

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ МОДЕЛЕЙ И ФРАГМЕНТОВ ВНУТРЕННИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ

Костюк А.И., к.т.н., доц., Столевич И.А., к.т.н., доц.,
Кравченко С.А., к.т.н., Лебедев О.В., маг., Столевич О.И., студ.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Моделирование внутренних стеновых панелей проводили с целью апробации в лабораторных условиях разработанной технологии изготовления керамзитобетонных на карбонатном песке смесей различной подвижности и предварительной оценки работы этих панелей под нагрузкой.

Для изготовления моделей было использовано физическое моделирование на геометрически подобных моделях с соблюдением принципа простого подобия оригиналу.

Испытания моделей проводили с целью выявления их фактической несущей способности и трещиностойкости.

Согласно принятому нами критерию результаты испытания внутренних стеновых панелей должны удовлетворять следующим требованиям:

1. Несущая способность обеспечена, если величина опытной разрушающей нагрузки N_p^o не менее теоретической разрушающей нагрузки N_p^m , т.е. $N_p^o \geq N_p^m$.

2. Трещиностойкость обеспечена, если расчетная нагрузка N увеличенная на коэффициент 1.1, меньше опытной нагрузки трещинообразования $N_{тр}^o$, т.е. $\frac{N_{тр}^o}{N} > 1.1$.

3. Разрушение панели должно произойти вследствие исчерпания несущей способности одного из расчетных сечений (вследствие разрушения бетона, текучести или разрыва арматуры и т.п.).

Теоретические значения разрушающих нагрузок N_p^T определяли по формуле

$$N_p^T = \eta \varphi \left[R_b^{\phi} A_b^{\phi} + R_s^{\phi} \left(A_s^{\phi} + A_s^{(1)\phi} \right) \right], \quad (1)$$

где η - коэффициент условий работы для элементов малой высоты ($h \leq 200$ мм) учитывает определяющее значение случайного эксцентриситета 1 см и принимается в этом случае равным 0,9;

φ - коэффициент продольного изгиба, вычисляется по СНиП зависимости от гибкости элемента $\frac{l_0}{h}$ и соотношения $\frac{N_{дл}}{N}=1$ (в наших расчетах);

R_b^ϕ, R_s^ϕ - фактические прочностные характеристики бетона и арматуры;

$A_b^\phi, A_s^\phi, A_s^{(1)\phi}$ - фактические площади сечений бетона и арматуры.

Расчетные нагрузки также определяли по формуле (1.1) по установленным расчетным сопротивлениям керамзитобетона, арматуры и фактическим размерам моделей. Расчетные сопротивления керамзитобетона определяли по СНиП 2.03.01-84 и с учетом применения зависимостей норм с полученными из наших экспериментов уточненными значениями R_b и коэффициента условий работы $\gamma_{бз}$. Сравнение расчетных нагрузок, полученных по СНиП N, с расчетными нагрузками, полученными с учетом наших предложений N', показывает, что действующие нормы несколько занижают расчетную несущую способность сжатых элементов. Среднее значение отношения $\frac{N}{N'}$ составляет 0,85 при коэффициенте вариации $C_{VN}=5,2\%$.

Анализ результатов испытания моделей показал, что практически все они удовлетворяют вышеприведенным требованиям по несущей способности и трещиностойкости.

Величины опытных разрушающих нагрузок N_p^0 превышают соответствующие теоретические значения N_p^T , рассчитанные для коэффициента условий работы $\eta=0,9$, в среднем на 22,5%. Значительное превышение опытных разрушающих нагрузок над теоретическими для большинства моделей, по-видимому, определяется тем, что физическая ось испытанных моделей перемещалась при разрушающей нагрузке N_p^0 незначительно и, следовательно, практически отсутствовали эксцентриситеты приложения нагрузок, по крайней мере они были меньше 1. Учитывая это, был проведен расчет теоретических разрушающих нагрузок для коэффициента условий работы $\eta=1$. Сопоставление рассчитанных таким образом значений N_p^T с соответствующими значениями N_p^0 , показало, что в данном случае превышение опытных разрушающих нагрузок над теоретическими составило в среднем 9,6%.

Наибольшее превышение опытных разрушающих нагрузок над теоретическими (21%) зафиксировано для моделей изготовленных из смесей с ОК=6 см (класс бетона В15); наименьшее (2%) – для моделей изготовленных из смесей с ОК=18 см (класс бетона В15).

В процессе испытаний керамзитобетон во всех испытанных моделях деформировался как упругий материал практически до их

разрушения. Первые видимые трещины образовались при нагрузках $N_{\text{тр}}^0$ составляющих в среднем $0,72 N_p^0$.

Разрушение всех опытных моделей произошло в результате исчерпания несущей способности керамзитобетона в средней либо верхней зоне элемента, что по-видимому, связано с уменьшением прочности керамзитобетона в верхней части этих моделей за счет частичного расслоения при вибрировании смесей с показателем подвижности $ОК=18$ см.

Полученные результаты испытания опытных моделей стеновых панелей были проанализированы с использованием математической статистики.

Результаты испытания моделей внутренних стеновых панелей показали, что на базе принятых оптимальных составов можно изготавливать внутренние стеновые панели, удовлетворяющие основным эксплуатационным требованиям по несущей способности и трещиностойкости. С целью проверки этого предположения были исследованы фрагменты внутренних стеновых панелей.

Испытание фрагментов проводили с целью выявления их фактической несущей способности, трещиностойкости и деформативности.

Несущую способность и трещиностойкость опытных фрагментов оценивали согласно.

Теоретические значения разрушающих нагрузок N_p^T определяли по формуле (1.1) при коэффициентах условий работы $\eta=0,9$ и $\eta=1$.

Значения расчетных нагрузок определяли по СНиП 2.03.01-84, что также, как и при анализе аналогичных отношений в моделях, свидетельствует о том, что нормы СНиП занижают расчетную несущую способность сжатых элементов.

Несколько большее по сравнению с моделями занижение (на 6%) расчетной несущей способности, полученной для фрагментов, связано с дифференцированным подходом к определению коэффициента призмной прочности φ_b . При оценке расчетной несущей способности сжатых элементов, изготовленных из керамзитобетонных на карбонатном песке смесей с $ОК=6...18$ см, следует учитывать фактическую прочность бетона, связанную с определением коэффициента призмной прочности φ_b .

Анализ результатов испытаний фрагментов показал, что все они удовлетворяют требованиям по несущей способности и трещиностойкости.

Величины опытных разрушающих нагрузок N_p^0 превышают соответствующие теоретические значения N_p^T в среднем на 14,1% (для $\eta=0,9$) и 2,8% (для $\eta=1$). Незначительное для большинства фрагментов

превышение опытных разрушающих нагрузок над теоретическими, рассчитанными для $\eta=1$, по-видимому, свидетельствует о величине случайных эксцентриситетов, меньших 1.

Для проверки этого предположения для каждого опытного фрагмента на каждой ступени загрузки по усредненным полным относительным продольным деформациям керамзитобетона на боковых гранях были рассчитаны величины опытных эксцентриситетов деформаций e_1^0 , для вычисления использовали зависимость

$$e_1^0 = \frac{|\varepsilon_{пр1} - \varepsilon_{пр2}|}{\varepsilon_{пр1} + \varepsilon_{пр2}} \times \frac{h}{6}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{пр1}, \varepsilon_{пр2}$ - средние продольные деформации керамзитобетона по боковым граням фрагмента;

h - высота сечения фрагмента.

Однако, величина e_1^0 не отражает действительного эксцентриситета приложения нагрузки в средней части высоты фрагмента. Это связано, прежде всего, с горизонтальными смещениями фрагмента в процессе испытаний, контроль которых осуществляли измерением прогибов. Для всех фрагментов при увеличении нагрузки прогибы постоянно возрастали и на ступенях загрузки, предшествующих разрушению, достигали максимальных значений, равных 0,6...2,0 см. естественно, что учет этих прогибов должен существенно влиять на величины соответствующих эксцентриситетов деформаций e_1^0 . В этой связи нами были вычислены величины фактический случайных эксцентриситетов приложения равнодействующей нагрузки e_2^0 с учетом полученных в эксперименте прогибов. Для вычисления была использована формула:

$$e_2^0 = \frac{\sum_{i=1}^n (e_{1,i}^0 - f_{n,i})}{n}, \quad (3)$$

где $f_{n,i}$ - полный прогиб на ступени загрузки; n - количество ступеней загрузки; i - ступени загрузки.

Вычисления e_2^0 обычно проводят при нагрузках, соответствующих линейной зависимости между напряжениями и деформациями, т.е. при $N \leq (0,1 \dots 0,3) N_p^0$.

Сопоставление полных продольных деформаций $\bar{\varepsilon}_{пр}$ с упругими $\bar{\varepsilon}_y$ показывает, что керамзитобетон во всех опытных фрагментах работал упруго практически до разрушения. Это позволило сделать допущение о прямой зависимости между полным прогибом f_n и фактическим эксцентриситетом e_2^0 вплоть до начала разрушения фрагментов. Возникающая при этом погрешность незначительно влияет на

величину e_2^0 . Средние значения e_2^0 изменяются в пределах 0,02...0,64 см и для большинства фрагментов значительно меньше 1.

Величина относительных случайных эксцентриситетов $m = \frac{e_2^0}{h}$ в эксперименте изменялась в пределах (0,001...0,04) при среднем значении 0,0198.

Наибольшее превышение опытных разрушающих нагрузок N_p^0 над теоретическими N_p^T получено при $\eta=1$ для фрагментов (ОК=6 см, В20) и составило 13%.

Для всех фрагментов значения опытных нагрузок трещинообразования $N_{тр}^0$ превышают соответствующие значения расчетных нагрузок в среднем на 91%. Первые видимые трещины образовались при нагрузках $N_{тр}^0=(0,71...1,0) N_p^0$. Среднее значение отношения $\frac{N_{тр}^0}{N_p^0}=0,93$. Разрушение всех опытных фрагментов произошло в результате исчерпания несущей способности керамзитобетона в средней зоне элемента. Это дополнительно свидетельствует о высокой прочностной однородности по высоте формирования опытных фрагментов.

Учитывая, что все фрагменты разрушились в средней зоне, оценку их деформативности проводили в средних сечениях. Деформации равномерно возрастают практически до разрушения фрагментов. Сопоставление результатов механических измерений (индикаторы) продольных деформаций с тензометрическими (тензодатчики) показывает их близкую сходимость до нагрузок, равных (0,6...0,8) N_p^0 . При дальнейшем увеличении нагрузок интенсивность роста деформаций, измеренных с помощью индикаторов, для большинства фрагментов делается несколько большей. Это, по-видимому, связано с началом микротрещинообразования в керамзитобетоне: некоторые тензодатчики, попавшие в зону образования микротрещин, выключались из работы, что повлияло в сторону уменьшения на среднюю величину полных продольных деформаций, измеренных тензометрическим способом. Коэффициент поперечных деформаций $\mu = \frac{\varepsilon_{п}}{\varepsilon_{пр}}$, характеризующий, в частности, границы образования

микротрещин, равномерно возрастает до нагрузок (0,6...0,7) N_p^0 , достигая величины 0,19...0,29. При дальнейшем увеличении нагрузки значения μ для большинства фрагментов резко возрастали и на ступенях, предшествующих разрушению, достигали максимальных значений $\mu^{max}=0,31...0,44$, близких к уровню нормируемой величины 0,5, которую принято считать верхней границей образования

микротрещин. Эксплуатационная нагрузка, под действием которой находится внутренняя стеновая панель в здании, составляет обычно 0,6...0,7 от разрушающей. Таким образом, при эксплуатационной нагрузке, как показывают результаты наших испытаний, во внутренних стеновых панелях класса по прочности на осевое сжатие В15...В20, изготовленных по рекомендуемой технологии из керамзитобетонных на карбонатном песке пластифицированных смесей с ОК=6...18 см, силовые микротрещины в керамзитобетоне должны отсутствовать.

При нагрузках, равных $(0,2...0,54) N_p^0$, продольные деформации распределялись практически равномерно по сечению. На ступенях загрузки, предшествующих разрушению – $(0,86...0,96) N_p^0$, характер распределения этих деформаций был неравномерным. Коэффициенты полноты эпюр продольных деформаций $\omega = \frac{\varepsilon_{пр}}{\varepsilon_{пр}^{max}}$, подсчитанные для каждого фрагмента на ступенях загрузки, предшествующих разрушению, составили $\omega=0,73...0,95$ (среднее значение $\bar{\omega}=0,87$). Учитывая показанный выше упругий характер деформирования керамзитобетона вплоть до разрушения, можно предположить, что подсчитанные значения коэффициентов полноты эпюр продольных деформаций ω соответствуют значениям коэффициентов полноты нормальных напряжений в средних сечениях фрагментов. Выполненный с учетом этого предположения анализ значений ω показывает, что наибольшую концентрацию напряжений в средних сечениях показали фрагменты класса В20, изготовленные из смесей с ОК=6 см: среднее значение $\bar{\omega}=0,93$ при коэффициенте вариации $C_{V\omega}=3,3\%$. Наименьшее среднее значение $\bar{\omega}=0,77$ при коэффициенте вариации $C_{V\omega}=7,6\%$ зафиксировано во фрагментах класса В15, изготовленных из смесей с ОК=12 см. максимальные величины средних продольных деформаций, полученные в эксперименте, достигали значений:

$$\varepsilon_{пр}^{max}=208 \cdot 10^{-5} \text{ - для фрагментов класса В15 (ОК=6 см);}$$

$$\varepsilon_{пр}^{max}=270 \cdot 10^{-5} \text{ - для фрагментов класса В20 (ОК=6 см);}$$

$$\varepsilon_{пр}^{max}=205 \cdot 10^{-5} \text{ - для фрагментов класса В15 (ОК=12 см);}$$

$$\varepsilon_{пр}^{max}=224 \cdot 10^{-5} \text{ для фрагментов класса В15 (ОК=18 см).}$$

Учитывая некоторое несоответствие уровней загрузок, при которых получены эти значения, можно сделать вывод, что помимо общеизвестного влияния прочности бетона на его предельные деформации также влияет консистенция смеси, с увеличением которой

предельная сжимаемость пластифицированного керамзитобетона на карбонатном песке увеличивается.

Средние значения максимальных продольных деформаций для указанных фрагментов соответственно составили $\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{max}}=208 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{max}}=256 \cdot 10^{-5}$ ($C_{V\varepsilon} = 4,7\%$), $\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{max}}=196 \cdot 10^{-5}$ ($C_{V\varepsilon} = 5,9\%$), $\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{max}}=219 \cdot 10^{-5}$. Полученные испытания фрагментов внутренних стеновых панелей были проанализированы с использованием математической статистики. Отношения $\frac{N_D^0}{N_P^0}$, рассчитанные для коэффициентов условий работы $\eta=0,9$ и $\eta=1$, подчиняются закону нормального распределения.

Исходя из физического смысла минимального коэффициента надежности K_{min} , можно сделать вывод о том, что чем меньше его величина, тем надежнее результаты расчета. Вместе с тем, полученное для $\eta=0,9$ значение $K_{\text{min}}=0,97 < 1$. Это в свою очередь свидетельствует о том, что расчет фрагментов, выполненный для $\eta=0,9$ при принятом в действующих нормах уровне зависимости $\alpha=0,05$ недооценивает фактическую несущую способность указанных элементов. Более точные результаты, исходя из сопоставления коэффициентов вариации C_{VN} , показывает расчет фрагментов, выполненный при $\eta=1$.

Кроме того, по принятой нами методике проведен статистический анализ средних значений относительного случайного эксцентриситета m , коэффициента поперечных деформаций μ^{max} , коэффициента полноты эпюр продольных деформаций ω^{max} . Указанные величины подчиняются закону нормального распределения. Разброс величин эксцентриситета m относительно его среднего значения очень велик ($C_{Vm}=70\%$), что естественно и объясняется кроме вышеуказанных горизонтальных смещений фрагментов в процессе испытания, совокупностью трудноучитываемых факторов, в частности: размерными погрешностями толщины фрагмента по его высоте; неоднородностью керамзитобетона по толщине и, частично, его высоте и т.д..

Границы доверительных интервалов относительно случайного эксцентриситета m , построенные при уровне значимости $\alpha=0,05$, соответствуют значения 0,001 (нижняя граница) и 0,030 (верхняя граница). Разброс значений коэффициента поперечных деформаций μ^{max} , рассчитанных для каждого фрагмента на ступенях нагружения предшествующих разрушению, относительно среднего характеризуется коэффициентом вариации $C_{V\mu}=16,2\%$.

Значение коэффициента вариации для величины ω^{max} составляет $C_{V\omega}=8,8\%$. Сопоставление результатов статистического анализа отношений, рассчитанных для моделей и фрагментов внутренних стеновых панелей показывает их достаточно близкую сходимость.

Большее среднее значение отношения $\frac{N_{тр}^0}{N_p^0}$, а также несколько сдвинутые границы доверительных интервалов, полученные для фрагментов, свидетельствуют об их большей, по сравнению с моделями, трещиностойкости. Это связано с улучшенными, по сравнению с моделями, условиями формирования фрагментов за счет равномерного воздействия на них в процессе уплотнения.

В целом результаты сопоставления указанных отношений позволяют предварительно сделать вывод о возможности изучения работы внутренних стеновых панелей на геометрически подобных моделях без проведения аналогичного трудоемкого эксперимента на опытных элементах (фрагментах) в натуральную величину. Дополнительным обоснованием этого вывода послужили результаты статистического анализа прочностных характеристик опытных моделей и фрагментов, полученных по испытаниям сопутствующих образцов.

Опытные модели и фрагменты и, соответственно, сопутствующие образцы были изготовлены в различных – лабораторных и производственных – условиях из бетонов одинаковых составов разных замесов. Это послужило причиной разброса значений прочностей указанных опытных элементов одинаковых составов.

Для проверки равенства (однородности) средних значений прочностей сопутствующих образцов моделей и фрагментов был использован критерий равенства средних двух совокупностей.

Результаты соответствующих расчетов свидетельствуют об однородности средних значений кубиковых прочностей моделей и фрагментов одинаковых составов: указанные значения прочностей принадлежат к одной генеральной совокупности. Это позволяет сделать дополнительный вывод о стабильности оптимальных составов керамзитобетона на карбонатном песке, принятых для изготовления опытных моделей и фрагментов.

Выводы

1. Работу внутренних стеновых панелей можно изучать на геометрически подобных моделях без проведения аналогичного трудоемкого эксперимента на опытных элементах (фрагментах) в натуральную величину.

2. Помимо общеизвестного влияния прочности бетона на его

предельные деформации также влияет консистенция смеси, с увеличением которой предельная сжимаемость пластифицированного керамзитобетона на карбонатном песке увеличивается.

3. Расслаиваемость керамзитобетонных смесей при их виброуплотнении избежать практически нельзя. В наибольшей степени расслаиваемость смеси зависит от агрегатно-структурного фактора и длительности виброуплотнения, и в значительно меньшей – от расхода цемента. При самых неблагоприятных сочетаниях указанных факторов расслаиваемость смеси не превышает 7,5%, что можно считать допустимым при проектировании составов керамзитобетона.

4. Максимальные величины продольных деформаций, полученные по результатам испытания опытных фрагментов, зависят от класса керамзитобетона и исходной подвижности смеси.

5. Для установления фактических показателей несущей способности и трещиностойкости внутренних стеновых панелей кассетного способа производства, с достаточной точностью и надежностью можно использовать результаты испытаний геометрически подобных моделей внутренних стен, изготовленных по принципу простого подобия оригиналу.

6. Опытные фрагменты внутренних стеновых панелей удовлетворяют нормативным требованиям по несущей способности, трещиностойкости и деформативности.

7. Для оптимизации составов керамзитобетона на карбонатном песке рекомендуется использовать разработанную методику комплексного подхода, которая позволяет получить экономические по стоимости составы.

Summary

Experimental data over and their analysis is brought as evaluated by bearing strength, crack resistance and deformability of models and fragments of internal wall panels.

Литература

1. ГОСТ 8829-85. Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. Изд-во стандартов, М., 1985, 21с.

2. Инструкция по методике испытаний на прочность и жесткость железобетонных деталей сборных конструкций. И 210-56/МСПМХП. Технические условия по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций. ТУ 204-54/МСПМХН, М., 1956, 58с.

3. Указания по контролю прочности и методы испытаний панелей стен зданий. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР,

Изд-во литературы по строительству. М., 1964, 32с.

4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции, М., ЦИТП Госстроя СССР, 1985, 79с.

5. Смирнов А.Е. Панельные внутренние стены из конструктивного керамзитобетона с малой концентрацией керамзита. В сб.: Легкобетонное домостроение. ЦНИИЭП жилища, М., 1983, 85с.

6. Довгальук В.Н., Кац Г.Л. Конструкции из легких бетонов. М., Стройиздат, 1984, 224с.

7. Испытание сборных железобетонных конструкций./Комар А.Г., Дубровин Е.Н. и др., М., Высшая школа, 1980, 269с.

8. Баженов Ю.М., Вознесенский В.А. Перспективы применения математических методов в технологии сборного железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 191 с.

9. Степнов М.Н. Статистические методы обработки результатов механических испытаний / Справочник. – М.: «Машиностроение», 1985. – 231 с.

10. Вилков К.И. Конструкционный керамзитобетон при обычных и сложных деформациях. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.

11. Вознесенский В.А., Ковальчук А.Ф. Принятие решений по статистическим моделям. – М.: Статистика, 1978. – 192