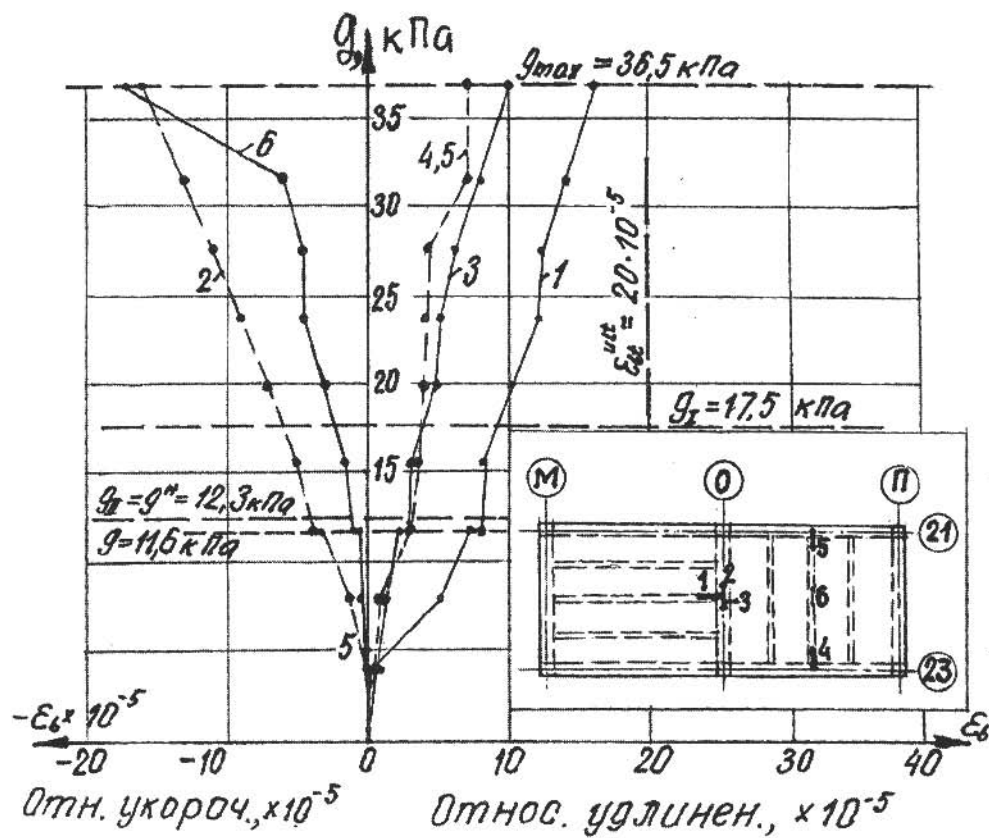


Рис. 7. Графики развития относительных деформаций бетона по верхней грани покрытия; 1, 3, 4, 5 – относительные деформации по кромке сопряжения ригелей с плитой ячеек; 2 – относительные продольные деформации верха ригеля оси О; 6 – относительные деформации бетона в середине ячейки покрытия

3. При этой же нагрузке $g=36,8 \text{ кН/м}^2$, превышающей нормативное значение для нормальных условий эксплуатации в $36,8/12,3 \approx 3,0$ раза деформации удлинения бетона по верху покрытия в наиболее напряженных сечениях по грани примыкания плит и монолитных вставок к ригелям (см. линии 1, 3, 4, 5 на рис. 7) не достигли предельной растяжимости бетона, трещины в этих сечениях отсутствовали.

4. Первые трещины в растянутой зоне сечения несущего ригеля оси О проявились в середине пролета при нагрузке $g=15,5 \text{ кПа}$ (см. рис. 6), однако ши-

рина их раскрытия не превышала 0,1 мм до окончания нагружения. В остальных ригелях испытанных ячеек покрытия трещины не обнаружены.

Согласно табл. 2 СНиП 2.03.01 – 84* наибольшая предельно допустимая величина непродолжительного раскрытия трещин составляет 0,4 мм (для конструкции со стержневой арматурой, эксплуатируемых на открытом воздухе или в грунте выше уровня грунтовых вод).

5. На основании полученных в результате испытаний показателей жесткости и трещиностойкости можно сделать вывод о том, что испытанная конструкция покрытия обладает значительными запасами не только по II, но и I группе предельных состояний (по несущей способности). Наиболее вероятной причиной отмеченного является учет особой нагрузки (30 кН/м²) при проектировании покрытия с учетом требований II группы предельных состояний.

Проведенные испытания позволяют сделать следующие выводы.

Выводы

1. Сборно-монолитное покрытие подземного гаража жилого дома №13-«А» в г. Набережные Челны (разработчик проектной документации – ОАО «Гражданпроект» г. Орел, подрядчик – ООО «ДСК» г. Набережные Челны) удовлетворяет требованиям строительных норм по жесткости и трещиностойкости, обладает достаточными резервами несущей способности и может быть использовано по назначению в составе строящегося здания.

2. При повторном применении рабочей документации подземного гаража рекомендуется переработать техническое решение несущей конструкции покрытия с целью оптимизации армирования ригелей.

Технический директор
ООО «БЭСТ инжиниринг» (г. Минск)




А.И. Мордич

Заведующий научно-исследовательским
отделом строительных конструкций
зданий и сооружений
ОАО «БЭСТ инжиниринг» (г. Минск)



С.Л. Галкин

Технический директор
ОАО «Гражданпроект» (г. Орел)

В.Н. Петров

Технический директор
ООО «ДСК» (Набережные Челны)

В.Н. Воробьев

Директор
ООО «ПКМ ДСК» (Набережные Челны)

Л.И. Воробьева

Главный инженер проекта
ООО «ПКМ ДСК» (Набережные Челны)

Р.Р. Халиков

Главный инженер проекта
ООО «ПКМ ДСК» (Набережные Челны)

Р.М. Джафарова