

ФИЗИКО-МАТЕМАТИЧЕСКИЕ И ТЕХНИЧЕСКИЕ НАУКИ

УДК 691-41
МРНТИ 67.11.31

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ АНКЕРОВКИ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ В НАРУЖНЫХ СЛОЯХ ТРЕХСЛОЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ

АКРАМОВ Х.А.¹, АЖИДИНОВ А.С.², АЛДИЯРОВ Ж.³,
ЖАҢАБАЙ Н.Ж.³, УТЕЛБАЕВА А.Б.³

¹Ташкентский архитектурно-строительный институт

²Международный гуманитарно-технический университет

³Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауэзова

Аннотация: В статье приведены результаты исследований по оценке прочности анкеровки гибких связей в виде шпилек в тонких наружных слоях панелей и проверена достаточность их анкеровки при работе на сдвиг: при взаимном смещении слоев. Получены экспериментальные зависимости «сдвигающее условие – податливость» для гибких связей, заанкеренных в бетоне слоев и определено воспринимаемое ими предельное усилие. Проверена приемлемость для тонких железобетонных элементов – слоев трехслойных панелей нормируемых методов расчета по прочности. Экспериментально изучено влияние на несущую способность совместной работы слоев за счет гибких связей и утеплителя. Исследовано влияние пролета среза и поперечной арматуры на несущую способность трехслойных железобетонных конструкций со средним слоем из низкопрочного легкого бетона, монолитно связанного с наружными несущими слоями. Разработаны экспериментально обоснованные предложения по расчету изгибаемых железобетонных трехслойных конструкций по прочности.

Ключевые слова: панель, связь, бетон, элемент, конструкция

СЫРТҚЫ ҮШ ҚАБАТТЫ ТЕМІР-БЕТОН ПАНЕЛЬДЕРДІҢ ИІЛГІШ ҚОСЫЛЫСТАР БАЙЛАНЫСТАРЫНЫҢ БЕРІКТІГІН БАҒАЛАУ

Аңдатпа: Мақалада панельдердің жұқа сыртқы қабаттарында түйреуіштер түрінде икемді байланыстарды бекіту күшін және зерттеу кезінде олардың бекітілуінің төзімділігін тексеру: қабаттар өзара ығыстырылған кезде жүргізілген зерттеулер нәтижелері келтірілген. Бетон қабаттарына бекітілген икемді облигацияларға «ығысу жағдайы - сәйкестік» эксперименттік тәуелділіктер алынды және олар қабылдаған шекті күш анықталады. Жіңішке темір-бетон элементтеріне – беріктігін есептеу үшін стандартталған әдістердің үш қабатты панельдерінің қабаттарына жарамдылығы тексеріледі. Иілгіш қосылыстар мен оқшаулаудың арқасында қабаттардың бірлескен жұмысының жүк көтергіштігіне әсері эксперименталды түрде зерттелген. Ауыспалы аралық және көлденең арматураның сыртқы мойынтірек қабаттарымен монолитті байланысқан аз күші бар жеңіл бетонның орта қабаты бар үш қабатты темір-бетон конструкцияларының көтергіш қабілетіне әсері анықталған. Икемді үш қабатты темір-бетон конструкцияларының беріктігін есептеу үшін тәжірибелік негізделген ұсыныстар әзірленді.

Түйінді сөздер: панель, байланыс, икемді, бетон, элемент, құрылым

ESTIMATION OF DURABILITY OF ANCHORING FLEXIBLE LINKS IN EXTERNAL LAYERS OF THREE-LAYER REINFORCED CONCRETE PANELS

Abstract: The article presents the results of studies evaluating the strength of anchoring of flexible ties in the form of pins in thin outer layers of panels and checking the adequacy of their anchoring during shear: when the layers are mutually displaced. Experimental dependences “shear condition - compliance” are obtained for flexible bonds anchored in concrete layers and the ultimate force perceived by them is determined. The acceptability for thin reinforced concrete elements - layers of three-layer panels of standardized methods for calculating strength is checked. The effect of the joint work of layers on the load-bearing capacity due to flexible connections and insulation has been experimentally studied. The influence of shear span and transverse reinforcement on the bearing capacity of three-layer reinforced concrete structures with a middle layer of low-strength lightweight concrete monolithically bonded to the outer bearing layers is studied. Experimentally substantiated proposals for the calculation of bending reinforced concrete three-layer structures for strength have been developed.

Key words: panel, communication, flexible, concrete, element, structure

Исследование работы гибких связей.

Анкеровка гибких связей

При толщине железобетонных слоев трехслойных панелей с эффективным утеплителем 5-10 см, глубина заделки гибких связей составляет 4-8 см. Эта величина существенно меньше допустимых СНиП РК 5.03-34-2005 /1/ минимальных значений длины зоны анкеровки арматуры. Задача исследования состояла в установлении нагрузок, которые могут быть переданы на гибкие связи [1,2].

Исследования проводились на бетонных образцах размерами 150х200х80 со стержнями арматуры периодического профиля диаметром 8 мм из стали класса А-III (А-400) (как это принято в проекте панелей ЦНИИЭП ТБЗ и ТК (Россия) /2/). Кроме длины заделки, которая принималась равной 40 и 70 мм, изучалось влияние на анкерровку высаженных на концах стержней головок и отгибов. Испытано 6 серий образцов по 4 близнеца в каждой из них, 3 серии с глубиной заделки 40 мм и 3-70 мм (табл. 1).

Таблица 1 – Результаты испытания анкеровки гибких связей

Серия	Обозначение образцов	Анкеровка	Глубина заделки стержня	Нагрузка при разрушении кН	
				фактическая	средняя
I	B-11-1	Без анкеров	40	9,1	10,15
	B-11-2		40	11	
	B-11-3		40	8,5	
	B-11-4		42	12	
II	B-12-1	С высаженными головками	41	14	14,25
	B-12-2		43	13,5	
	B-12-3		41	15	
	B-12-4		41	14,5	
III	B-13-1	С крюками	44	13	13,13
	B-13-2		44	13	
	B-13-3		44	12	
	B-13-4		47	14	

IV	B-21-1	Без анкеров	68	18	17,75
	B-21-2		67	17	
	B-21-3		69	17	
	B-21-4		68	19	
V	B-22-1	С высаженными головками	69	22,5	21,5
	B-22-2		68	21,5	
	B-22-3		68	22	
	B-22-4		69	20	
VI	B-23-1	С крюками	67	18	17
	B-23-2		69	16	
	B-23-3		69	18	
	B-23-4		67	16	

Образцы испытывали на разрывной машине.

Смещение стержня относительно бетона замерялось с незагруженного конца индикатором с ценой деления 0,01 мм.

Разрушение образцов происходило до достижения арматурой гибких связей предела текучести. Образцы без анкеров при нагружении разрушались вследствие нарушения анкеровки арматуры с бетоном по ее периметру, в образцах с анкерами на концах, разрушение сопровождалось выкалыванием бетона в местах заделки стержней (рис.1). Напряжение сцепления при разрушении было равно 9-12 МПа при средней величине 10,2 МПа, что составляет около 0,4 R_в (табл.1, рис. 2).

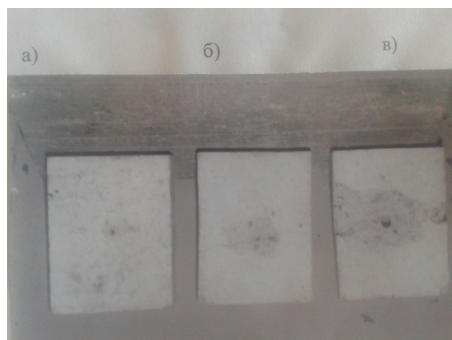


Рис.1 – Характер разрушения образцов при испытаниях анкеровки гибких связей:

а – без анкера; б – с анкером в виде высаженной головки; в – с анкером в виде отгиба

Выявлено, что с увеличением длины зоны анкеровки влияние анкеров на разрушающую нагрузку уменьшается. Так, напри-

мер, анкера в виде высаженных головок увеличивали разрушающую нагрузку по сравнению с аналогичными образцами без анкеров при длине зоны анкеровки 40 мм в среднем на 40% (14,25 кН), при 70 мм – на 21% (21,5 кН). Крюки на концах анкеруемых стержней при длине зоны анкеровки 40 мм увеличивали разрушающую нагрузку по сравнению с аналогичными образцами без анкеровки в среднем на 30% (13,13, кН), а при длине зоны анкеровки 70 мм разрушающая нагрузка практически оставалась такой же (17 кН). В целом можно отметить, что даже при минимально возможной длине зоны анкеровки 40 мм, нагрузка при разрушении образцов во много раз (до 10 раз и более) превышает нагрузку, которая может возникнуть в связях при воздействии ветра. Это позволяет рекомендовать для применения наиболее простое решение – без анкеров.

Характер зависимостей «нагрузка-смещение незагруженного конца стержня» для испытанных образцов показан на рис. 2. Наличие анкеров существенно снижает величины смещения незагруженного конца стержней к моменту разрушения (до 0,14 мм) по сравнению с образцами без анкеровки (до 0,4 мм).

При эксплуатационных нагрузках все виды связей (как с анкерами, так и без них) будут работать на участке линейной зависимости между смещениями и нагрузкой без накопления остаточных деформаций.

Разработана программа расчета на ЭВМ, в основу которой положено конечное число элементов /3/. Элементы объединяются через узловые точки.

Принятая математическая модель достаточно точно описывает реальные свойства конструкций.

Основное уравнение конструкции, находящейся в состоянии равновесия, выводится из принципа возможных перемещений, который выражается через внутреннюю и внешнюю возможную работу:

$$\int_V \delta \{ \epsilon \}^T \{ \sigma \} dv = \int_V \delta \{ u \}^T \{ p \} dv + \int_S \delta \{ u \}^T \{ q \} ds \quad (1)$$

где $\delta \{ u \}$ – возможные перемещения;
 $\delta \{ \epsilon \}$ – деформации, соответствующие возможным перемещениям;
 $\{ \sigma \}$ – напряжения, возникающие в конструкции;
 $\{ p \}$ и $\{ q \}$ – соответственно объемные силы, действующие на конструкцию и внешние нагрузки от поверхностных сил;
 V – объем материала конструкции;
 S – поверхность конструкции, воспринимающая поверхностные силы.

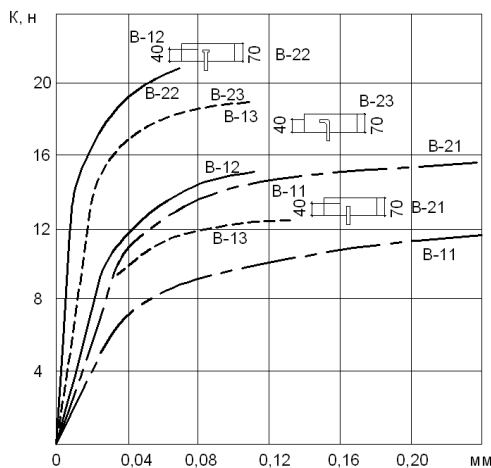


Рис. 2 – Смещение незагруженных концов анкерных стержней относительно бетона

— стержни без анкеров
 стержни с крюками
 - · - · - стержни с высаженными головками

В методе конечных элементов, базирующемся на методе перемещений, распределение смещений в элементах находят из смещения узлов по соотношению:

$$\{ u \}^e = [N] \{ u \}^e \quad (2)$$

где $[N]$ – форма функции;

$\{ u \}^e$ – вектор смещения узлов элемента e .

Деформации и напряжение в элементе определяются по смещению узлов соответственно следующим образом:

$$\{ \epsilon \}^e = [B] \{ u \}^e \quad (3)$$

$$\{ \sigma \}^e = [D] \{ \epsilon \}^e \quad (4)$$

где $[B]$ – матрица дифференцирования;

$[D]$ – матрица упругости материала.

Подробно эти матрицы описываются ниже.

Формула возможной работы всей конструкции выражается через сумму возможных работ каждого элемента. Возможная работа элемента получается после подстановки (2), (3) и (4) в (1) и записывается в виде:

$$\delta \{ u \}^{Te} \left(\int_V [B]^T [D] [B] dv \right) \{ u \}^e = \delta \{ u \}^{Te} \left(\int_V [N]^T \{ p \}^e dv + \int_S [N]^T \{ q \}^e ds \right) \quad (5)$$

Это выражение можно записать в матричной форме:

$$[k] \{ u \}^e = \{ F \}^e \quad (6)$$

$$\text{где } [k]^e = \int_V [B]^T [D] [B] dv \quad (7a)$$

$$\{ F \}^e = \int_V [N]^T \{ p \}^e dv + \int_S [N]^T \{ q \}^e ds \quad (7b)$$

Формулы (7a) и (7b) носят соответственно названия матрицы жесткости элемента и вектора нагрузки, действующих на элемент. Эти матрицы строятся аналитически для элемента в общем виде или получаются численно с использованием методики численного интегрирования.

Применяя формулу (6) к каждому элементу и проводя суммирование по всем элементам, получим систему уравнений первой степени конструкции в целом, которую можно решить относительно смещений узловых точек.

При решении статических задач методом конечных элементов принят следующий порядок анализа:

- 1) построение модели с разбиением конструкции на конечное число элементов;
- 2) вычисление матриц жёсткости элементов и вектора нагрузки по формулам (7а) и (7б);
- 3) построение полной матрицы жёсткости и полного вектора нагрузки;
- 4) решение системы уравнений первой степени относительно смещения узловых точек;
- 5) вычисление напряжений и деформаций в элементе по формулам (3) и (4).

Второй и третий пункты выполняются параллельно.

Выполним расчет конструкций в осесимметричной постановке.

Условия осесимметричной задачи выполняются при наличии осевой симметрии в геометрии, граничных условиях и в характеристиках нагружаемой области.

При нагружении деформации точек среды происходят только в радиальной плоскости – изменяются только координаты z и r , а угловая цилиндрическая координата Θ точки остается неизменной. Вследствие этого ана-

лиз напряженно-деформированного состояния (НДС) среды выполняется только в координатной плоскости $z-r$.

Разбивка на элементы среды выполняется с учетом осевой симметрии. Конечные элементы принимаются в виде объемных колец.

Функции перемещений в пределах элемента можно аппроксимировать линейными полиномами, следовательно, перемещения внутри элемента меняются по линейному закону:

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2 r + a_3 z \\ v &= a_4 + a_5 r + a_6 z \end{aligned} \quad (8)$$

где u, v – перемещения точки внутри элемента вдоль осей r и z соответственно;

$a_1, \dots, a_6$ – набор констант.

Для определения констант необходимо знать координаты трех точек, так как плоскость определяется тремя точками, поэтому форма поперечного сечения кольца принимается треугольной.

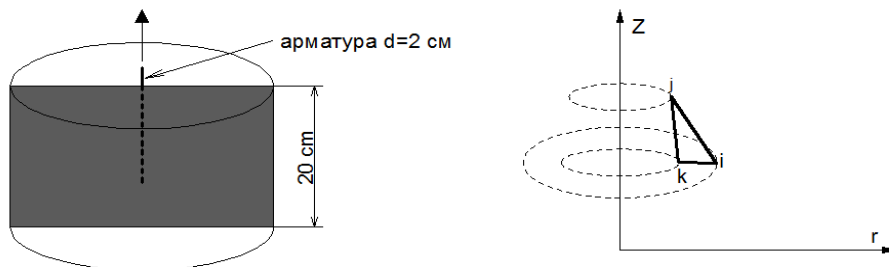


Рис. 3 – Расчетная схема анкера

Если подставить координаты узлов в (8), то можно получить систему уравнений относительно коэффициентов $a_1, \dots, a_6$

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & r_1 & z_1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_2 & z_2 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_3 & z_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_1 & z_1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_2 & z_2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_3 & z_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

Для решения системы достаточно решить первые три уравнения. После определения констант $a_1, \dots, a_6$ их можно подставить в уравнения (8) и после преобразований представить их в принятом в МКЭ виде:

$$\begin{aligned} u &= N_{iui} + N_{juj} + N_{kuk} \\ v &= N_{ivi} + N_{jvj} + N_{kvk} \end{aligned} \quad (10)$$

где N_i, N_j, N_k имеют вид:

$$N_i = \frac{1}{2\Delta} [(r_j z_k - r_k z_j) + r(z_j - z_k) + z(r_k - r_j)]$$

$$N_j = \frac{1}{2\Delta} [(r_k z_i - r_i z_k) + r(z_k - z_i) + z(r_i - r_k)]$$

$$N_k = \frac{1}{2\Delta} [(r_i z_j - r_j z_i) + r(z_i - z_j) + z(r_j - r_i)]$$

В осесимметричной задаче рассматриваются четыре компоненты деформации

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} du/dz \\ dv/dr \\ u/r \\ du/dz + dv/dr \end{Bmatrix} \quad (11)$$

Подставляя (3.10) в (3.11), получим:

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} N'_{ir} N'_{jr} N'_{kr} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_{iz} N'_{jz} N'_{kz} \\ \frac{N_{io}}{r_o} \frac{N_{jo}}{r_o} \frac{N_{ko}}{r_o} & 0 & 0 & 0 \\ N'_{ir} N'_{jr} N'_{kr} & N'_{iz} N'_{jz} N'_{kz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{Bmatrix} = B\{u\} \quad (12)$$

где N_{io} – выражение функции формы i -го узла в центре тяжести треугольника;

N'_{ir}, N'_{iz} – производные функции формы i -го узла по координатам r и z .

В третьей строке вместо r и z принято

$$r_o = \frac{(r_i + r_j + r_k)}{3}, \quad z_o = \frac{(z_i + z_j + z_k)}{3}$$

Матрица зависимости между напряжениями и деформациями D – для условий осесимметричной задачи имеет вид:

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (13)$$

Подставляя матрицы B, D в уравнение матрицы жесткости элемента (3.7а) и интегрируя, получим:

$$[k]^e = 2\pi r_o \Delta B^T D B \quad (14)$$

где r_o – координата r центра треугольного элемента;

Δ – площадь треугольного элемента;

B – матрица деформаций конечного элемента;

D – матрица коэффициентов закона Гука, связывающего напряжения и деформации.

При интегрировании объемный интеграл берется по всей кольцевой области, т.е.:

$$[k]^e = 2\pi \int [B]^T [D] [B] r dr dz$$

приблизительно вместо r подставляя r_o , получим формулу (14).

Выводы

1. Выявлено, что с увеличением длины зоны анкеровки влияние анкеров на разрушающую нагрузку уменьшается.

2. В целом можно отметить, что даже при минимально возможной длине зоны анкеровки 40 мм, нагрузка при разрушении образцов во много раз (до 10 раз и более) превышает нагрузку, которая может возникнуть в связях при воздействии ветра. Это позволяет рекомендовать для применения наиболее простое решение – без анкеров.

3. При эксплуатационных нагрузках все виды связей (как с анкерами, так и без них) будут работать на участке линейной зависимости между смещениями и нагрузкой без накопления остаточных деформаций.

4. Разработана программа расчета на ЭВМ, в основу которой положено конечное число элементов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНИП РК 5.03-34-2005 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Астана 2006.
2. Серия 1.020-1 Выпуск 5-10. Трехслойные навесные и самонесущие панели наружных стен из тяжелого бетона на гибких связях с эффективным утеплителем. Опалубочные чертежи и армирование. Рабочие чертежи. ЦНИИЭП ТБЗ и ТК. – Москва, 1982.