

КЕРАЛИТОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.

Столевич И.А., Одесская государственная академия строительства и архитектуры.

Приведены результаты исследования прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных балок из кералитобетона на карбонатном песке класса В12.5, армированных стержневой арматурой класса А-III (процент армирования 0,77% и 1,75%) при кратковременном действии нагрузки.

Железобетонные балки размерами 10x15x220см изготовлены из кералитобетона на карбонатном песке прочностью 17МПа (В12,5). Рабочая продольная арматура принята 2Ø8 и 2Ø12 класса А-III.

В качестве крупного заполнителя применяли кералитовый гравий фракций 5...10мм и 10...20мм в соотношении по объему 1,5, изготовленный на Кулиндоровском ЗЖБИ ПО «Одесжелезобетон» из илистых грунтов береговых гидроотвалов порта Южный (Аджалыкский лиман). Мелким заполнителем применяли карбонатный песок – отходы камнепиления известняков-ракушечников Орловского месторождения. Расход материалов на 1м³ бетона приведен в табл. 1.

Таблица 1

Цемент, кг	Кералитовый гравий, кг		Карбонатный песок, кг	Вода, л
	Фр. 5 – 10мм	Фр. 10 – 20мм		
360	169	198	727	292

Всего было изготовлено и испытано кратковременной нагрузкой 6 балок: БК-1 (1, 2, 3) $\mu=0,77\%$ и БК-2 (1, 2, 3) $\mu=1,75\%$. Опытные балки имели по два плоских сварных каркаса, объединенные в пространственные каркасы при помощи соединительных стержней. Поперечные стержни из проволоки Вр-I диаметром 5мм, располагались с шагом 50мм, в зоне чистого изгиба поперечная арматура отсутствовала.

Бетонная смесь для балок, контрольных кубов и призм изготовлялась в бетономешалке принудительного действия и уплотнялась в металлических формах с помощью вибраторов.

Испытание железобетонных балок кратковременной нагрузкой проводили в возрасте 115 суток на прессе УИМ-50. Образцы нагружались двумя сосредоточенными силами в третях пролета

ступенями по 1/20 (до появления трещин) и 1/10 (после их образования) от разрушающей нагрузки с 15-минутной выдержкой на каждой ступени. В процессе испытания попарно установленными индикаторами измерялись перемещения балок в 5 точках: в середине пролета, под грузами и на опорах. Средние деформации бетона сжатой грани и продольной арматуры растянутой зоны определялись индикаторами на базе 400мм. Продольные деформации бетона с помощью цепочек тензодатчиков и тензометров Аистова измерялись в зоне чистого изгиба вдоль сжатой грани бетона и на различных уровнях боковых поверхностей по всей высоте балки (через 30 – 40мм). По мере образования трещин, последние зарисовывались, измерялась ширина их раскрытия (с помощью микроскопа МПБ-2) и расстояния между трещинами на уровне продольной арматуры растянутой зоны балок.

Все балки были испытаны до разрушения. Характер разрушения был одинаковый и начинался со стороны растянутой арматуры в результате достижения предела текучести в нормальных сечениях зоны чистого изгиба, с последующим разрушением бетона сжатой зоны.

Физико-механические характеристики кералитобетона опытных балок приведены в табл. 2.

Таблица 2

R(28), МПа	Rb(28), МПа	R(115), МПа	Rb(115), МПа	Eb(28), МПа	Eb(115), МПа	Rbt(115), МПа	ρ , кг/м ³
16,1	14,1	17,0	15,2	11600	11760	1,94	1510

Опытные прогибы всех балок перед разрушением не превышали предельно допустимую величину $f = 1/50 l_0$. В балках наблюдались характерные явления, предшествующие моменту разрушения – в сжатой зоне происходило шелушение поверхности, вертикальные трещины в верхней части разветвлялись, переходя в горизонтальные трещины в сжатой зоне, наблюдалась тенденция к непрерывному росту деформаций.

При испытании балок были получены опытные данные позволяющие оценить параметры ν , ξ , ϵ_{bu} , ψ_b , и ψ_s принятые в [4] для расчета железобетонных изгибаемых элементов.

Сопоставление опытных разрушающих моментов $M_{ио}$, моментов трещинообразования $M_{сгсг}$, прогибов f_0 с теоретическими $M_{ит}$, $M_{сгст}$ и f_t приведено в табл. 3. Как видно из табл. 3, для балок I и II серий наблюдается хорошая сходимость опытных и теоретических величин.

Теоретические значения разрушающих моментов $M_{ит}$ определялись по [4] с введением в расчет фактических значений

пределов текучести арматуры и пределов прочности бетона, найденные непосредственно из испытаний образцов для каждой серии балок.

Опытные и теоретические разрушающие моменты близки по величине: значения отношений M_{uo}/M_{ut} в балках I серии ниже теоретических в среднем на 3,1%, а в балках серии II выше теоретических в среднем на 0,7%. Максимальное отклонение M_{uo} от M_{ut} в балках I серии составило -8,4%, а в балках серии II составило +6,3%. Отклонение по двум сериям в среднем составило -1,2%.

Таблица 3

№ серии	Марка балки	M_{uo} , Нм	M_{ut} , Нм	$\frac{M_{uo}-M_{ut}}{M_{ut}}$	M_{crco} , Нм	M_{crct} , Нм	$\frac{M_{crco}-M_{crct}}{M_{crct}}$	f_0 , мм	f_1 , мм	$\frac{f_0-f_1}{f_1}$
I	БК-I-1	5790	5732	1,0	746	782	-4,6	8,6	9,4	-4,3
	БК-I-2	5250		-8,4	698		-10,7	9,2		-2,2
	БК-I-3	5626		-1,9	806		+3,1	10,2		8,3
II	БК-II-1	10780	10140	6,3	1502	1546	-2,9	11,8	12,1	-2,4
	БК-II-2	9560		-5,7	1694		+9,6	12,6		4,1
	БК-II-3	10290		-1,5	1672		+8,2	12,9		4,0

Опытные значения коэффициента ψ_b колеблются в пределах от 0,87 до 0,96. Наблюдается некоторое влияние на величину ψ_b процента армирования. Однако это различие с практической точки зрения представляется не столь существенным.

Корреляционный анализ показал, что между ψ_b и M/M_{uo} существует достаточно тесная линейная связь, выраженная уравнением регрессии (1)

$$\psi_b = 0,90 + 0,02 M/M_{uo}. \quad (1)$$

Коэффициент корреляции между величинами ψ_b и M/M_{uo} равен 0,84.

Таким образом, с повышением уровня загрузки величина ψ_b несколько увеличивается. Однако его влияние весьма мало. Так при $M/M_{uo}=0,625$ (уровень эксплуатационной нагрузки) $\psi_b = 0,92$, а при $M/M_{uo}=1$ коэффициент $\psi_b = 0,93$. В практических целях, безусловно оправдано пренебречь столь незначительным влиянием уровня загрузки, приняв $\psi_b = 0,9$, что согласуется с действующими нормами.

Одной из важных характеристик упруго-пластических свойств бетона сжатой зоны, является коэффициент ν , который определяется из соотношения

$$v = \omega v = \omega E_b' / E_b = \omega \epsilon_{bel} / \epsilon_{bm} , \quad (2)$$

где ω - коэффициент полноты эпюры напряжений сжатой зоны бетона;

$\omega \epsilon_{bel}$ - упругие деформации краевого сжатого волокна сечения;

ϵ_{bm} - полные средние деформации краевого сжатого волокна сечения.

Анализ распределения деформаций бетона по высоте сечения показал, что при нагрузках менее $0,8 M_{\mu 0}$ эпюра деформаций сжатой зоны бетона близка к треугольной. Коэффициент полноты эпюры определяли по фактическим эпюрам напряжений в сжатом бетоне.

Полученные таким образом опытные значения коэффициента v в виде точек аппроксимированы зависимостью вида

$$v = 0,481 - 0,027 M / M_{\mu 0} . \quad (3)$$

Ее выборочный коэффициент корреляции $r < 0,8$.

Анализ зависимости (3) показывает, что рост нагрузки вызывает уменьшение значения v . Связано это с тем, что вначале загрузки бетона работает почти, как упругий материал: при этом $\omega = 0,5$, а $v = 1$. С ростом нагрузки все заметнее проявляются неупругие деформации бетона, вызывающие увеличение ω и уменьшение v . Но, как было установлено многими исследователями при эксплуатационных нагрузках произведение $v = \omega v$ меняется мало, что делает его удобной величиной для использования в расчетах.

При нагрузках, близких к эксплуатационным, опытное значение коэффициента v , вычисленное по зависимости (3) равно $0,463$, что несколько выше значения $v = 0,45$, рекомендуемое [4] для элементов из легкого бетона.

Однако в расчетах изгибаемых элементов из кералитобетона на карбонатном песке, учитывая принятые выше допущения при определении коэффициента v , его значение рекомендуется принимать таким же, как и для других видов легких бетонов, т.е. $v = 0,45$.

Опытные значения ξ в сечении над трещиной определяли двумя способами:

- по экспериментально построенным эпюрам напряжений бетона в сжатой зоне;

- по методике [2, 3], с помощью которой по опытным значениям

M , E_b , ϵ_{bm} и v определяли соответствующие значения ξ_0 :

$$\xi_0(1 - 0,5 \xi_0) = M / bh_0 \epsilon_{bm} \cdot v \cdot E_b \quad (4)$$

При одинаковых $M / M_{\mu 0}$ значения ξ , определенные указанными выше способами достаточно близки. Максимальное отклонение не превышает $9,1\%$.

Вычисленные по [4] значения относительной высоты сжатой зоны ξ_t меньше опытных ξ_0 . Их отношение в среднем составляет 0,82 при коэффициенте вариации $C_v \xi = 9,2\%$. Такое отношение вполне естественно, поскольку формула [4] отражает не действительную, а условную высоту сжатой зоны, соответствующую принятым предпосылкам (в частности прямоугольной эпюре напряжений).

Во всех испытанных балках до нагрузок, равных (0,7 – 0,8) M_{uo} наблюдалась почти линейная зависимость между нагрузками и деформациями. При дальнейшем увеличении нагрузок деформации бетона резко возрастали.

Теоретические величины средних относительных деформаций краевого сжатого волокна определяли по формуле

$$\epsilon_{bt} = \psi b M / b h_0 \xi v E_b z. \quad (5)$$

Средние значения опытных теоретических величин деформации бетона сжатой грани балок при эксплуатационных нагрузках ($M = 0,625 M_{uo}$) хорошо согласуются, и их отношения $\epsilon_{bt0} / \epsilon_{bt}$ составили для балок I и II серий соответственно 1,03 и 1,04. Установлено также увеличение ϵ_{bt0} с увеличением процента армирования в среднем в 1,72 раза для балок II серии ($\mu = 1,75\%$) по сравнению с балками I серии ($\mu = 0,77\%$).

Предельные деформации бетона сжатой зоны составили в среднем для балок I серии $\epsilon_{bu0} = 295 \cdot 10^{-5}$, а для балок II серии $\epsilon_{bu0} = 500 \cdot 10^{-5}$.

Первые трещины появились при нагрузках для балок I серии (0,13–0,148) M_{uo} , а для балок II серии (0,141–0,186) M_{uo} .

Предельные деформации бетона растянутой грани составили в среднем $28 \cdot 10^{-5}$, что в 1,51 раза превышает максимальное относительное удлинение $2R_{bt,ser} / E_b$, принятое в [4].

Анализ опытных и теоретических моментов трещинообразования показал, что для половины испытанных балок опытный момент на 3,1 – 9,6% превышает теоретический, а для другой половины на 2,9 – 10,7% меньше.

Соотношение опытных и теоретических моментов трещинообразования M_{cr0} / M_{crt} в среднем составляет 1,02.

Ширина раскрытия трещин замерялась на боковых гранях балок в зоне чистого изгиба на уровне центра тяжести растянутой арматуры, начиная с нагрузки появления трещин и примерно до 0,8 от разрушающей. Средняя ширина раскрытия трещин вычислялась по данным 6 – 8 замеров и при эксплуатационной нагрузке находилась в пределах 0,09 – 0,17 мм, увеличиваясь с уменьшением процента

армирования. Наибольшее значение $a_{сгс}$ при этой нагрузке было выявлено в балках I серии и достигло 0,21 мм.

При анализе опытных значений ширины раскрытия трещин выявлена достаточно высокая изменчивость $a_{сгс}$. Коэффициент вариации этой величины составил $C_{vсгс}=0,37$, что находится в соответствии с обобщенными данными экспериментов с балками из тяжелого [2] и легкого [1] бетонов.

Сравнение опытных значений $a_{сгс}$ с нормативными, вычисленными по [4] показало, что последние превышают их в 1,43 – 1,86 раза. Это вполне закономерно, так как определяемое нормами значение $a_{сгс}$ представляет собой ширину раскрытия трещин с 95% обеспеченностью.

Анализ опытных данных расстояния между трещинами $l_{сгс}$ в зоне чистого изгиба балок показал, что эта величина не постоянна и изменяется в пределах $\pm 50\%$ при среднем значении $l_{сгс}$ около 80 мм.

Экспериментальные значения прогибов балок сравнивали с расчетными, определяли по формуле $f=s(1/\rho)l^2$. Расчетные значения кривизны $1/\rho$ после появления трещин определяли по [4] при фактических значениях параметров ν , ψ_b , ξ , E_b и ψ_s при уточненном значении $R_{bt,ser}$. Опытные прогибы балок I и II серии при действии эксплуатационных нагрузок составили соответственно 8,6 – 10,2 и 11,8 – 12,9 мм. Расхождение между опытными и расчетными прогибами для балок I и II серии колеблется соответственно от -8% до +9% и от -2% до +7%. Соотношение опытных и расчетных прогибов составляет в среднем для балок I серии $f_{0/f_{т}}=1,01$ и для балок II серии $f_{0/f_{т}}=1,03$.

Выводы. Расчет несущей способности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых элементов и конструкций из кералитобетона на карбонатном песке рекомендуется проводить по методике СНиП 2.03.01-84*, используя уточненные значения расчетных параметров R_b , $R_{b,ser}$, R_{bt} , $R_{bt,ser}$, E_b , ϕ_b , ψ_b , ξ , ϵ_{bm} , ψ_s .

Литература:

1. Вилков К.И. Конструкционный керамзитобетон при обычных и сложных деформациях.-М.: Стройиздат, 1984. -240с.
2. Гвоздев А.А. и др. Прочность, структурные изделия и деформации бетона.-М.: Стройиздат, 1978.-297с.
3. Залесов А.С., Фагаровский В.В. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям. -М.: Стройиздат, 1976.-101с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.-79с.