

**Таблица 1.** Сравнение опытных и расчетных значений предельных нагрузок для сборно-монолитных балок

Обозначение балок	Процент поперечного армирования, $\rho_w$	Предельная нагрузка, кН					п.3 п.4	п.3 п.5	п.3 п.6
		Опытная	Среднее по серии	Расчетная					
				Метод ферменной аналогии* [1]	Модель наклонных сечений по пособию [8]	Предлагаемый метод расчета			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Б-I-1	0,11	160	173.3	50	304	135	3,47	0,57	1,28
Б-I-2		180							
Б-I-3		180							
Б-II-1	0,21	240	226.6	98	412	210	2,31	0,55	1,08
Б-II-2		240							
Б-II-3		200							
Б-III-1	0,35	280	270	160	485	273	1,69	0,56	0,99
Б-III-2		280							
Б-III-3		250							

Примечание: \* - метод ферменной аналогии реализован для приведенного сечения

сжатой зоне над вершиной наклонной трещины  $F_{cc}$ , полученное на последней итерации и значение  $F_{cc}$  – из расчета положения критической наклонной трещины. В случае значительного отличия последних производят перерасчет положения наклонной трещины исходя из нового значения равнодействующей  $F_{cc}$  в сжатой зоне над вершиной наклонной трещины.

Дальнейший расчет прочности наклонных сечений предлагается производить в соответствии с положениями модифицированной теории сжатия с учетом угла наклона трещины  $\theta$  и относительной продольной деформации  $\epsilon_x$ .

С использованием сформулированных предложений был выполнен расчет сборно-монолитных неразрезных балок с монолитной частью из напрягающего бетона. Конструкция и результаты испытаний опытных балок подробно представлены в работе [7].

Результаты расчета, выполненного в соответствии с предложенными положениями, были сопоставлены с результатами расчета по различным методикам (таблица 1).

Как видно из представленного сравнения, предложенная методика определения прочности наклонных сечений с учетом податливости стыкового соединения в сборно-монолитных элементах дает хорошее совпадение с опытными данными.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. EN 1992-2-1, Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building». - Commission of European Communities, Dec 1991. p.253.

2. DIN 1045-1 (Entwurf) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion/ [1]/S. 513-614.  
 3. СНБ 5.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции - Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. – 139 с.  
 4. ACI (American Concrete Institute) (1995): "ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete". ACI 318-95 and Commentary (318-95R), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 369 PP.  
 5. CSA (Canadian Standards Association) (1994):" Design of Concrete Structures." CSA A23.3-94, Dec. 1994, 200 pp.  
 6. Тур В.В., Щербач А.В. К определению угла наклона диагональных трещин при расчете прочности железобетонных сборно-монолитных элементов на совместное действие изгибающих моментов и поперечных сил// Приложение к Вестнику БГТУ. Строительство и архитектура (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь"). Часть 1. – Брест, 2004. – с. 179-184.  
 7. Щербач А.В. Экспериментальное определение прочности наклонных сечений самонапряженных сборно-монолитных балок со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов// Вестник БГТУ. – 2003. - №1: Строительство и архитектура. – с. 160 – 164.  
 8. Пособие по проектированию сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР.— М.: Стройиздат, 1989. – 73 с.

УДК 624.012.46

**Драган А.В.**

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ АНКЕРУЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ СЕРПОВИДНОГО ПРОФИЛЯ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

#### Введение

Решающим фактором, обеспечивающим совместную работу бетона и арматуры в конструкции и позволяющим рассматривать железобетон как конструкционный материал, яв-

ляется надежное сцепление арматуры с бетоном. Сцепление обуславливает перераспределение усилий между арматурой и бетоном на всем интервале нагружения конструкции вплоть до разрушения.

*Драган Алексей Вячеславович, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета. Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.*

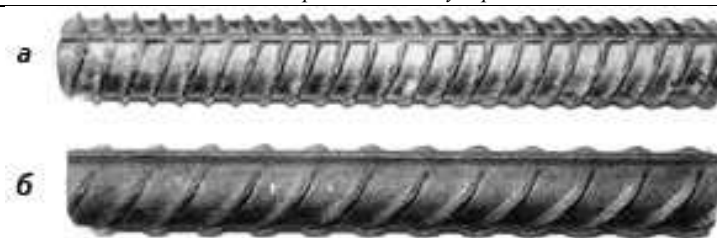


Рис. 1. Типы периодического профиля стержневой арматуры [5]: а) кольцевой профиль; б) серповидный профиль.

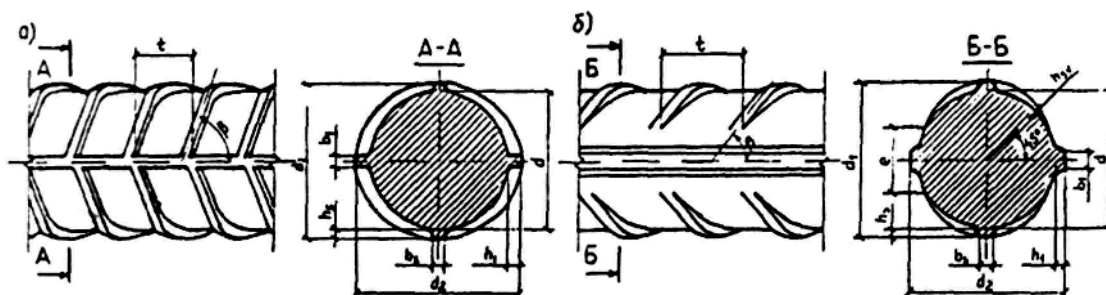


Рис. 2. К определению параметров профилей [6] а) кольцевой профиль; б) серповидный профиль.

Таблица 1. Результаты определения параметров профилей

Вид профиля	$d_n$	$d$	$d_1$	$d_2$	$e$	$t$	$h_1$	$h_2$	$h_s$	$h_{sv}$	$b_1$	$b_s$	$\beta$	$f_R$
	мм													
К	25	24,1	27,1	28,3		10,0	2,1	1,5	1,5	1,5	1,5	1,7	69	0,14557
С	25	24,6	27,2	27,4	12,0	14,5	1,4	1,3	1,3	1,1	2,7	2,0	51	0,04549

Примечание: К – арматура кольцевого профиля; С – арматура серповидного профиля.

Основные факторы, влияющие на прочность сцепления арматуры с бетоном, подробно рассмотрены в работах [2, 3].

Как показывают результаты экспериментальных исследований, сцепление арматуры с бетоном зависит от целого ряда конструктивно-технологических параметров, главными из которых являются следующие:

характеристики арматурной стали (состояние ее поверхности, профилем, диаметр и механические свойства);

характеристики бетона (его возраст, прочность, состав, свойства цементного камня и заполнителей);

технология приготовления бетона;

способ укладки и уплотнения бетона;

условия твердения;

вид напряженного состояния по контакту арматурного стержня с бетоном, а также направления действия усилия в арматурном стержне.

Очевидно, что при прочих равных условиях, увеличение сцепления арматуры с бетоном достигается, главным образом, за счет зацепления поверхности арматуры с бетоном. Поэтому, одним из определяющих факторов, обеспечивающих совместную работу бетона и арматуры является ее профиль.

С начала 90-х годов XX в. в Республике Беларусь начато производство и широкое применение нового, так называемого, серповидного профиля, который соответствует профилю, выпускаемому по немецким нормам DIN 488 [9] и EN-1008 [10]. В отличие от ранее использованного кольцевого профиля (рис.1,а), в серповидном (рис.1,б) поперечные ребра не пересекаются с продольными, что способствует устранению концентраторов напряжений в пересечениях и формированию при прокатке профиля более высоких прочностных свойств при достижении значительных пластических деформаций. Вместе с тем новый профиль имеет несколько худшие показатели критерия Рэма  $f_R$ , (табл.1), характеризующего влияние

параметров периодического профиля арматуры на сцепление с бетоном и принимаемого равным отношению площади смятия к площади контакта арматуры с бетоном:

$$f_R = \frac{F_R}{\pi \cdot d_n \cdot t}, \quad (1)$$

где  $F_R$  – площадь проекции боковой поверхности поперечных ребер на плоскость, перпендикулярную оси арматурного стержня;

$d_n$  – номинальный диаметр стержня;

$t$  – шаг поперечных выступов;

Следует отметить, что в большинстве известные экспериментальные исследования были направлены на определение предельных характеристик сцепления арматурного стержня. При этом, независимо от профиля рифления стержней, предельные напряжения принимаются по некоторому усредненному значению, определенному при использовании предположения о равномерном распределении напряжений сцепления по длине участка анкеровки. В месте с тем, при решении целого ряда практических задач важным является даже не столько величина предельных напряжений сцепления, сколько их распределение по длине арматурного стержня (например, на участках между трещинами).

Цель данной работы заключалась в изучении величин и характера распределения напряжений сцепления по длине стержня для ненапрягаемой арматуры с серповидным профилем при статическом нагружении.

### 1. Методика проведения исследования

В настоящее время существует достаточно много методик по определению напряжений сцепления арматуры, имеющей различные типы профилей. Наиболее часто для определения сцепления арматуры используется следующая схема испытаний: производится вытягивание арматурного стержня из бе-

тонного куба, опирающегося на стальную опорную плиту [2, 6]. На наш взгляд, данная методика не обеспечивает всех реальных условий, возникающих при выдергивании арматуры из бетона. При испытании образца появляются контактные напряжения по границе «бетон – опорная плита», из-за чего наступление предельного состояния может произойти от смятия бетонной призмы в области опирания, а не от исчерпания сцепления арматуры и выдергивания арматурного стержня. Следует также отметить, что в реальных условиях при вытягивании стержня наблюдается деформация поверхности бетона, что не позволяет смоделировать данную схему испытаний.

По нашему мнению, универсальной, наиболее полно моделирующей реальную работу арматурного стержня при выдергивании его из бетона и позволяющей получить точное распределение напряжений сцепления по длине стержня является методика, предложенная Ч.Канканом [8]. На основании математической обработки результатов, полученных в собственных экспериментах Ч.Канканом была предложена эмпирическая зависимость, связывающая напряжения сцепления и перемещения для арматуры периодического профиля, которая имеет следующий вид:

$$f_b = (35 - 0,3x) \Delta^{0,5}, \quad (2)$$

где  $f_b$  – напряжения сцепления (Н/мм<sup>2</sup>);

$x$  – расстояние от центра стержня (мм);

$\Delta$  – локальные перемещения (мм).

Следует отметить, что зависимость (2) не носит универсального характера и не может быть применена для образцов произвольных размеров, а также для оценки результатов, полученных по другим методикам испытаний. Однако в данной работе ее применение обосновано, так как образцы, на которых производились исследования достаточно близки по базовым параметрам к тем, что были использованы для ее получения в работе г-на Канкана [8].

Характеристики сцепления арматуры с бетоном при статическом нагружении растягивающей нагрузкой исследовали для арматуры серповидного профиля Ø28S400. Для проведения эксперимента арматурные стержни, использованные в образцах (рис. 3), были подвергнуты следующей доработке: стержни были распилены вдоль на две части;

в каждой из частей был пропилен паз глубиной 5,0мм и шириной 8,0мм и отфрезерован с чистотой поверхности Rz 20 (рис.4);

посередине каждого стержня было сделано отверстие диаметром Ø8,0мм для установки шпильки, которая служила анкером после бетонирования стержня.

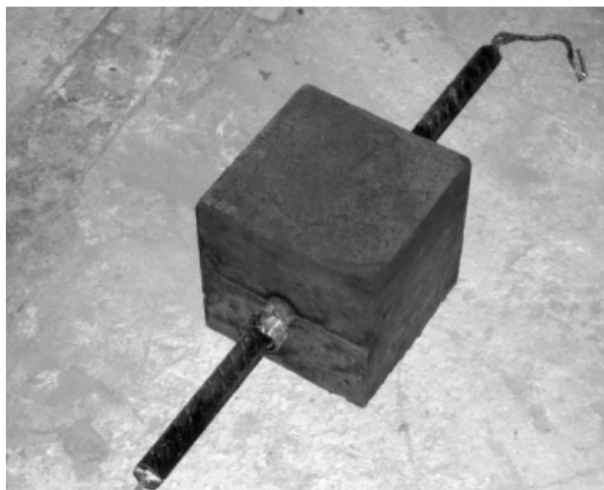


Рис. 3. Экспериментальный образец.

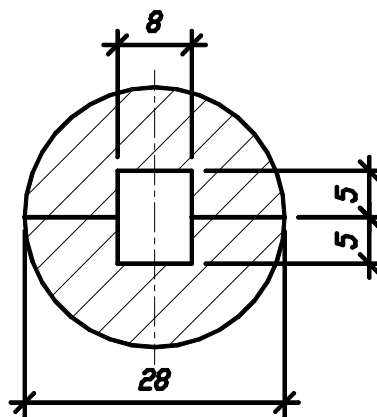


Рис. 4. Поперечное сечение арматурного стержня.

На каждую половину стержня наклеивали по 12 тензорезисторов марки 2ПКБ-10-200Х (по 6 штук в каждую сторону от отверстия). Спустя 24 часа после наклейки производили припайку проводов, которые были выведены примерно на 20-25см за пределы стержня. При проведении испытаний провода соединяли с помощью специальных разъемов с регистрирующей аппаратурой.

Так как испытываемая арматура подлежала бетонированию, то была проведена тщательная гидроизоляция тензорезисторов: вся полость паза стержня была заполнена универсальным силиконом, вулканизующимся под воздействием влажности воздуха. Длительность отверждения силикона – 24 часа.

После гидроизоляции производилась сборка двух половинок стержня с помощью шпильки-анкера с нарезанной с двух сторон резьбой и двух обжимных колец, расположенных в обе стороны от анкера на расстоянии 120мм.

Размер грани поперечного сечения бетонного образца, в котором размещался арматурный стержень, составлял 200мм. Размеры бетонного образца были назначены на основании расчета среднего расстояния  $S_{rm}$  между трещинами, нормальными к продольной оси железобетонного элемента. Такая длина образца позволяет достоверно смоделировать действительную работу растянутой арматуры на участке между двумя трещинами в конструктивных железобетонных элементах. Среднее расстояние  $S_{rm}$  между трещинами, нормальными к продольной оси в растянутых элементах определяются по формулам норм [4].

Было изготовлено и испытано 10 базовых образцов. Бетон, использованный для изготовления образцов, соответствовал классу бетона по прочности на сжатие С16/20 согласно [4]. В качестве вяжущего был выбран портландцемент марки 500Д0, в качестве мелкого заполнителя использовался песок с модулем крупности  $M_{кр}=2,3-2,4$ , в качестве крупного заполнителя – щебень фракции 5-20. Состав бетона приведен в табл. 2.

Таблица 2. Состав бетона (на 1м<sup>3</sup>)

Цемент (Ц), кг	Вода (В), л	В/Ц	Щебень (Щ), кг	Песок (П), кг
440	180	0,41	1100	690

Формование образцов производили вручную при горизонтальном положении арматуры. Для исключения образования раковин и полостей в зоне контакта арматуры с бетоном, бетонную смесь после укладки в металлическую разборную опалубку уплотняли с помощью виброулавки. Образцы твердели в течение 28 суток во влажных условиях (RH100) при температуре  $T=16-18^{\circ}\text{C}$ . Перед испытанием была проведена проверка образцов на наличие усадочных трещин – трещины не были обнаружены. Фактическая средняя прочность бетона

на сжатие определенная по ГОСТ 10180-90 [1] составила 27,3МПа, что близко соответствовало назначенному классу.

Испытание образцов статической растягивающей нагрузкой производили в разрывной машине ИР-5145-500-11 (рис.5). В качестве регистрирующей аппаратуры для фиксации показаний по тензорезисторам применялся автоматический измеритель деформаций (АИД-4). К образцам (непосредственно к арматурному стержню) прикладывали монотонно возрастающее растягивающее усилие ступенями по 10кН вплоть до разрушения бетонной части образца. При этом на каждом этапе приложения нагрузки фиксировались показания по тензорезисторам.



Рис. 5. Экспериментальный образец в разрывной машине ИР 5145-500-11.

## 2. Результаты испытаний

Разрушение образцов во всех случаях происходило в результате хрупкого раскалывания бетонных кубов по следующей схеме: при нагрузке, близкой к предельной, образовывались радиальные трещины, исходящие от арматурного стержня к боковым граням образца на верхней и нижней грани бетонного куба. Затем при незначительном увеличении нагрузки поперечная трещина, проходившая по всем боковым граням, а радиальные трещины, образованные ранее, распространялись по боковым граням. Данное явление подтверждает зависимость поперечного давления, создаваемого профилем при выдергивании, от критерия Рэма, т.е. чем меньшую величину критерия Рэма имеет профиль, тем большее поперечное давление развивается при нагружении [6].

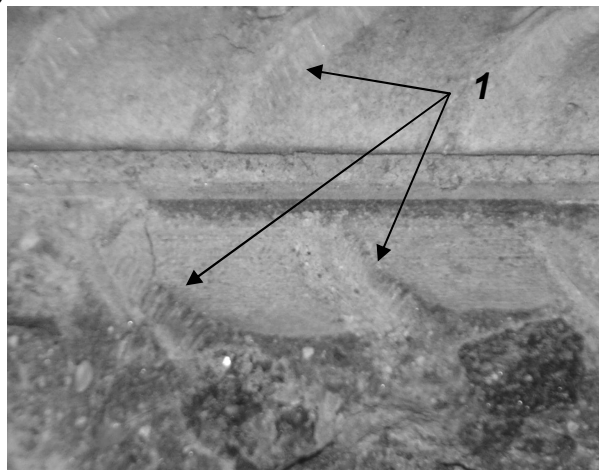
Для изучения характеристик поверхности контакта арматуры с бетоном несколько образцов были доведены до полного разрушения, т.е. до разрыва арматурного стержня. Разрыв стержня произошел в ослабленном сечении стержня (в месте отверстия под анкер) при усилиях в интервале от 300кН до 330кН, что значительно больше, чем усилие, определенное расчетом и соответствующее временному сопротивлению арматурной стали, которое равно 229,5кН для данного стержня с ослаблением под отверстие. Это свидетельствует, очевидно, о перераспределении усилий между арматурой и бетоном и их совместной работе.

На поверхности контакта арматурного стержня с бетоном четко просматривались области местного смятия и среза бетона под выступами профиля, а также образовавшиеся у вершин выступов внутренние трещины, наклоненные под углом  $45 \pm 10^\circ$  к линии действия растягивающего усилия (рис.6). Эти факторы явились основной причиной нарушения сцепления и

в целом соответствуют результатам исследований, полученных в работах [3, 7].

По результатам показаний тензорезисторов при нагружении образцов были получены графики распределения относительных деформаций по длине забетонированного участка стержня (рис. 7).

а)



б)

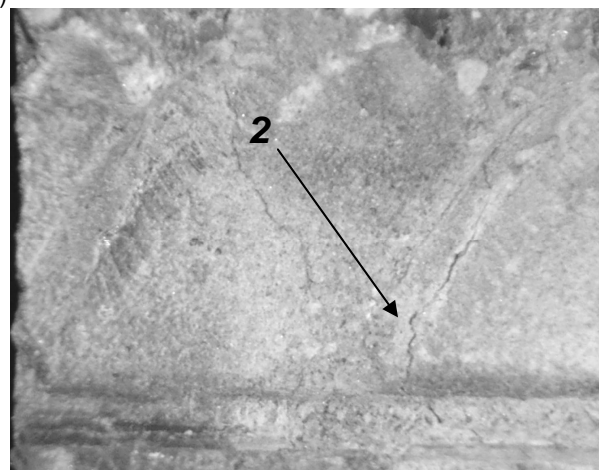


Рис. 6. Поверхность контакта бетона с арматурой

1 – области местного смятия бетона под выступами арматуры; 2 – внутренняя трещина.

Распределение относительных деформаций по длине арматурного стержня, находящегося в бетоне, имеют общие закономерности для всех испытанных образцов. Относительные деформации увеличиваются от минимума, вблизи места установки анкера, в обе стороны к граням образца. Точки с максимальными значениями относительных деформаций располагаются у свободных граней бетонного куба. С увеличением растягивающего усилия происходит одновременное возрастание относительных деформаций, при этом также увеличивается разница в деформациях у анкера и у грани бетонного куба.

Распределение перемещений по длине арматурного стержня (рис. 8) было получено численным интегрированием с использованием графиков распределений относительных деформаций. Точка, в которой располагался анкер, принималась за начало отсчета и перемещения в ней принимались равными нулю. В результате было установлено, что перемещения по длине стержня распределяются по зависимости близкой к линейной, возрастающей от нуля (у анкера) до максимального значения (у грани бетонного куба). Приращение деформаций увеличивалось с возрастанием растягивающей усилия.

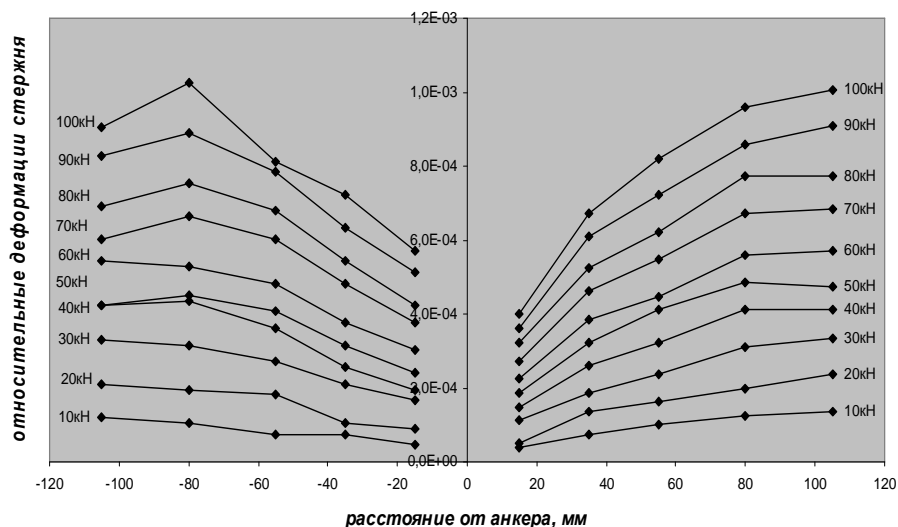


Рис. 7. Графики распределения относительных деформаций по длине забетонированного участка стержня при различных уровнях прикладываемой нагрузки.

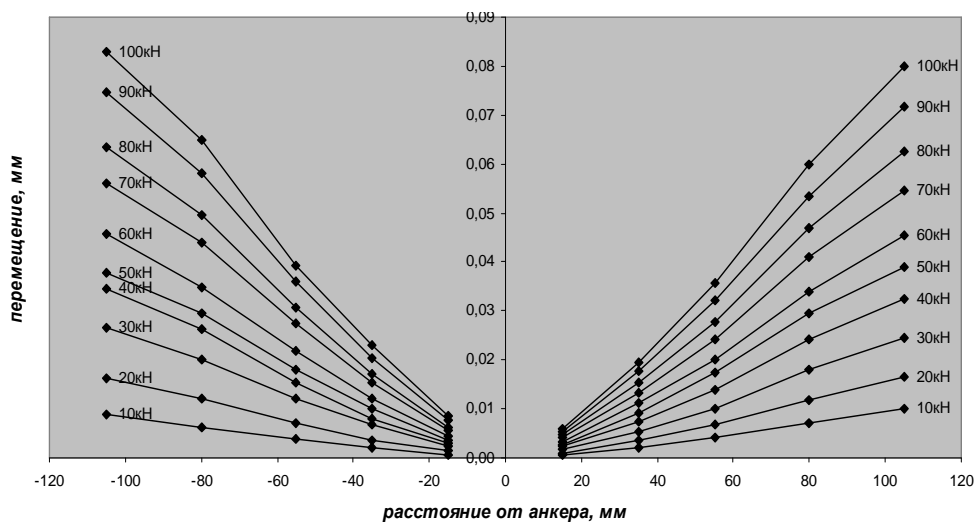


Рис. 8. Графики распределения перемещений по длине забетонированного участка стержня при различных уровнях прикладываемой нагрузки.

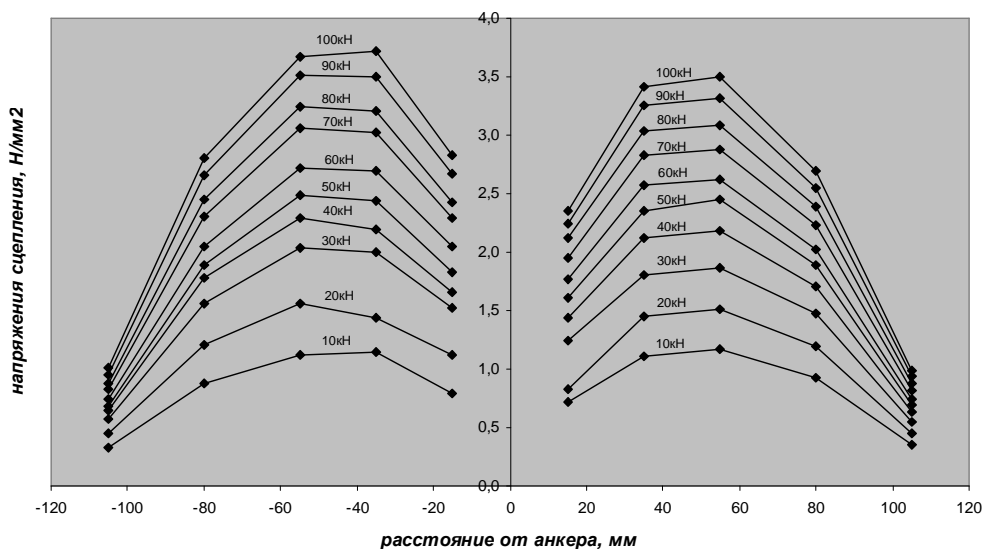


Рис. 9. Графики распределения напряжений сцепления по длине забетонированного участка стержня при различных уровнях прикладываемой нагрузки.

Для определения напряжений сцепления была использована зависимость (2). Графики распределения напряжений сцепления по длине арматурного стержня представлены на рис.9.

Из анализа полученных распределений напряжений сцепления можно установить общие закономерности для всех испытанных образцов.

Во-первых, необходимо отметить, что распределения напряжений сцепления по длине стержня не являются равномерными, а также то, что форма графика распределений сохранялась практически неизменной при всех уровнях прикладываемой нагрузки, что в целом соответствует результатам исследований, полученным в работах [7]. Это положение имеет решающее значение при определении длины анкеровки арматурного стержня в конструкции.

Следует также отметить, что величина напряжений сцепления возрастает с расстоянием от загруженного конца и точка с максимальными значениями располагается примерно в средней трети участка между анкерной точкой и гранью бетонного куба, что аналогично возрастанию напряжений сцепления от края трещины в конструктивных элементах. Максимальные напряжения сцепления, после достижения которых произошло исчерпание сцепления вследствие среза бетонных консолей под выступами арматуры в опытах составили 6,0–6,8Н/мм<sup>2</sup>.

Коэффициенты полноты эпюры напряжений сцепления для данного типа периодического профиля, определенные приведением полученных распределений (рис. 9) к равновеликим равномерным распределениям с ординатой, равной максимальному значению напряжений сцепления, изменяются в пределах 1,31–1,34.

#### Выводы

Примененная методика испытаний позволила в полной мере обеспечить реальные условия работы арматурного стержня при его выдергивании из бетона, смоделировать работу арматуры в бетоне конструкции на участках между трещинами. Анализ характеристик поверхности контактного слоя арматуры с бетоном свидетельствует о том, что основной причиной нарушения сцепления для серповидного профиля является сжатие и срез бетона под поперечными ребрами, а также внутренние трещины, образующиеся у вершин выступов. Из этого можно сделать вывод, что для обеспечения лучшего сцепления для арматуры с данным типом профиля необходимо использовать высокоподвижные бетонные

смеси и производить тщательное уплотнение бетона при выполнении бетонных работ, так как это обеспечивает лучший контакт бетона с арматурной и образование меньшего количества полостей в контактных зонах.

По результате проведенных экспериментальных исследований была установлена величина и характер распределения напряжений сцепления для ненапрягаемой арматуры серповидного профиля при испытаниях на статическое нагружение.

Соотношение между предельными напряжениями сцепления и прочностью бетона на сжатие для данного профиля и диаметра арматуры составляют 0,22–0,24.

*Работа выполнена под научным руководством д.т.н., профессора Тура В.В.*

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ 10180-90. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Издательство стандартов, 1990. – 31с
2. Иващенко Ю.А., Оатул А.А. Методика исследования ползучести сцепления арматуры с бетоном // Сборник научных трудов Челябинского политехнического института. Железобетонные конструкции. Выпуск III. – Челябинск, 1963 – с.65-73.
3. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М.: Стойиздат, 1974. – 232 с.
4. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274с.
5. Стеблов А., Дуброва И., Ленартович Д. Строительная арматура – применение и тенденции развития // Архитектура и строительство. – 2005. – №1.
6. Терин В.Д., Хотько А.А. Анкерующая способность арматуры различных профилей // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений. Сборник научных трудов инженерно-строительного факультета полоцкого государственного университета. – вып. I – Мн.: УП «Технопринт», 2001. – с.344 – 350.
7. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184с.
8. Charles. K. Kankam. Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete // Journal of Structural Engineering. – 1997. – V.123 – p.79-85
9. DIN 488. Betonstahl. Sorten. Eigenschaften. Kennzeichen. – 8p.
10. EN 10080 – 1998. Steel for the reinforcement of concrete. – 46p.

УДК 624.012.45

**Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н.**

### ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА И СИЛ ЗАЦЕПЛЕНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

Согласно п.11.2.20 СНБ 5.03.01-02 поперечную арматуру допускается не устанавливать в плитах высотой менее 300мм и балках высотой до 150мм, при условии обеспечения прочности по поперечной силе. Эти условия охватывают очень узкую область строительных конструкций и, как следствие, в практике строительства встречаются крайне редко. Отчасти это связано с особенностями поведения таких конструкций под нагрузкой.

Попытки понять и оценить работу железобетонных конструкций без поперечного армирования предпринимались с 1869 года и с каждым годом интерес к ним не уменьшается. Отчасти это связано с появлением новых материалов (фиб-

робетоны, высокопрочные бетоны, полимербетоны и т.д.). За эти годы было проведено огромное количество экспериментов. И как показывают результаты испытаний, разрушение железобетонных конструкций без поперечного армирования довольно часто происходит внезапно и хрупко [7, 9, 11].

Наряду с огромным количеством проведенных экспериментов предпринималось не меньшее количество попыток количественно и качественно оценить несущую способность железобетонных элементов с отсутствующей поперечной арматурой при действии перерезывающих сил. Учеными было предложено огромное количество формул и методик для расчета таких элементов, базирующихся на различных подхо-

*Кондратчик Александр Аркадьевич, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета*

*Зубрицкий Николай Николаевич, ведущий инженер Филиала УП «Институт БелНИИС» - «Научно-технический центр». Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.*