

Рисунок 4 – Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчетов по разработанной программе.

- 2.3. рассчитываются усилия в конструктивной арматуре, в напрягаемой арматуре, равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
  3. определяется момент от действия внутренних усилий в сечении с трещиной;
  4. по полученным значениям деформаций, напряжений и моментов строятся зависимости «момент-кривизна» и «момент-приращение напряжения в напрягаемой арматуре».
- В качестве способа приближения к искомой величине был принят метод Ньютона-Рафсона.

### 3. СОПОСТАВЛЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ С РЕЗУЛЬТАТАМИ РАСЧЕТОВ

Результаты расчетов по предложенному деформационно-методу расчета, реализованному в программе, сравнили с результатами испытаний изгибаемых элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Выборка включала 9 самонапряженных балок сечением 10х20 см и длиной 150 см [7], 10 балок сечением 12,8х23 см длиной 308 см и 6 балок сечением 12,8х28,2 длиной 256 см [8]. Балки имели различный коэффициент продольного армирования и разное количество напрягаемой арматуры. Сопоставление опытных и расчетных предельных моментов показаны на рис.3 и представлены в табл. 2.

УДК 624.012.464.4

**Тур В.В., Деркач В.Н., Образцов О.Л., Щербач А.В.**

## ПРИМЕНЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ К РАСЧЕТУ ИЗГИБАЕМЫХ КОМБИНИРОВАННО-НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, НЕ ИМЕЮЩИХ СЦЕПЛЕНИЯ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

### ВВЕДЕНИЕ

Предварительно напряженные конструкции, у которых напрягаемая арматура не имеет сцепления с окружающим ее бетоном, относятся к специфическим конструкциям, для которых практическое применение намного опередило теорию

Статическая оценка предложенной нелинейной модели, выполненная в соответствии с разделом D8 EN1990: 2001 [9] показала, что расчетное значение предельного момента при проектировании конструкций следует вводить с глобальным коэффициентом безопасности:  $\gamma_{sr}=1,71$ .

Сопоставление результатов расчета нормального сечения преднапрягаемых железобетонных элементов полученных по разработанной программе с экспериментальными данными показывает, что расчетная модель адекватно описывает сопротивление элементов (рис. 4).

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования.»-Минск, Стройтехнорм-2002 г.-274 с.
2. Образцов Л.В. Исследование железобетонных предварительно напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном на действие изгибающего момента и поперечной силы. Дис. Канд.техн.наук - Брест, 1980.
3. Мордич А.И., Поляков А.Л., Левашова Н.Б. Сопротивление поперечному изгибу балок с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном / Сб. научн. статей, БелДорНИИ «Строительство и эксплуатация автомобильных мостов», - Минск, 1986 - с. 154-165.
4. Eurocode 2 EN 1992 : 2001 (Final Draft) Design of concrete structures- Part 1 : General rules and rules for building – Brussels-2001-230 p.
5. Alkhari F.M., Naaman A.E. Analysis of Beams Prestressed with Unbonded Internal or External Tendons.// Journ. of Struct. Engrg vol. 119, №9, September.-1993-p.p.2680-2700.
6. Тур В.В., Деркач В.Н., Образцов О.Л., Щербач А.В. Применение деформационной модели к расчету изгибаемых комбинированно напряженных элементов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Вестник БГТУ. Строительство и архитектура №1 (13), 2002 г.
7. Образцов О.Л. Самонапряженные изгибаемые элементы без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Отчет по научно-исследовательской теме ГБ 01/205, Брест, 2001 г., 70 с.
8. Harajli M.H., Kanj M.Y. Service load behavior of concrete members prestressed with unbonded tendons.// Journ. of Struct. Engrg vol. 118, №9, September.-p.p.2569-2589.
9. EN 1990 : 2001 Eurocode 1 : Basis of structural design.

расчета. По конструктивному решению принято рассматривать предварительно напряженные элементы с внешней напрягаемой арматурой, располагаемой вне тела бетонного сечения и элементы, в которых напрягаемые стержни размещают в заранее выполненных каналах без последующего инъ-

**Тур Виктор Владимирович.** Д.т.н., профессор, зав. каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

**Деркач Валерий Николаевич.** К.т.н., зам. директора РУНИиОКП "Научно-технический центр".

ецирования последних цементным раствором. Следует отметить, что создание новых технологий предварительного напряжения, реализованных в системах FREYSSINET (Франция), BBR (Великобритания), DUWIDAG (Германия), PRESKON (США), STRONGHOLD (Великобритания), LEOVA (Германия) и др. открывают широкие перспективы применения таких конструкций при снижении трудоемкости операций по созданию обжимающих усилий.

По сравнению с традиционными предварительно напряженными конструкциями элементами без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном было посвящено значительно меньше исследований, а в силу этого наблюдается относительный дефицит публикаций, относящихся к изучению данной проблемы. При этом, в своем большинстве экспериментальные и аналитические исследования сконцентрированы на определении предельных усилий, воспринимаемых конструкцией при изгибе [1, 2, 8-10, 14] и лишь немногие [7, 11, 12] посвящены эксплуатационной стадии работы. Еще более ограниченное количество опубликованных работ посвящено исследованию конструкций, имеющих т.н. смешанное армирование: арматуру, имеющую сцепление с бетоном (напрягаемую и (или) ненапрягаемую) и арматуру без сцепления.

Применение напрягающего бетона, обладающего помимо способности создавать предварительное напряжение арматуры физико-химическим способом [3], высокими эксплуатационными характеристиками позволяет сформировать новое направление предварительного напряжения – конструкции с **комбинированным предварительным напряжением**. Идея комбинированного предварительного напряжения заключена в следующем. Располагаемая в теле бетона конструктивная и расчетная (продольная и поперечная) арматура преднапрягается на стадии твердения и расширения напрягающего бетона. Однако, как показывают экспериментальные исследования [3] уровня предварительного напряжения, достигаемого на стадии самоупругивания, оказывается в ряде практических случаев недостаточно для обеспечения требуемой трещиностойкости и жесткости конструкции. Поэтому на втором этапе при возведении здания или сооружения выполняют натяжение арматуры, не имеющей сцепления с бетоном. При использовании комбинированного предварительного напряжения появляется возможность снизить величину усилия предварительного напряжения, эффективно использовать свойства высокопрочных сталей, повысить жесткость и трещиностойкость сборных элементов. Следует отметить, что такие конструкции, несмотря на несомненную эффективность, практически не изучались. В настоящей статье представлены некоторые результаты экспериментально-теоретических исследований самоупругиванных изгибаемых элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

## 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ САМОНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

### 1.1. Стадия самоупругивания.

На стадии самоупругивания, когда происходит расширение напрягающего бетона конструктивная арматура, располагаемая у верхней и нижней граней сечения получает удлинение. Величина относительных деформаций на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры в общем случае (см. рис. 1а) определяется согласно [3] по формуле:

$$\epsilon_{s,ce} = \frac{f_{ce,d} \cdot k_{\rho} \cdot k_e}{E_s \cdot \rho_l}, \quad (1)$$

где  $f_{ce,d}$  – расчетное самоупругивание, определяемое в зависимости от марки по самоупругиванию напрягающего бетона в соответствии с [3];

$k_{\rho}$  – коэффициент, учитывающий влияние ограничивающего армирования на величину связанных деформаций напрягающего бетона, определяемый по формуле

$$k_{\rho} = \sqrt{\frac{1,57 \rho_l}{0,0057 + \rho_l}} \quad (2)$$

$k_e$  – коэффициент, учитывающий влияние несимметричного расположения ограничивающей арматуры в сечении на величину связанных деформаций напрягающего бетона, определяемый по формуле [3]:

$$k_e = \left(1 - \gamma \frac{e}{d}\right) \quad (3)$$

$\rho_l$  – коэффициент ограничивающего армирования;

$e$  – эксцентриситет ограничивающей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

$d$  – расстояние от центра тяжести ограничивающей арматуры до наиболее удаленной от нее грани сечения.

В случае, если имеет место симметричное расположение конструктивного армирования  $e = 0$  и  $k_e = 1$ , формула (1) получает вид:

$$\epsilon_{s,ce} = \frac{f_{ce,d} \cdot k_{\rho}}{E_s \cdot \rho_l} = \frac{f_{ce,d}}{E_s \cdot \rho_l} \sqrt{\frac{1,57 \rho_l}{0,0057 + \rho_l}} \quad (4)$$

При установленной по формуле (4) величине связанной деформации  $\epsilon_{s,ce}$  усилие обжатия, действующее на сечение в стадии самоупругивания составит:

$$P_{o,ce} = \epsilon_{s,ce} \cdot E_s \sum_{k=1}^m A_{sk} \quad (5)$$

где  $A_{sk}$  – площадь «К»-го арматурного стержня ограничивающей арматуры.

### 1.2. Стадия обжатия напрягаемой арматурой без сцепления.

При натяжении арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, элемент получает упругое обжатие. При этом величина начальных деформаций в конструктивной арматуре  $A_{s1}$  и  $A_{s2}$ , преднапряженной физико-химическим способом, уменьшится на величину, соответственно  $\Delta\epsilon_{s,ce1}$  и  $\Delta\epsilon_{s,ce2}$  (см. рис. 1б). Изменение деформации может быть рассчитано исходя из упругой схемы работы элемента:

$$\Delta\epsilon_{s,ce_k} = \frac{P_{o,ub}}{E_{cm} A_{c,red}} \pm \frac{P_{o,ub} \cdot e_{ub} \cdot y_{sk}}{J_{c,red} \cdot E_{cm}} = P_{o,ub} \left[ \frac{1}{F_{c,red}} \pm \frac{e_{ub} \cdot y_{sk}}{B_{c,red}} \right], \quad (6)$$

где  $P_{o,ub}$  – усилие обжатия, контролируемое на натяжном устройстве;

$y_{sk}$  – расстояние от центра тяжести бетонного сечения до «i»-го арматурного стержня;

$F_{c,red}$ ,  $B_{c,red}$  – соответственно, осевая и изгибная упругие жесткости приведенного сечения.

Тогда остаточные деформации конструктивной арматуры, располагаемой соответственно у верхней и нижней грани прямоугольного сечения, показанного на рис. 1а, составят:

$$\begin{aligned} \epsilon'_{s,ce1} &= \epsilon_{s,ce1} - \Delta\epsilon_{s,ce1} \\ \epsilon'_{s,ce2} &= \epsilon_{s,ce2} - \Delta\epsilon_{s,ce2} \end{aligned} \quad (7)$$

Соответственно изменятся и усилия в арматуре от расширения напрягающего бетона:

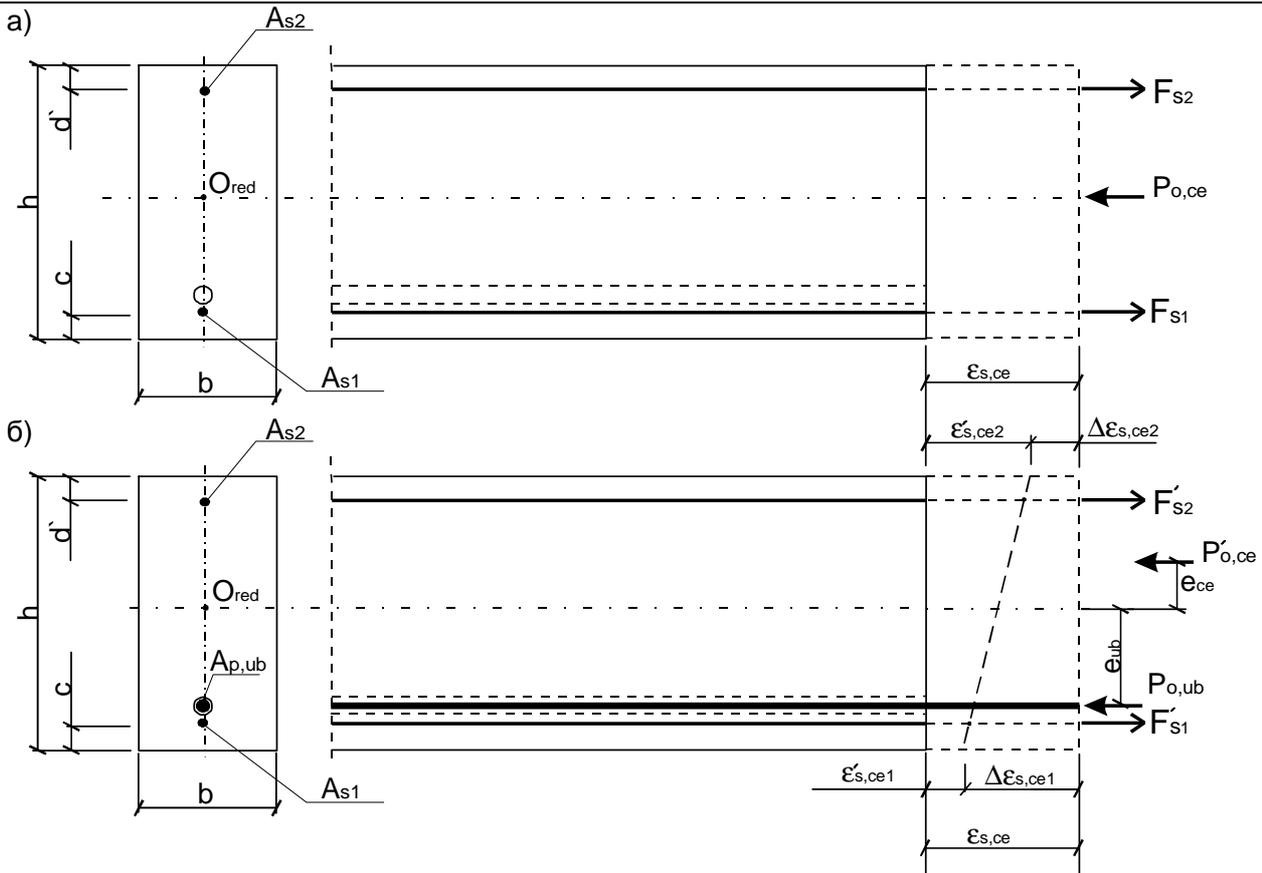


Рисунок 1 – Стадии предварительного напряжения элемента из напрягающего бетона не имеющего сцепления напрягаемой арматуры с бетоном  
 а) стадия самоупрочнения  
 б) стадия натяжения напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном.

$$F'_{s1} = \epsilon'_{s,ce1} \cdot A_{s1} \cdot E_s \quad (8)$$

$$F'_{s2} = \epsilon'_{s,ce2} \cdot A_{s2} \cdot E_s$$

В этом случае начальное усилие самоупрочнения, определяемое как реакция в ограничивающей арматуре изменится на величину  $\Delta P_{o,ce}$ , равную:

$$\Delta P_{o,ce} = P_{o,ce} - (F'_{s1} + F'_{s2}). \quad (9)$$

В свою очередь на величину  $\Delta P_{o,ce}$ , возрастет усилие в напрягаемой арматуре без сцепления. Таким образом, в процессе натяжения арматуры происходит перераспределение усилий между конструктивной арматурой, имеющей сцепление предварительно напряженной физико-химическим способом и арматурой без сцепления с бетоном. При этом, равнодействующая усилия самоупрочнения  $P'_{o,ce}$  будет располагаться с эксцентриситетом, относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 1б)

$$F'_{s1} \cdot y'_s - F'_{s2} \cdot y_s - P'_{o,ce} \cdot e_{ce} = 0$$

отсюда:

$$e_{ce} = \frac{F'_{s1} \cdot y'_s - F'_{s2} \cdot y_s}{P'_{o,ce}}, \quad (10)$$

где  $P'_{o,ce}$  – усилие самоупрочнения после приложения обжимающего усилия  $P_{o,ub}$ , определяемое

$$P'_{o,ce} = F'_{s1} + F'_{s2}. \quad (11)$$

Таким образом, к моменту приложения внешней нагрузки сечение оказывается обжатым усилием самоупрочнения, развиваемым на стадии расширения напрягающего бетона и усилием предварительного напряжения, создаваемого при механическом натяжении арматуры без сцепления с бетоном.

Следует отметить, что на стадии расширения конструктивная арматура, деформируясь совместно с напрягающим бетоном может получать значительные по величине удлинения, которые в последствии, как правило, не компенсируются деформациями упругого обжатия при натяжении напрягаемой арматуры.

Таким образом, к моменту приложения нагрузки в сжатой (при действии изгибающего момента) зоне сечения располагается арматура, в которой действует растягивающее усилие. Здесь необходимо подчеркнуть важное отличие от традиционных предварительно напряженных конструкций, у которых напрягаемая арматура располагается в сжатой при нагружении зоне сечения. В традиционных предварительно напряженных конструкциях предварительное обжатие этой зоны может привести к снижению прочности сечения. В самоупрочненных конструкциях начальные снижающие напряжения, развивающиеся в процессе расширения и формирования структуры напрягающего бетона не снижают величину предельных деформаций материала [3].

### 1.3. Стадия действия внешних нагрузок.

Предлагаемая аналитическая модель для расчета самоупрочненных конструкций без сцепления напрягаемой арматуры при действии усилий от нагрузок базируется на следующих предположениях и допущениях:

1. Для средних (по длине элемента) деформаций считается справедливой гипотеза плоских сечений;
2. Напряжения и относительные деформации для материалов связаны соответствующими диаграммами деформирования (состояния). Используются упрощенные идеализированные расчетные диаграммы согласно [4, 5]: линейно-параболическая – для бетона (см. рис.2а); двухлинейная – для напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном (см. рис.2б); трансформированная диаграмма, учитывающая "tension stiffening effect" – для арматуры, имеющей сцепление с бетоном (см. рис.2в). Аналитические описания диаграмм деформирования приняты в соответствии с требованиями норм [4, 5];
3. По длине пролета балки рассматриваются две характерные области (рис. 3), подобно тому, как это предложено в работе [7]: область (1), длиной  $L_{ex}$ , работающая без трещин в упругой стадии и область (2), длиной  $L_{crx}$ , имеющая нормальные трещины;
4. При расчете сечений, располагаемых в зоне, имеющих нормальные трещины ( $L_{crx}$ ), сопротивление бетона, располагаемого в растянутой зоне не учитывается;
5. Расчет напряжений и деформаций, для сечений, располагаемых в зоне, работающей без трещин ( $L_{ex}$ ) выполняют, используя принципы классической механики для упругого материала.
6. При расчете учитываются дополнительное напряженно-деформированное состояние, вызванное расширением напрягающего бетона.
7. При расчете в первом приближении не учитывается геометрическая нелинейность. Для элементов, у которых напрягаемая арматура без сцепления, располагается в каналах это не вносит дополнительных погрешностей [7].

Учитывая то обстоятельство, что в расчетном (критическом) сечении совместная работа арматуры без сцепления и окружающего бетона не обеспечена, деформации и напряжения в напрягаемых стержнях зависят от полного удлинения бетона на уровне арматуры на длине ее закрепления между анкерами. При расчете балка разделяется на "j" сечений в которых определяют параметры напряженно-деформированного состояния (см. рис.3). Как показано в работах [7, 9] для достижения решения достаточно 10...30 разбиений по длине балки. Удлинение бетона на уровне арматуры  $\delta_p$  определяют численным интегрированием относительных деформаций, установленных из расчета сечений по длине балки. Для участков элемента ( $L_{ex}$ ), работающих без трещин (см. рис. 3) напряжения в арматуре и бетоне рассчитывают исходя из уравнений упругого деформирования согласно [11]:

- напряжения в арматуре, не имеющей сцепления с бетоном:

$$f_{ps,ub} = f_{po,ub} + \frac{\omega \cdot M_{x(i,j)} \cdot e_c}{A_{p,ub} \left( \frac{J_{red}}{A_{red}} + e_c^2 \right) + \frac{J_{red} \cdot E_c}{E_{ps}}} \quad (12)$$

- напряжения в арматуре, имеющей сцепление с бетоном:

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} \left[ \frac{M_{x(i,j)} \cdot (d - y_t)}{J_{red}} - \frac{A_{p,ub} \cdot f_{ps,ub}}{A_{red}} \left( 1 - \frac{e_c \cdot (d - y_t) \cdot A_{red}}{J_{red}} \right) \right] \quad (13)$$

- напряжения в бетоне:

$$f_c = \frac{A_{p,ub} \cdot f_{ps,ub}}{A_{red}} \cdot \left( 1 - \frac{e_c \cdot A_{red} \cdot y_t}{J_{red}} \right) + \frac{M_{x(i,j)} \cdot y_t}{J_{red}} \quad (14)$$

В формулах (11)...(14):

$f_{po,ub}$  - начальное (эффективное) предварительное напряжение в арматуре без сцепления с бетоном;

$M_{x(i,j)}$  - момент в "j"-м расчетном сечении, вызванном действием нагрузки на «i»-м этапе нагружения;

$A_{red}, j_{red}$  - соответственно площадь и момент приведенного сечения (с учетом арматуры, имеющей сцепление с бетоном);

$y_t$  - расстояние от ц.т. приведенного сечения до его наиболее сжатой грани;

$e_c$  - эксцентриситет усилия предварительного напряжения;

$\omega$  - понижающий коэффициент, учитывающий отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и принимаемый в соответствии с рекомендациями [11]. Для элементов, нагруженных двумя сосредоточенными силами в пролете и имеющих линейные напрягаемые стержни без сцепления арматуры с бетоном (что соответствует условиям проведенных опытов)  $\omega=2/3$ .

Относительные деформации бетона на уровне напрягаемой арматуры для сечений, работающих без трещин определяют по рассчитанным из формул (12-14) приращениям напряжений  $\Delta f_{c(k)}$ .

Для сечений располагаемых в зоне, работающей с трещинами ( $M_{x(i,j)} > M_{cr(i,j)}$ ), расчет напряженно-деформированного состояния выполняют с использованием итерационных процедур, учитывая нелинейную работу материалов. Алгоритм расчета представлен в статье [16].

Расчет выполняют в следующей последовательности. Для принятого "i-го" уровня нагружения балки при известной схеме приложения внешних нагрузок определяют положение областей, работающих с трещинами ( $L_{x,cr}$ ) и без трещин ( $L_{x,el}$ ) (см.рис. 3).

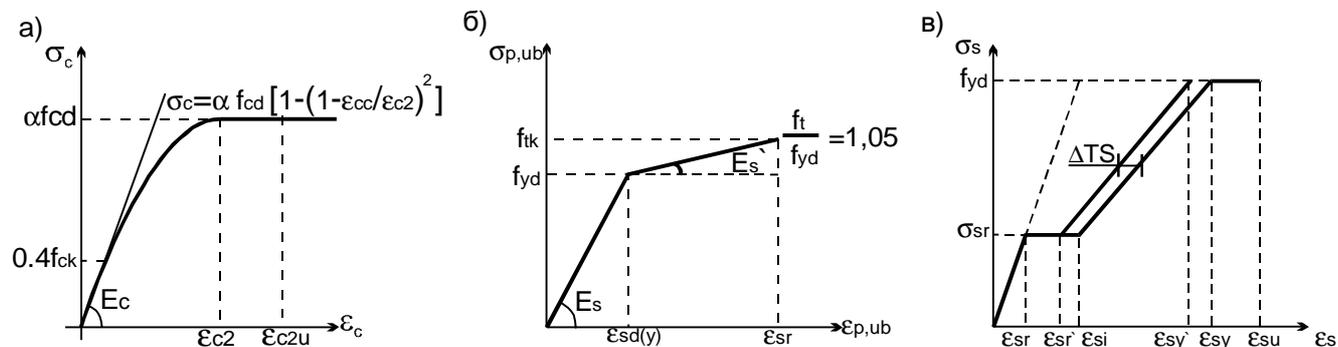


Рисунок 2 – Диаграмма деформирования "σ-ε" для сжатого бетона (а), для напрягаемой арматуры без сцепления (б), для конструктивной арматуры, имеющей сцепление (в).

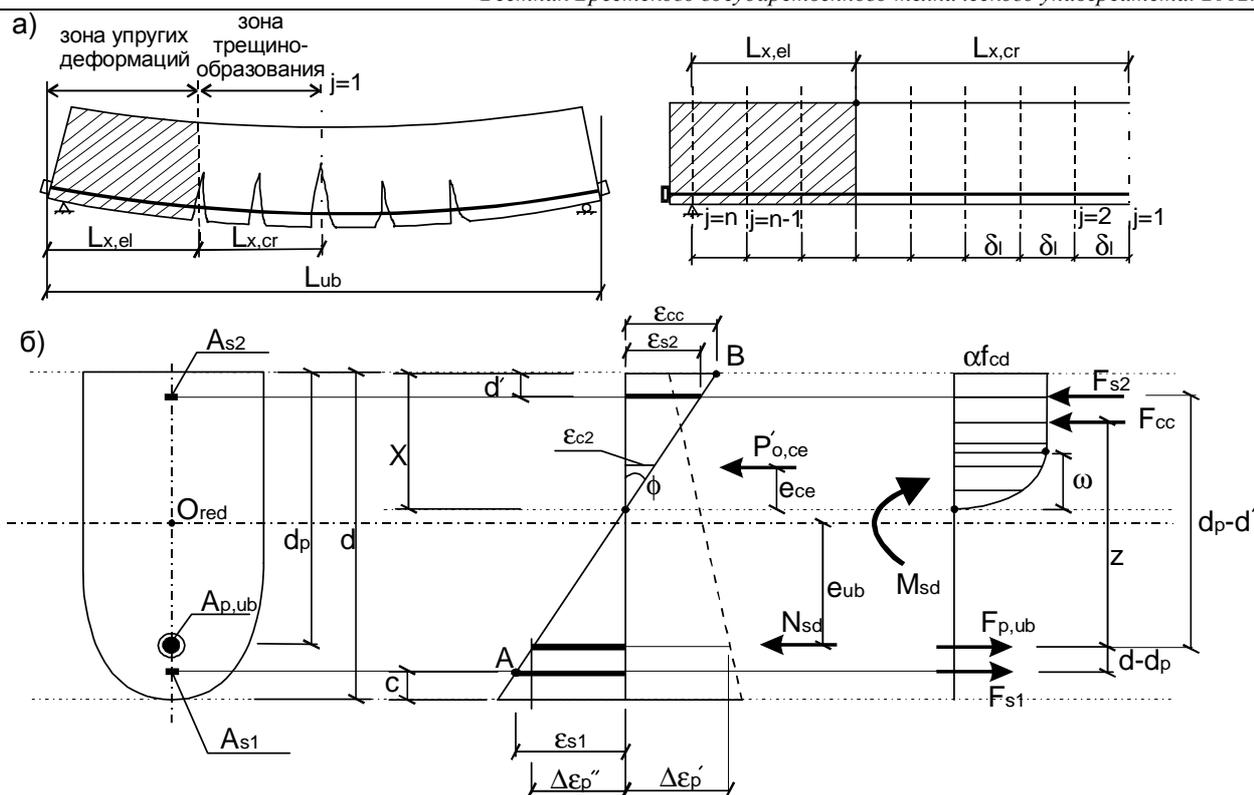


Рисунок 3 – Распределение по длине балки областей работающих в упругой стадии ( $L_{x,el}$ ) и с трещинами ( $L_{x,cr}$ ) (а); схема усилий, действующих в расчетном сечении "j" с трещиной (б).

При расчете деформированного состояния сечений, работающих с трещинами (в области  $L_{x,cr}$ ), использованы положения общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил согласно [4]. При этом, эффект от предварительного напряжения и самонапряжения учитывают в расчетных уравнениях общего деформационного метода частично в уравнениях прочности сечения  $M_{rd}$ ,  $N_{rd}$  (учитывая начальные деформации натяжения в напрягаемой арматуре) и частично в векторе усилий от внешних нагрузок  $N_{sd}$  и  $M_{sd}$  (рассматривая усилие предварительного обжатия  $P_{o,ub}$  и усилие самонапряжения, как внешние обжимающие силы, приложенные к сечению).

В общем случае условия равновесия для сечения "j", пронизанного нормальной трещиной, имеют вид (рис. 1.3.):

$$\begin{aligned} F_{cc} + F_{s2} - F_{p,ub} - F_{s1} &= N_{sd} + P'_{o,ce} \\ F_{cc} \cdot z + F_{s2} \cdot (d_p - d') + F_{s1} \cdot (d - d_p) + P'_{o,ce} \cdot z_{ce} &= M_{sd} \end{aligned} \quad (15)$$

где  $F_{cc}$  – равнодействующая напряжений в бетоне сжатой зоны сечения;

$F_{p,ub}$  – усилие в напрягаемой арматуре без сцепления с бетоном;

$F_{s1}$ ,  $F_{s2}$  – усилия в конструктивной арматуре;

$N_{sd}$  – продольная сила, принимаемая равной суммарному усилию обжатия  $P_{o,ub} + P'_{o,ce}$ .

Равнодействующую усилий в сжатом бетоне для сечения произвольной формы и использовании полной диаграммы деформирования « $\sigma_c - \epsilon_c$ » определяют:

$$F_{cc} = \int_0^x \sigma_c \cdot (\epsilon_c) \cdot b(y) dy. \quad (16)$$

При использовании упрощенной линейно-параболической диаграммы деформирования (см. рис. 2) согласно [4, 5] зависимость между напряжениями и деформациями имеет вид:

$$\sigma_c = f_m \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c(y)}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]. \quad (17)$$

Тогда равнодействующая усилий в сжатом бетоне для данной зависимости (17) определится:

$$F_{cc} = f_m \left\{ \int_0^{\omega} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{E_c(y)}{E_{c2}} \right)^n \right] b(y) dy + \int_{\omega}^x (x - \omega) b(y) dy \right\} \quad (18)$$

или для прямоугольного сечения  $b = \text{const}$  (случай соответствующий условиям опыта):

$$F_{cc} = f_m b \left\{ \int_0^{\omega} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{E_c(y)}{E_{c2}} \right)^n \right] dy + \int_{\omega}^x (x - \omega) dy \right\}. \quad (19)$$

Усилие в растянутой напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, определяют по формуле:

$$F_{p,ub} = \Delta \sigma_{p,ub} \cdot A_{p,ub}, \quad (20)$$

где  $\Delta \sigma_{p,ub}$  – приращение напряжений в напрягаемой арматуре, вызванное действием усилий от внешней нагрузки, приложенной к балке на "i"-ом этапе нагружения, определяемое в общем случае:

$$\Delta \sigma_{p,ub} = f(\epsilon_{pm} + \Delta \epsilon'_p + \Delta \epsilon''_p) - f(\epsilon_{pm}) \quad (21)$$

здесь  $\epsilon_{pm}$  – начальные относительные деформации напрягаемой арматуры с учетом потерь;

$\Delta \epsilon'_p$  - приращение деформаций в напрягаемой арматуре в момент погашения напряжений обжатия  $\sigma_{cp}$  в бетоне на уровне напрягаемой арматуры, рассчитываемые исходя из упругой работы бетона:

$$\Delta \epsilon'_p = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cm}} \quad (22)$$

$\Delta \epsilon''_p$  - приращение относительных деформаций в напрягаемой арматуре после погашения обжатия в бетоне, определяемые исходя из величины заданных на "к"-ой итерации относительных деформаций наиболее сжатой грани бетонного сечения  $\epsilon_{cc}$  (рис. 3):

$$\Delta \epsilon''_p = \frac{d_p - x}{x} \epsilon_{cc} \quad (23)$$

Равнодействующие усилия в конструктивной арматуре, напрягаемой на стадии расширения напрягающего бетона, определяют с учетом начальных деформаций, имеющих место после передачи усилия обжатия:

$$\begin{aligned} F_{s1} &= \Delta \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \\ F_{s2} &= \Delta \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \end{aligned} \quad (24)$$

где  $\Delta \sigma_{s1}$  - приращение напряжений в конструктивной арматуре, напрягаемой при расширении напрягающего бетона:

$$\Delta \sigma_{s1} = f(\Delta \epsilon'_s + \epsilon_{s1}) \quad (25)$$

здесь  $\Delta \epsilon'_s$  - приращение деформаций в ненапрягаемой арматуре в момент погашения усилия обжатия;

$\epsilon_{s1}$  - относительная деформация конструктивной арматуры на "к"-ой итерации;

$\Delta \sigma_{s2}$  - приращение напряжения в арматуре, установленной в сжатой зоне сечения;

$$\Delta \sigma_{s2} = f(\epsilon_{s2}) \quad (26)$$

здесь  $\epsilon_{s2}$  - относительная деформация конструктивной арматуры, установленной в сжатой при нагружении зоне сечения.

Расчет выполняют методом итераций процедуры. При принятых геометрических размерах сечения и физико-механических характеристиках (параметрических точках диаграмм деформирования) материалов задают начальные значения относительных деформаций наиболее сжатой грани сечения  $\epsilon_{cc}$  и растянутой арматуры  $\epsilon_{s1}$ . При заданных относительных деформациях определяют положение нейтральной оси сечения:

$$x = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc} + \epsilon_{s1}} d \quad (27)$$

При установленном положении нейтральной оси определяют значение равнодействующих усилий в сжатом бетоне и арматуре и проверяют условия равновесия в соответствии с алгоритмом [16].

При выполненных условиях равновесия определяют приращение длины стержня арматуры, не имеющей сцепления с бетоном. Для этой цели может быть использовано численное интегрирование. Принимая разбиение балки по длине пролета на участки длиной  $\delta$  удлинение стержня составит:

$$\Delta L = \sum_{j=1}^n \delta \Delta \epsilon_{p,ub,j} \quad (28)$$

где  $\Delta \epsilon_{p,ub,j}$  - приращение относительных деформаций арматуры без сцепления с бетоном в "j"-м сечении при "i"-ом уровне нагружения.

Тогда среднее приращение относительной деформации стержня не имеющего сцепления с бетоном определится:

$$\overline{\Delta \epsilon}_{p,ub} = \Delta L / L_{ub} \quad (29)$$

где  $L_{ub}$  - расстояние между точками закрепления напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном.

Пользуясь диаграммой деформирования для напрягаемой арматуры (см. рис. 26) по установленным значениям приращения относительной деформации, определяют приращение напряжений  $\Delta \overline{\sigma}_{p,ub}$  и проверяют условие:

$$\left| \frac{\Delta \sigma_{p,ub} - \overline{\Delta \sigma}_{p,ub}}{\Delta \sigma_{p,ub}} \right| \leq \Delta \quad (30)$$

где  $\Delta$  - установленная погрешность определения приращения напряжений в арматуре без сцепления с бетоном, которая согласно [7, 11] может быть принята равной 5%.

Если условие (30) не выполняется расчет повторяют, принимая на следующей итерации  $\Delta \overline{\sigma}_{pub} = \overline{\Delta \sigma}_{p,ub}$  и при окончательно установленном распределении деформаций для критического сечения строят зависимость "M-I/r" при очередных этапах нагружения. Прогиб конструкций при установленном законе распределения кривизны может быть определен традиционными методами. В качестве критериев наступления предельного состояния приняты условия достижения предельной сжимаемости бетоном и предельных деформаций арматуры согласно [4, 5]. Предельный момент, воспринимаемый сечением может быть также установлен по зависимости "момент - кривизна" (рис. 6).

В дополнение к традиционным критериям, сформулированным в нормах [4, 5], для конструкций, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, следует дополнительно проверять критерий образования горизонтальной трещины (ветвления нормальной трещины). В соответствии с предложениями В.Н. Деркача [1] названный критерий в случае, когда нормальные трещины располагаются на расстоянии большем, чем h может быть записан в следующем виде:

$$\sigma_y = k \sigma_x \leq f_{ctm} \quad (31)$$

где  $k$  - коэффициент, устанавливаемый в зависимости от высоты сжатой зоны по графику, показанному на рис.4;

$\sigma_x$  - среднее значение нормальных напряжений, действующих в сжатой зоне сечения, определяемые при линейно-параболической эпюре напряжений  $\sigma_x = a_f \chi \sigma_{c,max}$ , где  $a_f = 0,81$ ;

$f_{ctm}$  - средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая в соответствии с требованиями норм [4, 5].

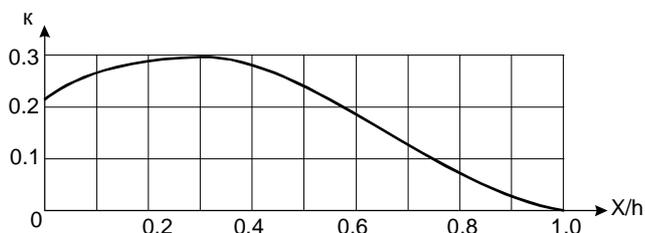


Рисунок 4 - Изменение растягивающих напряжений  $\sigma_y$ , действующих по продольным площадкам в элементах прямоугольного поперечного сечения, в зависимости от высоты сжатой зоны X [1].

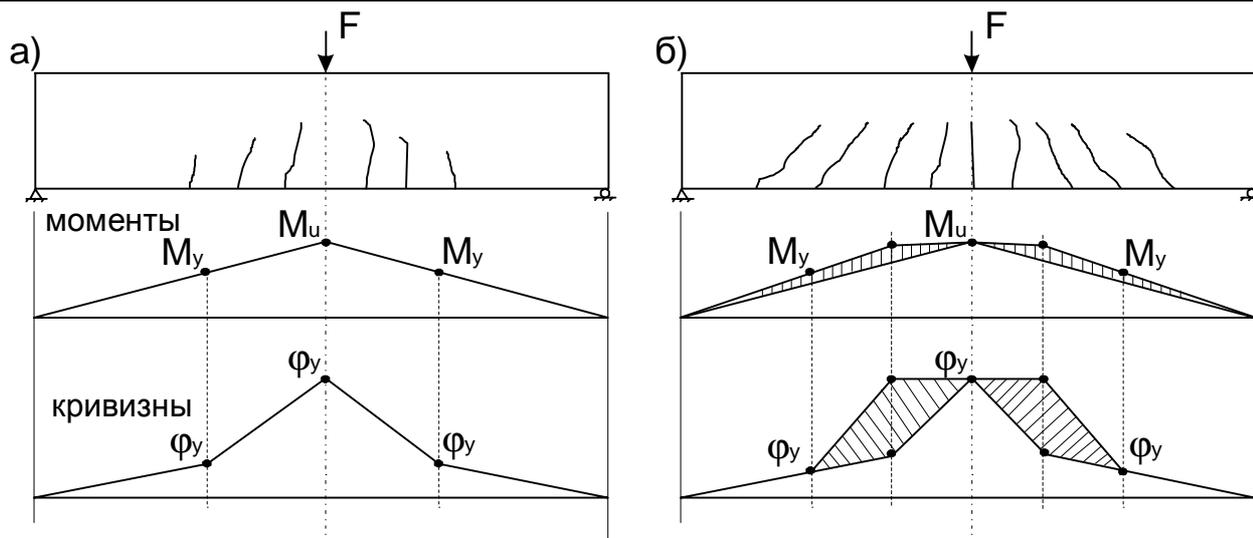


Рисунок 5 – Эпюры моментов и кривизн для элементов не имеющих (а) и имеющих (б) диагональные трещины согласно [7].

Расстояние между нормальными трещинами могут быть определены по нормам [4, 5] для арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Если условие (31) не выполняется следует ожидать ветвление трещин нормального отрыва. В этом случае необходимо проверять условие устойчивости сжатой зоны сечения при внецентренном приложении равнодействующей сжимающих напряжений. Длина бетонного элемента, устойчивость которого проверяется, принимается равной расстоянию между нормальными трещинами [1], а размеры сечения – ширине балки и высоте сжатой зоны. В общем случае равнодействующую напряжений в бетоне сжатой зоны определяют по формуле (16), а её положение относительно нейтральной оси сечения:

$$z = \frac{\int_0^x \sigma_c(\epsilon_c) \cdot b(y) \cdot y dy}{\int_0^x \sigma_c(\epsilon_c) \cdot b(y) dy} \quad (32)$$

Проверку устойчивости сжатой зоны производят как для внецентренно-сжатого бетонного элемента в соответствии с указаниями, изложенными в СНБ 5.03.01 [4].

Расчет напряженно-деформированного состояния балки в критическом сечении может быть выполнен с использованием подхода, предложенного в работе [11]. В соответствии с предложениями М.Н. Нарajли и М.У. Канj [11] приращение относительных деформаций, а соответственно и напряжений, в напрягаемой арматуре следует вводить в условия равновесия с понижающим коэффициентом  $\omega$  учитывающим отсутствие сцепления с окружающим бетоном. В общем случае коэффициент  $\alpha(\omega_k)$  определяют:

$$\alpha(\omega_k) = \frac{\Delta \epsilon_{ps,ub}}{\Delta \epsilon_{ps,b}} \quad (33)$$

где  $\Delta \epsilon_{ps,ub}$  – приращение относительных деформаций напрягаемой арматуры не имеющей сцепления с бетоном;

$\Delta \epsilon_{ps,b}$  – то же, для напрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

По результатам исследований [10, 11] для определения коэффициента  $\omega_k$  для сечения с трещиной предложена следующая зависимость:

$$\omega_c = \omega - 0,5 \left( 1 - \frac{L_0}{L} \right) \left[ \frac{M_{crc}}{M_{x(i,j)}} - \frac{1}{\left( \frac{M_{x(i,j)}}{M_{crc}} - 1 \right) \frac{J_{red}}{J_{cr}} + 1} \right] \quad (34)$$

где  $\omega$  – понижающий коэффициент для элемента работающего без трещин; определяемый согласно [11], зависящий от профиля трассы напрягаемого стержня и способа приложения нагрузки. Для балки нагруженной в третях пролета двумя сосредоточенными силами и при прямолинейных напрягаемых стержнях  $\omega = 2/3$ .

$L_0$  – длина участка пролета с постоянным моментом;

$M_{crc}$  – момент трещинообразования;

$J_{red}, J_{cr}$  – соответственно моменты инерции приведенного сечения, работающего без трещин и после образования трещин на рассматриваемом этапе нагружения.

Расчет при действии нагрузки может быть произведен в соответствии с алгоритмом представленным выше. При этом в уравнениях равновесия следует учесть приращение напряжений в напрягаемой арматуре, определенных по величине приращений относительных деформаций уменьшенных при помощи коэффициента  $\omega_k$  по ф. (34).

При наличии в приопорной зоне диагональных трещин влияние среза может быть учтено в соответствии с приложениями [7] путем введения дополнительного момента  $\Delta M_{sh(i,j)}$ , обусловленного действием перерезывающих сил при трансформации исходной эпюры моментов, как это показано на рис.5.

В этом случае дополнительный момент, обусловленный срезом, определяется по формуле:

$$\Delta M_{sh(i,j)} = V_{x(i,j)} \cdot e_{v(i,j)} \quad (35)$$

где  $V_{x(i,j)}$  – поперечная сила в “j”-м сечении, действующая на “i”-ом уровне нагружения;

$e_{v(i,j)}$  – эксцентриситет поперечной силы  $V_{x(i,j)}$  определяемый из условия:

$$\frac{e_{v(i,j)}}{d_z} = \frac{1}{\tan \theta} - \frac{\eta_{(i,j)}}{2} \left( 1 / \tan \theta + \frac{1}{\tan \gamma} \right) \geq 0 \quad (36)$$

при

Таблица 1 – Основные характеристики и предельные моменты для опытных балок, принятых при анализе расчетной модели.

автор	Обозначение балки		Тип нагружения	Напряг. ар-ра $A_{sp,ub}$ , см <sup>2</sup>	Ненапряг. ар-ра $A_s$ , см <sup>2</sup>	Бетон, $f_c$ , МПа	$f_{p,ub}$ , МПа	предн. $f_{p,ubo}$ , МПа	$f_{yd}$ , МПа	$M_{uex}$ , кНм
	серия	маркировка								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Образцов О.Л.	I	БН-А-I-1	2; 1/3L*	1Ø12 1,131	4Ø4 0,5	37	966	550	240	21,2
		БН-А-I-2						450	240	20,3
		БН-А-I-3						450	240	22,0
	II	БН-А-II-1	2; 1/3L	1Ø12 1,131	4Ø4,2Ø6 1,0			450	240	24,7
		БН-А-II-2						530	240	32,2
		БН-А-II-3						550	240	29,2
	III	БН-А-III-1	2; 1/3L	1Ø12 1,131	4Ø4,2Ø8 1,5			525	240	31,0
		БН-А-III-2						560	240	34,2
		БН-А-III-3						610	240	30,2
Нараджи М.Н., Канж М.У. [11]	2	PPIR2-3	2; 1/3L	(1Ø7); 0,385	(2Ø10); 1,57	42,23	1483,5	862,5	583	32,6
		PPIR2-0	1; 1/2L	(1Ø7); 0,385	(2Ø10); 1,57	41,95	1483,5	828	556	33,3
		PP2R2-3	2; 1/3L	(2Ø7); 0,77	(2Ø12); 2,26	42,16	1483,5	879,5	405	47,2
		PP2R2-0	1; 1/2L	(2Ø7); 0,77	(2Ø12); 2,26	38,10	1483,5	872,8	411	45,9
		PP3R2-3	2; 1/3L	(3Ø7); 1,15	(2Ø14); 3,08	42,57	1483,5	887	555	70,5
		PP3R2-0	1; 1/2L	(3Ø7); 1,15	(2Ø14); 3,08	44,44	1483,5	918	557	75,8
	3	PP2R3-3	2; 1/3L	(1Ø7); 0,385	(2Ø10); 1,57	43,2	1483,5	952,2	361	22,6
		PP2R3-0	1; 1/2L	(1Ø7); 0,385	(2Ø10); 1,57	43,8	1483,5	938,4	285	22,0
		PP3R3-3	2; 1/3L	(2Ø7); 0,77	(2Ø12); 2,26	43,2	1428,3	883,2	495,7	39,9
		PP3R3-0	1; 1/2L	(2Ø7); 0,77	(2Ø12); 2,26	39,0	1428,3	897	516	42,5
		PP3R3-3	2; 1/3L	(1Ø5); 0,196	(2Ø6); 0,57	44,4	1607,7	1014,3	276	9,3
		PPIR3-0	1; 1/2L	(1Ø5); 0,196	(2Ø6); 0,57	41,7	1607,7	993,6	276	8,0
		PP2R3-3	2; 1/3L	(2Ø7); 0,77	(2Ø6); 0,57	46,92	1483,5	859	276	20,
		PP2R3-0	1; 1/2L	(2Ø7); 0,77	(2Ø6); 0,57	38,64	1428,3	872,8	276	18,6
		PP3R3-3	2; 1/3L	(3Ø7); 1,15	(2Ø6); 0,57	46,58	1428,3	879,7	276	25,7
		PP3R3-0	1; 1/2L	(3Ø7); 1,15	(2Ø6); 0,57	41,27	1428,3	845,25	276	26,6

Примечание: \* первая цифра – количество сосредоточенных сил; вторая – расположение их в пролете (например: 1/3L – в третях пролета)

$$\eta_{(i,j)} = \frac{V_{sw(i,j)}}{V_{x(i,j)}} = \frac{V_{x(i,j)} - V_{c,rd(i,j)}}{V_{x(i,j)}} \quad (37)$$

$$d_z \approx 0,9d$$

здесь:  $V_{c,rd(i,j)}$  - поперечная сила в "i"-ом сечении, воспринимаемая бетоном и определяемая как для элемента не имеющего поперечного армирования согласно [4, 5];

$\theta$  угол наклона диагональной трещины, принимаемый в пределах 38°...41°;

$\gamma$  угол наклона отогнутой арматуры.

## 2. СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ С ОПЫТНЫМИ ДАННЫМИ.

Для проверки положений предложенной расчетной модели было выполнено сравнение результатов расчетов с опытными данными, полученными при испытаниях самонапряженных балок прямоугольного сечения с напрягаемой арматурой, не имевшей сцепления с бетоном. Конструкция опытных балок, данные о характеристиках свойств материалов и методика проведения испытаний подробно представлены в работе [15]. В дополнение к результатам собственных исследований для анализа использовали данные испытаний балок со смешанным армированием приведенные в работе [11]. Основные данные балок, принятые при расчетах приведены в табл.1.

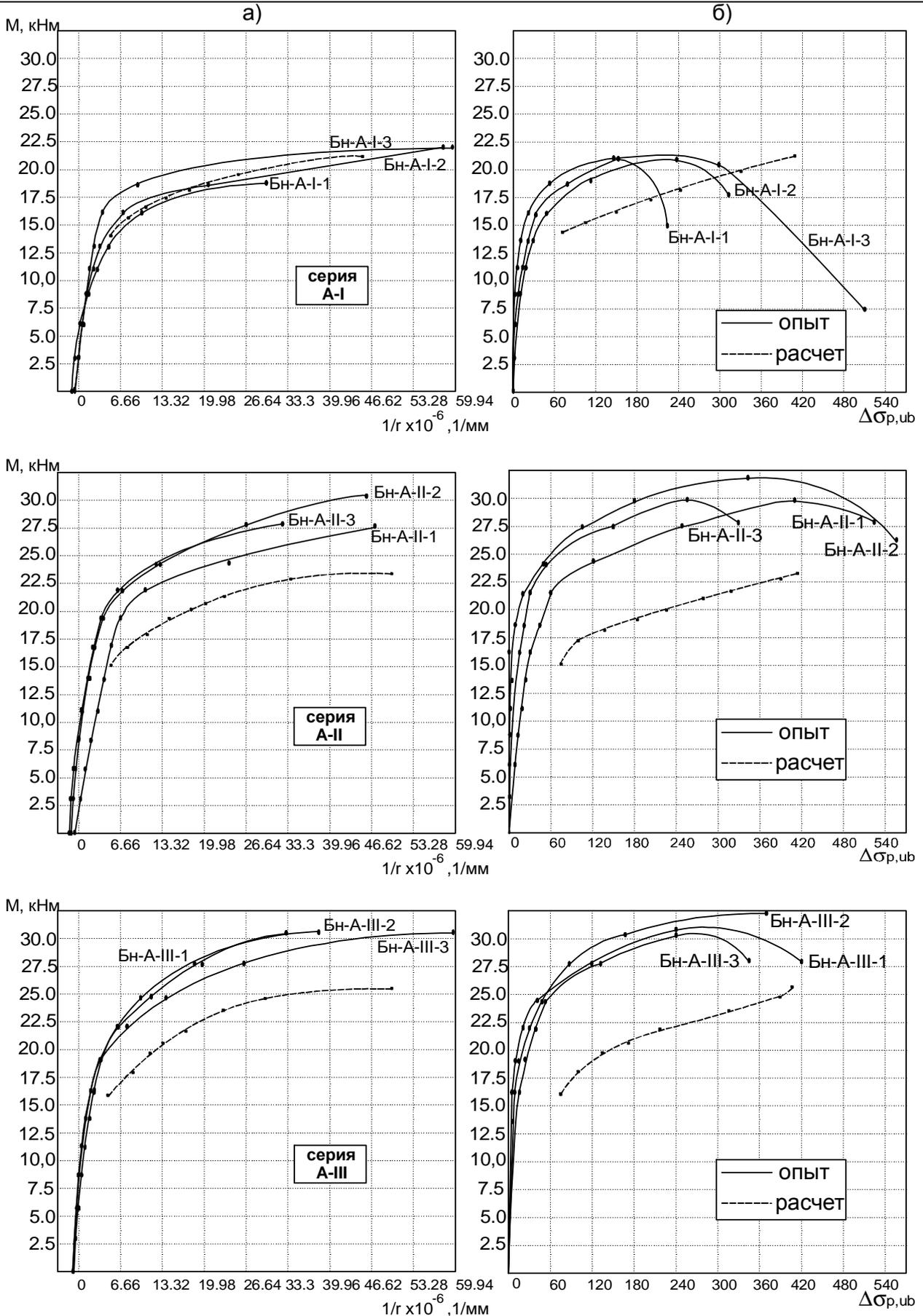


Рисунок 6 – Опытные и расчетные зависимости " $M-l/r$ " (а) и " $M-\Delta\sigma_{p,ub}$ " (б) для балок из напрягающего бетона (опыты инженера О.Л. Образцова).

Таблица 2 – Сравнение опытных ( $M_{ex}$ ) и расчетных ( $M_{th}$ ) предельных моментов для анализируемых балок.

№ п/п	Обозначение балки	Предельные моменты, кНм			$M_{u,ex}/M_{u,th}$	
		опытные $M_{u,ex}$	теоретический $M_{u,th}$		(3)/(4)	(3)/(5)
			По предл. методике	По методике [11]		
1	2	3	4	5	6	7
1.	PP2R3-3	22,6	23,64	21,30	0,957	1,060
2.	PP2R3-0	22,0	22,08	20,70	0,996	1,060
3.	PP3R3-3	39,9	32,63	31,40	1,220	1,270
4.	PP3R3-0	42,5	34,33	37,20	1,237	1,142
5.	PP1R3-3	9,3	11,70	8,30	0,745	1,120
6.	PP1R3-0	8,0	11,41	8,31	0,701	0,962
7.	PP2R3-3	20,0	20,15	17,30	0,992	1,156
8.	PP2R3-0	18,6	19,16	17,80	0,970	1,040
9.	PP3R3-3	25,3	26,36	21,20	0,960	1,190
10.	PP3R3-0	26,6	24,96	22,30	1,065	1,192
11.	PP1R2-3	32,6	32,92	28,70	0,990	1,135
12.	PP1R2-0	33,3	32,25	27,90	1,032	1,197
13.	PP2R2-3	47,2	42,55	40,34	1,109	1,170
14.	PP2R2-0	45,9	41,38	40,12	1,109	1,144
15.	PP3R2-3	70,5	64,20	62,11	1,098	1,135
16.	PP3R2-0	75,8	64,50	62,70	1,175	1,208
17.	A-I-1	21,2	21,02	19,27	1,008	1,100
18.	A-I-2	20,3	20,97	19,37	0,968	1,048
19.	A-I-3	22,0	20,97	19,37	1,049	1,136
20.	A-II-1	29,7	23,20	21,30	1,280	1,394
21.	A-II-2	32,2	23,20	22,40	1,387	1,437
22.	A-II-3	29,2	23,40	22,40	1,247	1,303
23.	A-III-1	31,0	25,10	24,12	1,230	1,285
24.	A-III-2	34,2	25,10	24,12	1,362	1,418
25.	A-III-3	30,2	25,25	25,10	1,196	1,203
					$\bar{\lambda}=1,108$	1,147

Результаты расчетов по предложенной деформационной модели, а также по методикам, приведенным в работах [7, 11] представлены в табл. 2. На рис.6 показаны для сравнения расчетные и опытные зависимости «момент-кривизна» ( $M-I/r$ ) и «момент-приращение напряжений в напрягаемой арматуре без сцепления» ( $M-\Delta\sigma_{pub}$ ), полученные при испытаниях балок из напрягающего бетона, в исследованиях инженера О.Л. Образцова. Как видно из приведенных графиков (рис.6) расчетная деформационная модель в целом адекватно описывает сопротивление изгибаемого элемента действию изгибающих моментов. Вместе с тем в соответствии с данными, полученными из расчетной модели значения предельных моментов для самонапряженных балок, оказываются несколько меньше, чем опытные значения, а приращения напряжений в арматуре без сцепления напротив – растут более интенсивно. Это следует связывать в первую очередь с ошибками моделирования при выборе аналитического описания диаграммы деформирования для напрягающего бетона и назначения ее параметрических точек. В соответствии с изложенными выше положениями при расчетах была использована линейно-параболическая диаграмма деформирования бетона для которой значения параметрических точек принимали в соответствии с нормами [4, 5], как для обычных бетонов на портландцементном вяжущем ( $\epsilon_{r2}=2,2\%$ ;  $\epsilon_{ru}=3,5\%$ ). Кроме того, к ошибкам моделирования приводит и использование эмпирической зависимости (34). С целью определения ошибки моделирования использовали методику, приведенную в EN1990:2001 [6]. Условия метода предельных состояний при расчетах прочности с использованием нелинейной модели принимали согласно [4,5]. Сравнение опытных и расчетных значений предельных изгибающих моментов для опытных

балок (см. табл.2) в графической интерпретации представлено на рис. 7.

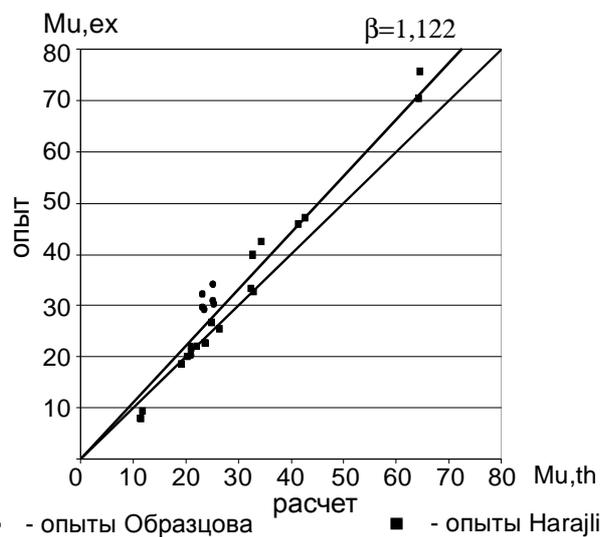


Рисунок 7 – Сравнение опытных ( $M_{u,ex}$ ) и расчетных ( $M_{u,th}$ ) предельных моментов для анализируемых балок.

Как видно из данных представленных в табл.2 и на рис.7 предложенная расчетная модель дает достаточно хороший результат при определении предельных моментов ( $\bar{\lambda}=1,086$  при  $V_x=18,6\%$ ; для сравнения: в соответствии с предложениями [11]:  $\bar{\lambda}=1,147$  при  $V_x=19,3\%$ ). Вместе с тем, в отличие от модели [11], предложенный алгоритм расчета позволяет

определять характер разрушения изгибаемого элемента, и в частности, установить возможность появления горизонтальных трещин (ветвления трещин нормального отрыва). По результатам статистической оценки модели в соответствии с методикой EN1990:2001 [6] получено, что при расчетах прочности для конструкций не выше второго класса надежности следует использовать коэффициент безопасности  $\gamma_{sr}=1,7$ .

### 3. ВЫВОДЫ

1. Предложенная деформационная модель для расчета комбинированно-напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном адекватно описывает их сопротивление действию нагрузок. Наблюдаемые отклонения в опытных и расчетных значениях предельных усилий следует связывать главным образом с ошибками при моделировании характеристик свойств материалов, используемых в расчетах и применением эмпирических коэффициентов.

2. При расчете прочности нормальных сечений по предложенной нелинейной деформационной модели следует использовать коэффициент безопасности  $\gamma_{sr}=1,7$ .

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Васильев П.И., Залесов А.С., Рочняк О.А., Образцов О.Л., Деркач В.Н. Рекомендации по расчету железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном. Москва – Санкт-Петербург – Брест, 1993.
2. Образцов Л.В. Исследование железобетонных предварительно напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном на действие изгибающего момента и поперечной силы. Дис. Канд.техн.наук - Брест, 1980.
3. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона.-изд. БПИ, 1997, Брест - 240 с.
4. СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования.»-Минск, Стройтехнорм-2002 г.- 274 с.
5. Eurocode 2 EN 1992 : 2001 (Final Draft) Design of concrete structures- Part 1 : General rules and rules for building – Brussels-2001-230 p.
6. EN 1990 : 2001 Eurocode 1 : Basis of structural design.
7. Alkhari F.M., Naaman A.E. Analysis of beams prestressed with unbonded internal or external tendons.// Journ. of Struct. Engrg.-vol. 119, №9, 1993-p.p.2680-2700.
8. Al-Zaid R.Z., Naaman A.E., Nowak A.S. Partially prestressed composite beams under sustained and cyclic loads.// Journ. of Struct. Engrg.-vol. 114, №2, 1988-p.p.269-291.
9. Harajli M.H., Hijazi S. Evaluation of the ultimate steel stress in partially prestressed concrete members.// PCI Journ.-vol. 36, №1, 1991-p.p.62-68.
10. Teo T.P. Experimental study of the behavior of simply supported unbonded post-tensioned one-way slabs.// MSc thesis, University of Waterloo-Waterloo, Canada, 1975-273 p.
11. Harajli M.H., Kanj M.Y. Service load behavior of concrete members prestressed with unbonded tendons.// Journ. of Struct. Engrg.-vol. 118, №9, 1993-p.p.2569-2589.
12. Branson D.E., Trost H. Unified procedures for predicting the deflection and centroidal axis location of partially cracked non-prestressed and prestressed concrete members.// ACI Journ.-vol.72, №2, 1982-p.p. 119-130.
13. Recommendation for concrete members prestressed with unbonded tendons.// ACI 423, 3R-89-Amer.Concr.Inst., Detroit, Mich.
14. Moon J.H., Burns N.H. Flexural behavior of member with unbonded tendons.// Journ. of Struct. Engrg.-vol. 123, №8, 1997-p.p.1087-1101.
15. Образцов О.Л. Самонапряженные изгибаемые элементы без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Отчет по научно-исследовательской теме ГБ 01/205, Брест, 2001 г., 70 с.
16. Образцов О.Л., Щербач А.В. Основы деформационного метода расчета конструкций без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и его компьютерная реализация. Вестник БГТУ. Строительство и архитектура №1 (13), 2002 г.

УДК 624.157.2

**Пчелин В.Н., Шляга Н.П., Щербач В.П.**

## СПОСОБ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЙ БЕЗОТКАЗНУЮ РАБОТУ ДИЗЕЛЬ-МОЛОТОВ

При погружении сваи в слабые грунты в начальный момент забивки отказ сваи может превышать максимально допустимый отказ 18...30 см (см. [1], с.88) , обеспечивающий устойчивый запуск и работу дизель-молота, что приводит к отказам (остановке) дизель молота, снижающих его производительность.

Кроме того, наличие больших начальных отказов сваи может привести к значительным отклонениям сваи от проектного положения, обуславливая низкую точность работ.

В совокупности, вышесказанное определяет низкую эффективность процесса забивки свай дизель-молотами.

В известной строительной практике для уменьшения отказа сваи в начальный момент забивки увеличивают ее массу

путем заливки в полость сваи жидкости [2]. Увеличение массы сваи приводит к уменьшению соотношения масс ударной части молота и сваи, что, в свою очередь, приводит к снижению К.П.Д удара молота, обуславливая уменьшение отказа сваи. Однако данное решение характеризуется сложностью производства работ, которая определяется необходимостью подключения сваи посредством шлангов к емкости с жидкостью, нагнетания жидкости насосом в полость сваи в начале забивки и последующей откачки жидкости по мере погружения сваи. При этом для реализации способа необходима специальная, сложная конструкция полый сваи. Указанные недостатки не позволяют обеспечить широкое применение известного способа в строительстве.

**Пчелин Вячеслав Николаевич.** Доцент каф. технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.

**Шляга Николай Петрович.** Студент строительного факультета Брестского государственного технического университета.

**Щербач Валерий Петрович.** Доцент каф. технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224107, г. Брест, ул. Московская, 267.