

ПРИМЕНЕНИЕ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ АНАЛИЗЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таруц В.В.

Широкое применение в практике строительства получили изгибаемые сборно-монолитные конструкции -это конструктивные части мостов, перекрытия, используемые прежде всего при возведении малоэтажных жилых домов а также при реконструкции и усилении существующих зданий различного назначения.

К настоящему времени разработан целый ряд вариантов конструктивных решений сборно-монолитных перекрытий, среди которых можно выделить следующие группы:

Балочно-накатные конструкции с омоноличиванием или замоноличиванием стыков;

Конструкции, состоящие из лёгких металлических профилей и бетона омоноличивания;

Конструкции из преднапряжённых плит-скорлуп и бетона омоноличивания;

Конструкции перекрытий сборно-монолитных каркасов.

В наиболее распространённых решениях перекрытий с небольшими пролётами используется оставляемая опалубка из предварительно изготовленных сборных элементов, что позволяет практически отказаться от применения инвентарной щитовой опалубки и снизить стоимость и трудоёмкость работ.

Различные конструкции сборно-монолитных перекрытий стали активно разрабатывать и применять на территории бывшего СССР и за рубежом начиная с 1950 года. В основном это были балочные конструкции с заполнением между ними и различной степенью омоноличивания [1]. Из современных разработок в этой области целесообразным является изучение и обобщение богатого зарубежного опыта. Только во Франции за последние 10 лет было уложено около 5 млн. м² перекрытий такого типа при возведении индивидуальных жилых домов [2].

Согласно требованиям [3] сборно-монолитные конструкции следует рассчитывать для двух стадий работы : до приобретения монолитным бетоном заданной прочности и после твердения бетона монолитной части. Следует отметить, что расчёт этих конструкций имеет свои особенности. Существующие методики расчёта сборно-монолитных конструкций по двум группам предельных состояний распространяются на сечения простой геометрической формы с усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения. При этом, расчёт производится по методу предельных усилий. Новые особенности расчёта появляются при применении в качестве монолитной части бетона на основе напрягающего цемента [4], особенно при расчёте по второй группе предельных состояний. Для расчёта сборно-монолитных конструкций в общем случае независимо от схемы действия нагрузок и формы сечения

с учётом влияния длительных процессов и исходного напряжённо-деформированного состояния от расширения и монтажных нагрузок, удобно воспользоваться положениями деформационной модели, изложенными в [5]. С использованием методики, изложенной в работах [4 , 5] была реализована компьютерная программа расчёта сборно-монолитных изгибаемых конструкций, которая базируется на следующих предпосылках :

используют диаграммы «напряжения - деформации» для бетона и арматуры при их осевом сжатии и растяжении, полученные при эталонных испытаниях бетонных и арматурных образцов и содержащие нисходящие ветви;

принимают гипотезу плоского деформирования в нормальных сечениях для всех стадий загрузки (до и после образования трещин в сечении, включая разрушение по нормальному сечению);

напряжения в бетоне и арматуре считают равномерно распределёнными на элементарных участках, на какие разбивается сечение (рис.1). Число элементарных участков следует принимать $\approx 80 \dots 100$. При этом при превышении деформации предельной растяжимости или сжимаемости элементарный участок исключается из дальнейшего расчёта;

независимо от схемы приложения внешних сил записывают два уравнения равновесия, а в качестве моментных осей принимаем координатные оси, совпадающие с плоскостью контакта монолитного и сборного бетона. Условия равновесия внешних и внутренних сил на любом уровне загрузки:

$$\begin{cases} N_z = \sum_n \sigma_{bn} \cdot A_{bn} + \sum_k \sigma_{sk} \cdot A_{sk}; \\ M_y = - \sum_n \sigma_{bn} \cdot A_{bn} \cdot Y_n - \sum_k \sigma_{sk} \cdot A_{sk} \cdot Y_k; \end{cases} \quad (1)$$

где N_z - продольная сжимающая (растягивающая) сила, M_y - изгибающий момент от поперечных нагрузок, A_{bn} - площадь элементарного участка бетона, A_{sk} - площадь элементарного участка арматуры, Y_n , Y_k - расстояние соответственно от центра тяжести элементарного участка бетона или арматуры до координатной оси, σ_{bn} , σ_{sk} - соответственно напряжения в бетоне и арматуре на элементарном участке соответственно бетона или арматуры.

при применении напрягающего бетона сборный элемент заменяется эквивалентным армированием; диаграмма напряжений монолитной части сечения от самонапряжения принимается криволинейной.

Были рассчитаны сборно-монолитные балки сечением 150 на 300 мм. длиной 3000 мм., к которым была приложена сосредоточенная сила в каждой трети пролёта.

Предметом исследования на компьютерной модели являлось установление закономерностей изменения трещиностойкости нормального сечения при:

изменение соотношения сборной и монолитной частей в пределах сечения при его постоянной высоте;

варьировании прочностными и деформативными характеристиками бетонов монолитной и сборной частей сечения;

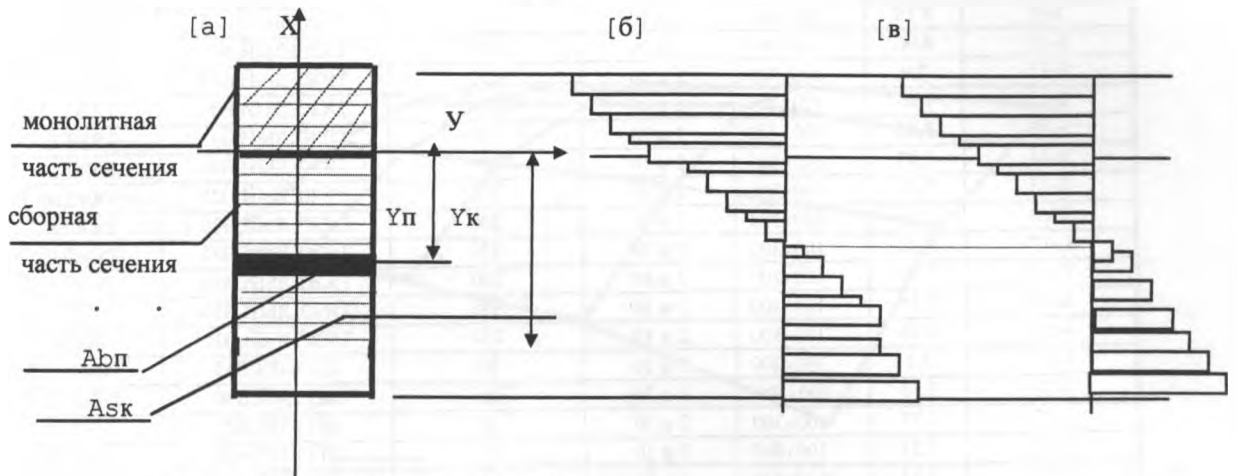


Рис.1. Дискретная расчётная модель нормального сечения [а], полученные эпюры напряжений [б] и деформаций [в].

В качестве бетона сборной части сечения принимали тяжёлый бетон естественного твердения класса В40, в качестве бетона монолитной части сечения принимали тяжёлый бетон естественного твердения классов В35, В30, В25, В20 и лёгкий бетон плотностью 1800 кг/м³ классов В35, В30, В25, В20, в качестве рабочей арматуры принята стержневая арматура класса А-III ϕ 10 мм. Характеристики исследуемых конструкций приведены в таблице 1. Все расчётные характеристики приняты по [6], применяемые диаграммы «напряжения - деформации» показаны на рис.2.

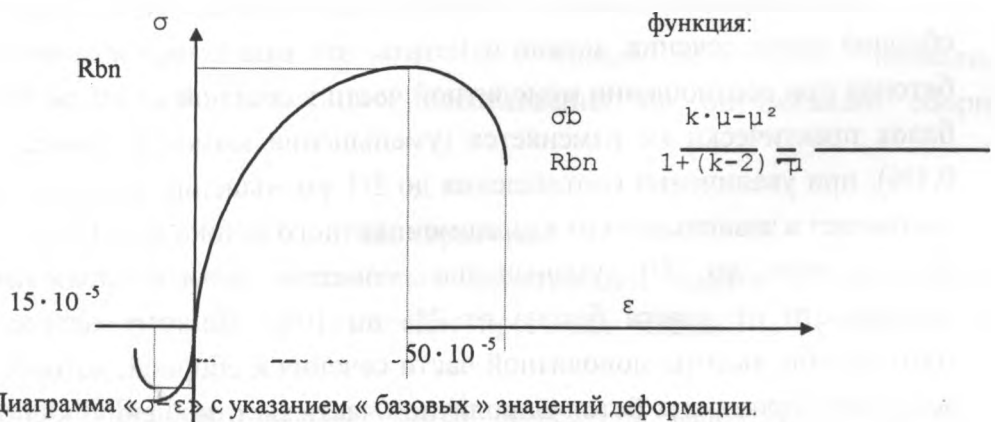


Рис.2. Диаграмма « σ - ϵ » с указанием « базовых » значений деформации.

Таблица 1. Характеристики балок, исследуемых на компьютерной модели и значения момента трещинообразования.

ОБОЗНАЧЕНИЕ	M _{срс} , КН·М	СЕЧЕНИЕ ММ	АРМАТУРА А-III, ММ	ВЫСОТА МОНОЛИТНОЙ ЧАСТИ, ММ	ПРИМЕНЯЕМЫЙ БЕТОН	
					МОНОЛИТНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ	СБОРНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ
Б-1	8,2	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЁЛЫЙ, В35	ТЯЖЁЛЫЙ В40
Б-2	8,1	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЁЛЫЙ, В30	ТЯЖЁЛЫЙ В40
Б-3	7,9	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЁЛЫЙ, В25	ТЯЖЁЛЫЙ В40
Б-4	7,77	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЁЛЫЙ, В20	ТЯЖЁЛЫЙ В40
Б-5	8,2	100×300	2 ϕ 10	100	ТЯЖЁЛЫЙ, В35	ТЯЖЁЛЫЙ В40

ОБОЗНАЧЕНИЕ	M _{ср.} , КН·М	СЕЧЕНИЕ ММ	АРМАТУРА А-III, ММ	ВЫСОТА МОНОЛИТНОЙ ЧАСТИ, ММ	ПРИМЕНЯЕМЫЙ БЕТОН	
					МОНОЛИТНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ	СБОРНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ
Б-1	8,2	100×300	2 φ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-6	8,06	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-7	7,9	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-8	7,67	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-9	8,19	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-10	8,06	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-11	7,9	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-12	7,66	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-13	8,15	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-14	7,97	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-15	7,76	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-16	7,5	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-17	8,03	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-18	7,72	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-19	7,35	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-20	6,95	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-21	7,5	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-22	7,45	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-23	7,37	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-24	7,27	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-25	7,35	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-26	7,25	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-27	7,13	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-28	6,95	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-29	7,4	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-30	7,315	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-31	7,18	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-32	7,0	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-33	7,24	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-34	7,15	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-35	7,01	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-36	6,83	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-37	6,91	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-38	6,73	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-39	6,47	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-40	6,18	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40

Рассматривая влияние соотношения высоты монолитной части сечения к сборной части сечения, можно отметить, что при использовании тяжёлого и лёгкого бетонов при соотношении монолитной части к сборной от 1/5 до 1/1 трещиностойкость балок практически не изменяется (уменьшение момента трещинообразования около 0,1%); при увеличении соотношения до 2/1 уменьшение момента трещинообразования составляет в зависимости от класса монолитного бетона от 0,1% до 3%; при увеличении соотношения до 5/1 уменьшение момента трещинообразования составляет в зависимости от класса бетона от 2% до 10%. Поэтому целесообразным является соотношение высоты монолитной части сечения к сборной, которое не превышает 2/1; допустимо применять бетон монолитной части по отношению к сборной на 3-4 класса меньше, так как это не оказывает существенного влияния на трещиностойкость балок (рис.3), при обеспечении требований прочности.

Установлено, что при использовании лёгкого бетона уменьшение момента трещинообразования составляет от 6 % до 13% по сравнению с использованием тяжёлого бетона. (рис.3). Поэтому его применение необходимо обосновывать для конструкций, к которым предъявляют повышенные требования по трещиностойкости.

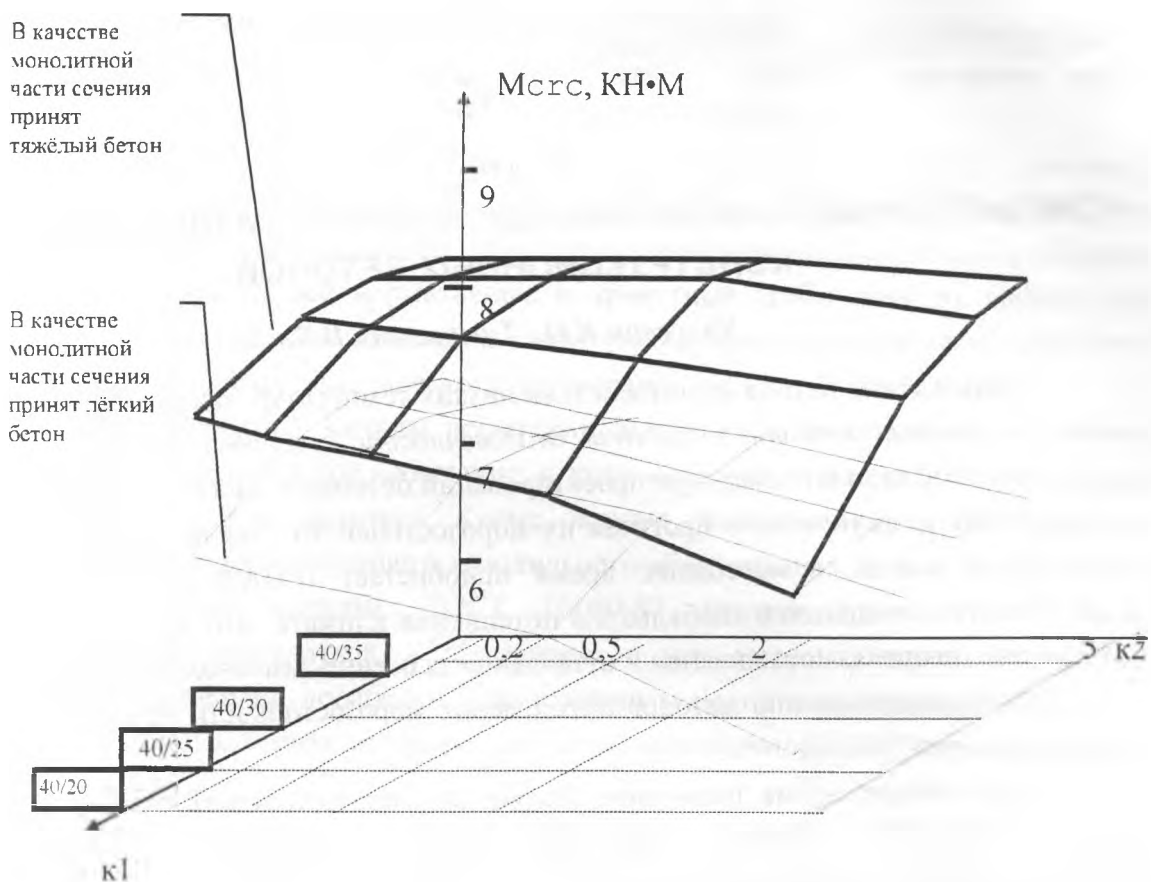


Рис.3. График зависимости соотношения высоты монолитной и сборной частей сечения [к2], соотношения класса бетона сборной и монолитной части сечения [к1] и момента трещинообразования $M_{crс}$.

Проведенные исследования помимо полученных результатов позволили наметить направления для дальнейших исследований по оптимизации сборно-монолитных конструкций.

Литература

1. Пивень Н.С. Сборно-монолитные конструкции зданий с оставляемой опалубкой из железобетонных и пенополистирольных элементов. Обзор. - М.: ВНИИТПИ. 1993.
2. Коротков Ю.В. Эффективные методы возведения малоэтажных зданий во Франции.//Жилищное строительство.- 1991.-№6.-с.-30-32.
3. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Пособик к СНиП 2.3.84 / Госстрой СССР, 1989,88с.
4. Krol M., Halicka A., Tur W., : Konstrukcje zespolone z udzialem betonu zwyklego i ekspansywnego. Wydawnictwo Uczelniane. Lublin. 1997. S-339.
5. Общий случай расчёта прочности элементов по нормальным сечениям.// Бетон и железобетон.- 1986.-№4.-с.-16-17.

КОМПЬЮТЕРНЫЙ ПРОГНОЗ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ

Уласевич В.П., Тимошевич В.В.

Повреждение бетона от воздействия низких температур, так же как и коррозия - наиболее опасная причина снижения долговечности бетонных и железобетонных конструкций. Следовательно, при проектировании бетонных смесей необходимо иметь возможность теоретического прогноза их морозостойкости. Эта проблема, актуальная для бетона всегда, в настоящее время приобретает особую остроту в связи с наметившейся тенденцией глобального потепления климата, что ведет к увеличению количества циклов замораживания и оттаивания за осенне-зимне-весенний период года.

Совершенствованию методов определения морозостойкости посвящены работы многих авторов [1,..., 5].

В настоящее время испытание бетона на морозостойкость регламентированы ГОСТ 10060-87 "Бетоны. Методы контроля морозостойкости", который предусматривает испытания по *основному* и *ускоренным* методам. Основной метод испытаний основан на моделировании наиболее неблагоприятных реальных природных воздействий: попеременным замораживанием при температуре $(-15, \dots, -20)^{\circ} \text{C}$. Испытания *по основному методу* должны проводиться не реже одного раза в квартал, а так же при замене составляющих бетона (цемент, песок, щебень, добавки). Ускоренные *методы* допускается применять при корректировке составов бетона, для оперативного контроля качества, а так же при приемке готовых изделий.

При испытаниях *по основному методу* за марку бетона по морозостойкости F принимается наибольшее число циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое выдерживают образцы установленных размеров без снижения прочности на сжатие более чем на 5% по сравнению с прочностью контрольных образцов, испытанных в эквивалентном возрасте. Число основных и контрольных образцов, а так же количество циклов должны соответствовать указанным в табл. 1. ГОСТ 10060-87. Продолжительность одного замораживания при установившейся температуре $\leq -15^{\circ} \text{C}$ зависит от размера образцов и длится от 4 до 6 час. Легко видеть, что при необходимости подтвердить бетон марки $F1000$ время испытаний может длиться годами, так как в случае неудачи, затраты времени на испытания удваиваются и утраиваются. В результате - полученные данные испытаний могут быть просто лишены смысла. Слабым местом ГОСТ 10060-87 следует считать требование снижения прочности $\leq 5\%$, так как в нем заложено противоречие: *число циклов оценивается снижением прочности*, которая для морозостойкости выступает косвенным