

ЛИТЕРАТУРА

1. Климов Ю.А. о разработке ДБН «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» // Перша Всеукраїнська науково-технічна конференція: Збірник тез. — Київ, 1996. -с.403-405.
2. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений /Минэнерго СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -32с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. -80с.
4. Климов Ю.А., Голышева А.Б. Изменения к СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции //Будівництво України. -1996. -№3. -с.44-47.

УДК 691.327

Бабич Е.М., Крუსь Ю.А.

К ВОПРОСУ ПОСТРОЕНИЯ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА И РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Усовершенствование железобетонных конструкций на современном этапе происходит в направлениях применения бетонов и арматуры с более эффективными механическими характеристиками и уточнения на базе экспериментально-теоретических исследований методики расчета конструкций с целью рационального использования составляющих материалов. В отношении прочности нормальных сечений изгибаемых элементов традиционная методика расчета по СНиП 2.03.01-84* основана на бездеформационной модели сечений по напряжениям, в которой сопротивление сечений разрушению оценивают, исходя из их напряженного состояния только лишь в предельной стадии - в момент разрушения (т. е. напряжения в бетоне и арматуре принимаются равными своим предельным значениям), при этом используется целый ряд условностей [1]. Кроме того, ее применение на промежуточных стадиях нагружения становится невозможной из-за трудностей, связанных с определением характера последовательного изменения напряженно-деформированного состояния в сечениях. Дальнейшее развитие расчетных моделей должно базироваться на фундаментальной физической основе, которая максимально исключала бы эмпирику и не приводила бы к необоснованным усложнениям [2].

Наиболее перспективное направление развития теории бетона и железобетона — переход к деформационным расчетным моделям [2, 3]. В такие модели входят уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечениях, условия деформирования по высоте сечения (в виде гипотез плоских сечений и совместности деформаций бетона и арматуры, а также условий, ограничивающих деформации бетона и арматуры предельными значениями) и диаграммы деформирования материалов. Исходные расчетные параметры модели - деформации бетона и арматуры. В качестве критерия прочности принимается достижение предельных деформаций в сжатом бетоне или растянутой арматуре. Очевидно, что основным инструментом деформационной модели являются диаграммы деформирования бетона и арматуры, которые определяют характер их работы как в области упругого, так и нелинейного деформирования. Если для арматуры эти вопросы в определенной степени решены [4], то для бетона - это одна из основных теоретических и практических задач.

Многие исследователи предлагают использовать диаграмму деформирования бетона в виде двух веток: восходящей и нисходящей [5–8]. Аналогичная диаграмма рекомендована и в кодексе ЕКБ-ФИП. В каждом конкретном случае такие диаграммы описываются известными формулами, которые имеют достаточно хорошую сходимость с экспериментальными данными. Вместе с тем, в отношении двухветвенных диаграмм можно сделать такие замечания. Во-первых, большинство аналитических выражений, аппроксимирующих такие диаграммы (преимущественно в виде полиномиальных математических моделей), содержат ряд постоянных коэффициентов (параметров), которые определяются в результате статистической обработки опытных данных и чаще всего не имеют никакого физического смысла. Во-вторых, получить двухветвенную диаграмму деформирования бетона можно лишь при нагружении образцов в так называемом “жестком режиме” (то есть при заданном постоянном приросте деформаций) в специальных установках. Общепринятой и рекомендованной действующими стандартами методики таких испытаний не существует, а потому сравнить, систематизировать и обобщить экспериментальные данные отдельных авторов не представляется возможным. Кроме того, на результаты исследований оказывает влияние целый ряд факторов: вид и класс бетона, его состав, способ обработки (естественное твердение, тепловая обработка и др.), скорость и характер нагружения, жесткость отдельных элементов испытательных установок и т. д. Очевидно еще и то, что основные параметрические точки диаграмм и, соответственно, основные механические характеристики бетона при “жестком” и так называемом “мягком” (то есть при заданном постоянном приросте напряжений; именно такой режим регламентируется действующим стандартом на испытание бетонных образцов) режимах нагружения не совпадают. В-третьих, не определен класс сечений конструкций, где возможна работа бетона на всем диапазоне двухветвенной диаграммы деформирования, ведь характер реальных нагружений конструкций далек от “жесткого” режима.

Итак, в статически определимых изгибаемых железобетонных элементах целесообразно использовать диаграммы деформирования бетона, которые имеют только восходящие ветки.

В работе [9] предложены собственные зависимости между сжимающими σ_b (или растягивающими σ_{bt}) напряжениями и соответствующими деформациями бетона ε_b (или ε_{bt}) в виде (см. рисунок 3)

$$\sigma_b = R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^{V_{bR}} ; \quad (1)$$

$$\sigma_{bt} = R_{bt} \left(\frac{\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{btR}} \right)^{V_{btR}} \quad (2)$$

где: R_b и R_{bt} – сопротивления бетона соответственно осевому сжатию (призменная прочность) и осевому растяжению;

V_{bR} и V_{btR} – предельные величины коэффициентов упругости бетона соответственно при сжатии (когда $\sigma_b = R_b$) и растяжении (когда $\sigma_{bt} = R_{bt}$);

ε_{bR} и ε_{btR} – предельные величины продольных деформаций соответственно сжатия (когда $\sigma_b = R_b$) и растяжения бетона (когда $\sigma_{bt} = R_{bt}$).

Выражения (1) и (2) лишены недостатков, присущих многим другим подобным зависимостям. Они не являются феноменологическими, поскольку не содержат коэффициентов, которые характеризовали бы только определенный бетон в определенных условиях его исследования, а в остальных случаях определялись бы по результатам статистической обработки опытных данных или эмпирическим формулам.

Приведенные зависимости (1) и (2) учитывают только механические характеристики бетона: сопротивления осевому деформированию; предельные продольные деформации; предельные коэффициенты упругости, которые по своей сути являются комплексными параметрами, характеризующими упруго-пластические свойства бетона, то есть нелинейность его деформирования.

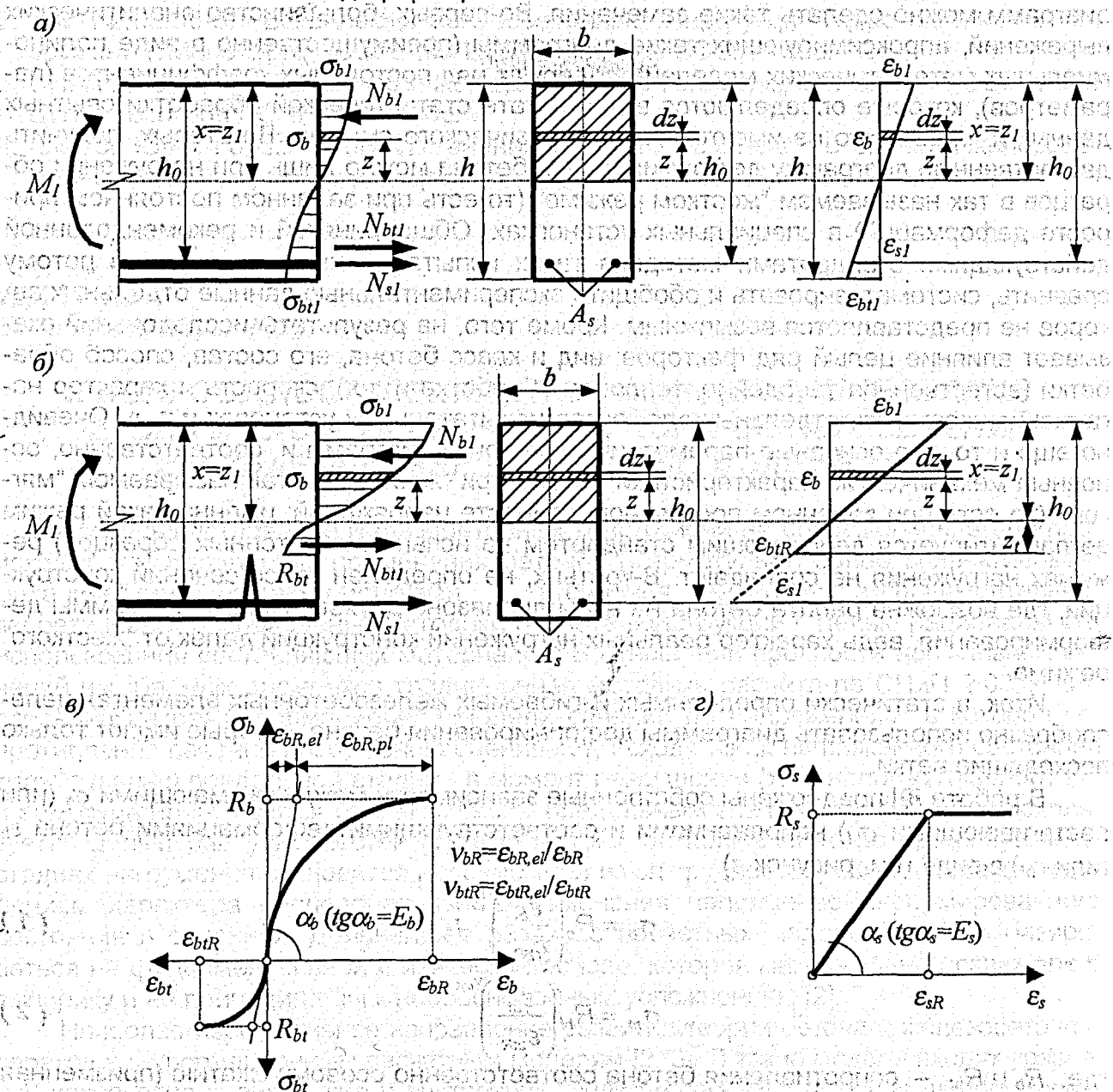


Рисунок. Схемы деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента при определении напряженно-деформированного состояния до (а) и после (б) образования трещин в растянутой зоне, а также принятые диаграммы продольного деформирования бетона (в) и арматуры (е)

Используем зависимость (1) для определения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента прямоугольной поперечной формы с одиночным продольным армированием ненапрягае-

мой арматурой из мягкой стали. При этом будем учитывать работу растянутого бетона, в том числе над вершиной трещины после ее образования. Деформирование арматуры примем соответствующим диаграмме Прандтля (см. рисунок а).

Зафиксируем некоторое значение деформации краевого волокна сжатого бетона при значении ϵ_{bt1} и зададимся соответствующим этой деформации положением нейтральной оси изгибаемого элемента, то есть ориентировочно примем некоторую высоту сжатой зоны бетона $x=z_1$ (см. рисунок а, б). Для этого случая условия равновесия в нормальном сечении можно записать в виде:

$$M_1 = M_{sect,1} = M_{bt1} + M_{bt1} + M_{st1} \quad (3)$$

$$N_{bt1} = N_{bt1} + N_{st1} \quad (4)$$

где: $M_1, M_{sect,1}, M_{bt1}, M_{bt1}$ и M_{st1} — соответственно изгибающий момент от внешней нагрузки; суммарный изгибающий момент от равнодействующих всех внутренних усилий относительно нейтральной оси; изгибающие моменты от равнодействующих внутренних усилий в сжатом бетоне, растянутом бетоне и растянутой продольной арматуре относительно нейтральной оси;
 N_{bt1}, N_{bt1} и N_{st1} — соответственно равнодействующие внутренних усилий в сжатом бетоне, растянутом бетоне и растянутой продольной арматуре.

Считая справедливыми гипотезу плоских сечений и условие совместности деформаций бетона и арматуры, на основании исключительно геометрических соображений получим:

$$\frac{z}{z_1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{\epsilon_{bt1}}, \quad z = \frac{z_1}{\epsilon_{bt1}} \epsilon_{bt1}, \quad dz = \frac{z_1}{\epsilon_{bt1}} d\epsilon_{bt1} \quad (5)$$

$$\epsilon_{st1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1), \quad \epsilon_{bt1} = \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1)$$

С учетом выражений (5) значения N_{st1} и M_{st1} могут быть найдены по формулам:

$$N_{st1} = A_s \sigma_{st1} = A_s E_s \epsilon_{st1} = A_s E_s \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1) \quad (5)$$

$$M_{st1} = A_s \sigma_{st1} (h_0 - z_1) = A_s E_s \epsilon_{st1} (h_0 - z_1) = A_s E_s \frac{\epsilon_{bt1}}{z_1} (h_0 - z_1)^2 \quad (6)$$

где E_s — модуль упругости арматуры.

Равнодействующая внутренних усилий в сжатом бетоне N_{bt1} и ее момент относительно нейтральной оси M_{bt1} могут быть определены так:

$$N_{bt1} = b \int_0^{z_1} \sigma_b dz; \quad (8)$$

$$M_{bt1} = b \int_0^{z_1} \sigma_b z dz; \quad (9)$$

где: b — ширина поперечного сечения изгибаемого элемента;

σ_b — напряжение в элементарной площадке сжатого бетона на расстоянии z от нейтральной оси;

dz — высота элементарной площадки.

Учитывая соотношения (5) и зависимость (1), уравнения (8) и (9) примут вид:

$$N_{bt1} = b \int_0^{\varepsilon_{bt1}} \sigma_b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} d\varepsilon_b = \frac{bz_1}{\varepsilon_{bt1}} \int_0^{\varepsilon_{bt1}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} d\varepsilon_b = \frac{R_b}{v_{bR} + 1} bz_1 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \quad (10)$$

$$M_{bt1} = b \int_0^{\varepsilon_{bt1}} \sigma_b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \right)^2 \varepsilon_b d\varepsilon_b = b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{bt1}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \varepsilon_b d\varepsilon_b = \frac{R_b}{v_{bR} + 2} bz_1^2 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt1}} \right)^{v_{bR}} \quad (11)$$

Исходя из аппроксимативной зависимости между сжимающими напряжениями σ_b и соответствующими деформациями ε_b в виде (1), можно получить коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона ω , который представляет собой отношение площади диаграммы " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " к площади прямоугольника, который содержит рассматриваемую диаграмму (см. рисунок в):

$$\omega = \frac{\int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_b d\varepsilon_b}{R_b \varepsilon_{bR}} = \frac{\int_0^{\varepsilon_{bR}} R_b \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}} d\varepsilon_b}{R_b \varepsilon_{bR}} = \frac{1}{v_{bR} + 1} \quad (12)$$

С учетом (12) формулы (10) и (11) переписутся таким образом:

$$N_{bt1} = \omega R_b b z_1 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}}; \quad (13)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega}{\omega + 1} R_b b z_1^2 \left(\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bR}} \right)^{v_{bR}} \quad (14)$$

Для растянутой зоны элемента возможны случаи его работы до и после образования трещин. В первом случае, когда $\varepsilon_{bt1} \leq \varepsilon_{btR}$ (то есть сечение работает без трещин в растянутой зоне, см. рисунок а), формулы для определения равнодействующей, внутренних усилий, в растянутом бетоне N_{bt1} и ее момента относительно нейтральной оси M_{bt1} аналогичны выражениям (13) и (14) и с учетом (2) и (5) имеют вид:

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b (h - z_1) \left[\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{btR}} \right]^{v_{btR}} = \omega_t R_{bt} b (h - z_1) \left[\frac{\varepsilon_{bt1} (h - z_1)}{\varepsilon_{btR} z_1} \right]^{v_{btR}}; \quad (15)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b (h - z_1)^2 \left[\frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{btR}} \right]^{v_{btR}} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b (h - z_1)^2 \left[\frac{\varepsilon_{bt1} (h - z_1)}{\varepsilon_{btR} z_1} \right]^{v_{btR}} \quad (16)$$

где: ω_t — коэффициент полноты эпюры растянутой зоны бетона, вычисляемый по формуле

$$\omega_t = \frac{1}{v_{btR} + 1} \quad (17)$$

Во втором случае, когда $\varepsilon_{bt1} > \varepsilon_{btR}$ (то есть сечение работает с трещиной в растянутой зоне, см. рисунок б), следует, исходя из гипотезы плоских сечений, дополнительно вычислить расстояние от нейтральной оси до крайнего растянутого волокна z_{t1} , в котором $\varepsilon_{bt1} = \varepsilon_{btR}$, по формуле

$$z_{t1} = \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{btR} \quad (18)$$

а уж потом определять равнодействующую внутренних усилий N_{bt1} и ее момент относительно нейтральной оси M_{bt1} . При этом

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b z_{t1} = \omega_t R_{bt} b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{btR} \quad (19)$$

$$M_{bt1} = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b z_{t1}^2 = \frac{\omega_t}{\omega_t + 1} R_{bt} b \left(\frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{btR} \right)^2 \quad (20)$$

Практическое применение полученных формул (6), (7), (13)-(16), (19) и (20) позволяет определять напряженно-деформированное состояние нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов в любой момент их нагружения (в том числе до и после образования трещин в растянутой зоне, в допредельной и в предельной стадиях работы) и может быть реализовано методом последовательных приближений.

В качестве иллюстрации этого метода рассмотрим предельное состояние (стадию разрушения) принятого ранее изгибаемого элемента по нормальному сечению с трещиной в растянутой зоне (см. рисунок б), когда предельных значений достигают деформации краевого волокна сжатого бетона, то есть $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bR}$, а деформации растянутой арматуры ε_{s1} ниже предельных ε_{sR} . Ориентировочно задаемся высотой сжатой зоны бетона $x = z_1$ (например, $x = 0,1h$); считая, что она соответствует предельной деформации ε_{bR} его краевого волокна.

Используя гипотезу плоских сечений, находим деформации арматуры

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{bR}}{z_1} (h_0 - z_1) \quad (21)$$

и соответствующие усилия в ней

$$N_{s1} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{bR}}{z_1} (h_0 - z_1) \quad (22)$$

Равнодействующие внутренних усилий в сжатой N_{b1} и растянутой N_{bt1} зонах бетона в таком случае будут соответственно равны

$$N_{b1} = \omega R_b b z_1 \quad (23)$$

$$N_{bt1} = \omega_t R_{bt} b \frac{z_1}{\varepsilon_{bt1}} \varepsilon_{btR} \quad (24)$$

Из уравнения равновесия (4) с учетом усилий в сечении, определенных по формулам (22), (23) и (24), уточняем z_1 . Уточненное значение z_1 сравниваем с предварительно принятым. Если оба значения совпадают, то уточненное z_1 считаем достоверным. В противном случае задаемся новым z_1 , равным полусумме двух предыдущих – первоначально принятого и уточненного – и расчет повторяем. После определения окончательного значения z_1 вычисляем суммарный изгибающий момент от равнодействующих всех внутренних усилий относительно нейтральной оси по формулам (7), (14) и (20), полагая в них $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bR}$. При этом должно выполняться условие (3).

ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/А.С.Залесов, Э.Н.Кодыш, Л.Л.Лемыш, И.К.Никитин. - М.: Стройиздат, 1988. - 320 с.
2. Залесов А.С., Пецольд Т.М., Тур В.В. Современное состояние и дальнейшее развитие методов расчета и нормативной базы железобетонных конструкций//Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Мат-лы междунар. конф. (17-21 ноября 1997 г.). Генеральные доклады. - Минск, 1997. - С. 1-27.

3. Коршунов Д.А. Об актуальных вопросах теории железобетона//Бетон и железобетон. - 1998. - № 3. - С. 21-23.
4. Байков В.Н., Мадатян С.А., Дудолов Л.С., Митасов В.М. Об уточнении аналитической зависимости диаграммы растяжения арматурных сталеы//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. - 1983. - № 9. - С. 1-5.
5. Байков В.Н. О дальнейшем развитии общей теории железобетона// Бетон и железобетон. - 1979. - № 7. - С. 27-29.
6. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов//Научно-практические проблемы современного железобетона. Зб. тезисов Первой всеукраинской наук.-техн. конф. - Киев, 1996. - С. 36-39.
7. Узун И.О. Учет полных диаграмм деформирования бетона и арматуры в расчетах железобетонных конструкций//Строительные конструкции. Міжвід. наук.-техн. зб. - Киев: НДІБК, 1999. - Вип. 50. - С. 228-232.
8. Яшин А.В. О некоторых деформативных особенностях бетона при сжатии//Теория железобетона. - М.: Стройиздат, 1972. - С. 131-137.
9. Бабич Е.М., Крусь Ю.А., Гарницкий Ю.В. Новые аппроксимации зависимости "напряжения-деформации", учитывающие нелинейность деформирования бетонов//Изв. вузов. Сер. Строительство. - 1996. - № 2. - С. 39-44.

УДК 624.011.1

Баранова Т.И., Миряев Б.В., Толушов С.А.

КРАТКОВРЕМЕННОЕ ИСПЫТАНИЕ СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КУПОЛА

Сборные элементы сетчатых куполов при действии равномерно распределенной внеузловой нагрузки можно отнести к сжато-изгибаемым элементам.

На кафедре строительных конструкций Пензенской ГАСА проведены экспериментальные исследования сжато-изгибаемых элементов купольного покрытия.

Для экспериментального исследования сжато-изгибаемых элементов купола был разработан и изготовлен универсальный стенд, позволяющий прикладывать к элементам опорные моменты, продольную нагрузку и поперечную нагрузку, распределенную по треугольнику. Нагрузка может быть как кратковременной так и длительной.

Стенд представляет собой сборно-разборную конструкцию, выполненную из прокатной стали ($I100 \times 5$, $L50 \times 50 \times 5$), с соединением деталей на болтах М10 (рис 1).

Длина испытываемых образцов может изменяться от 1000 до 1800 мм. На стенде имеется две опоры - неподвижная и подвижная, выполненные в виде рычагов, позволяющих создавать в опорных сечениях элементов изгибающие моменты различной величины. Все рычаги уравновешены с помощью контргрузов. Конструкция опор дает возможность моделировать узлы купольного покрытия и, в частности, различные виды податливых соединений, с помощью которых элементы купола соединяются с узловыми деталями. Конструкция стенда позволяет испытывать элементы при различных соотношениях продольной и поперечной нагрузок. Поперечная нагрузка на образец может прикладываться в одной, двух и четырех точках через специальную систему подвесок.