

- ных работ, следует сопровождать анализом изоповерхностей целевой функции.
- Методика построения изоповерхностей может осуществляться слепым поиском независимо от вида целевой функции и типа пространственной засечки. Изоповерхности близкие к шару или эллипсоиду позволяют судить об обусловленности матриц Гессе.
  - Пространственные линейные засечки должны решаться с применением штрафных функций, с целью нахождения глобального минимума.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Герасименко, М.Д. Проектирование и обработка измерений с применением собственных значений матриц / М.Д. Герасименко. – Владивосток, 1982. – 224 с.

- Гантмахер, Ф.Р. Теория матриц / Ф.Р.Гантмахер – М.: Наука, 1967. – 578 с.
- Грищенко, Е.В. Решение, уравнивание и оценка точности пространственных геодезических засечек методом Lp-оценок / Е.В. Грищенко, Л.Ф. Зуева, Н.В. Синякина // Вестник Брестского госуд. ун-та. – 2007. – №5(47): Физика, математика, информатика. – С. 49–50.
- Мицкевич, В.И. Математическая обработка геодезических сетей методами нелинейного программирования / В.И.Мицкевич – Новополоцк: Полоцкий госуд. ун-т, 1997. – 64 с.
- Химмельблау, Д.М. Прикладное нелинейное программирование / Д.М. Химмельблау: пер. с англ. – М.: Мир, 1975. – 534 с.

29.01.10

#### BUDO A.Y., ZUEVA L.F., KREJDA N.N., SINIAKINA N.V. Quality analysis of projected planned and spatial breaking geodetic nets on the basis of equation calculation methods

Two trends of research are considered in the article.

1) About precalculation of spectral number of conditionality for symmetric correlation matrixes. The number of conditionality plays a main role at an estimation of results of the decision of systems of the equations irrespective of as we apply it with use of own values of matrixes. The decision of an algebraic problem of own values play a fundamental role not only in the theory of matrixes, but also in many other things areas, as mathematics, and in applied sciences. Development of recurrent formulas for the decision of a task in view allows to automate calculation of number of conditionality. However, it is possible only for some correlation matrixes.

2) Analysis isosurface of criterion function for spatial geodetic notches in three-dimensional system of coordinates. It is considered the basic methods of the analysis and the decision of a task for spatial notches. The technique of construction isosurface in three-dimensional system of coordinates in four-dimensional space is offered. The method of penal functions, by a universal method solving the task possessing property of a duality is offered.

624.012

. .

**Введение.** В настоящее время в связи с переходом на строительство монолитных каркасов, особенно в высотном строительстве, актуальным является выполнение предварительного напряжения перекрытий в построечных условиях. Для этих целей широко применяют постнапряженные конструкции с натяжением напрягающих элементов на бетон.

Введение в Республике Беларусь европейских норм проектирования, или так называемых «Конструктивных Еврокодов» (Structural Eurocodes), требует разработки Национальных Приложений, в рамках которых должны быть определены национальные параметры и требования к расчетам (National Determined Parameters, NDP).

Нормирование приращений в напрягаемой арматуре без сцепления с бетоном в предельной стадии – одно из этих требований. Следует отметить, что в отличие от норм ряда стран и предложений отдельных исследователей, EN1991-1-1[12] рекомендует принимать постоянное значение  $\Delta f_{ps} = 100 / \sigma_p^2$ . В представленной статье рассмотрены и проанализированы предложения и рекомендации различных норм и исследователей на фоне опытных данных, а также сформулированные теоретические предпосылки, рекомендуемые для расчета приращений напряжений в арматуре без сцепления на основе модифицированной блочной модели.

**1. Анализ предложений по расчету изгибаемых предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.** При отсутствии сцепления арматуры с окружающим бетоном приращение напряжений в арматуре от действия эффектов от нагрузки распределяется одинаково по всей длине стержня. Это обстоятельство изменяет характер трещинообразования элементов, ведет к увеличению прогибов и ширины раскрытия

трещин. При этом разрушение таких элементов происходит, как правило, при меньших нагрузках в результате раздавливания бетона сжатой зоны. Прочностные свойства напрягаемой арматуры зачастую оказываются недоиспользованными [4].

Несмотря на то, что бетонные элементы, подвергаемые предварительному обжатию арматурой без сцепления с бетоном, в большинстве случаев имеют конструктивное армирование, его в большинстве случаев не учитывают в расчетах. Вместе с тем, если часть арматуры (напрягаемой или ненапрягаемой) имеет сцепление с бетоном, это может существенно повлиять на характер трещинообразования и разрушения такого элемента.

Чтобы оценить сопротивление элемента со смешанным армированием в предельном состоянии, необходимо определить прирост напряжений в свободной арматуре (арматуре, не имеющей сцепления с бетоном).

Согласно Politalski [14], польские нормы [13] и Eurocode 2 [12] рекомендуют принимать прирост напряжений в арматуре без сцепления в предельном состоянии равным 100МПа. Аналогичное значение было принято и в старых американских нормах ACI 318-63. Актуальное издание этих норм [11] рекомендует рассчитывать величину приращения напряжений как зависимость от трех параметров: прочности на сжатие бетона, коэффициента армирования преднапряженной арматурой и отношения пролета к высоте элемента.

$$\Delta f_{ps} = 70 + f_c' / (100 \cdot \rho_p) \leq 420 \quad L/d_p \leq 35$$

$$\Delta f_{ps} = 70 + f_c' / (300 \cdot \rho_p) \leq 200 \quad L/d_p > 35 \text{ .(1)}$$

Очевидно, что уравнения, предлагаемые ACI [11], позволяют обеспечить прирост напряжений в предельной стадии в достаточно

*Тур Светлана Александровна, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.*

широком диапазоне от 70 до 420 МПа, что можно считать как и опасным, так и консервативным результатом по сравнению с требованиями европейского стандарта.

Важно отметить, что положения АСІ [11] опираются на большое количество испытаний и значительный опыт в изготовлении конструкций подобного класса.

В работах А.И. Хачатряна и В.Б. Титуса [10, 7] по исследованию предварительно напряженных плит без сцепления арматуры с бетоном указывается на равномерное распределение приращения напряжений  $\sigma_{sp,ub}$  по всей длине стержня без сцепления с бетоном. При этом показано, что в момент разрушения напряжения в арматуре не достигают временного сопротивления разрыву ( $f_{pk}$ ).

На основании результатов выполненных исследований был сделан вывод о том, что напряжения в крайнем сжатом волокне бетона при разрушении сечения, достигают предельных значений, а эпюру распределения напряжений в сжатой зоне можно принимать прямоугольной. При этом, напряжения в напрягаемой арматуре без сцепления пропорциональны призмочной прочности бетона  $f_{cm}$  и рабочей высоте сечения  $d$ , обратно пропорциональны коэффициенту армирования  $\rho_e$  и длине пролетов  $l$ . Полная величина напряжений в растянутой арматуре без сцепления в предельной стадии составляет:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 2\alpha f_{ctm} + k_1 \frac{f_{cm} \cdot d}{\rho_e \cdot l} \leq f_{pk,02}, \quad (2)$$

где  $k_1$  – опытный коэффициент.

Используя эту формулу для определения напряжений в растянутой арматуре, расчет прочности предлагается выполнять в соответствии с методикой, изложенной в СНиП [6].

В проекте «Пособия по проектированию железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном» (к СНиП 2.03.01.84\*) [3], разработанного под руководством А. И. Мордича, при расчете прочности нормальных сечений предложено использовать метод предельных усилий, изложенный в СНиП [6], принимая равномерное распределение сжимающих напряжений по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольный блок напряжений). При этом величину предельных напряжений в свободной напрягаемой арматуре для одно- и многопролетных ригелей, балок, одноосно напряженных плит рекомендовано определять по формуле:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 3,5\alpha \cdot f_{ctd} + \beta \frac{f_{cd} \cdot x}{100\rho_e} \leq f_{pd}. \quad (3)$$

В случае двухосно напряженных плит предложено использовать следующую формулу:

$$\sigma_{sp,ub} = \sigma_{sp,0} + 2\alpha \cdot f_{ctd} + \frac{f_{cd}}{100\rho_e} \cdot \frac{d_p}{l} \leq f_{pd}. \quad (4)$$

В «Рекомендациях по расчету железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном» [2], разработанных под руководством П.И. Васильева и О.А. Рочняка, описана, так называемая, блочно-контактная расчетная модель для изгибаемых элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Согласно принятому подходу, предварительно напряженные железобетонные балки с продольной арматурой без сцепления с бетоном после образования нормальных трещин превращаются в систему блоков, соединенных между собой в сжатой зоне, и передающих распор через крайние блоки на предварительно напряженные стержни. Напряжения в продольной арматуре на всех стадиях (до и после образования трещин) одинаковы по всей длине. Разрушение блочной системы происходит либо вследствие раздавливания сжатого бетона в месте контакта блока, либо от потери устойчивости отслоившейся сжатой зоны.

По способу, предложенному профессором П.И. Васильевым и А.А. Вайсфельдом [1], расчет прочности нормальных сечений эле-

ментов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, предложено выполнять, принимая линейный закон распределения по высоте сечения средних деформаций в зоне максимальных изгибающих моментов (см. рис. 1).

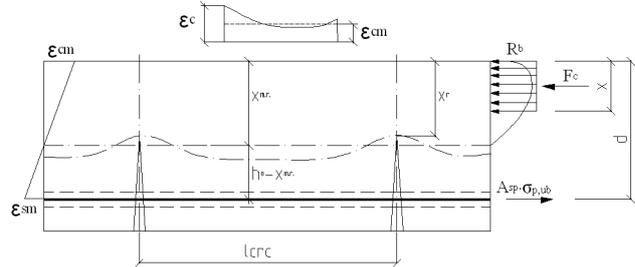


Рис. 1. К расчету прочности нормальных сечений по способу проф. П.И. Васильева и А.А. Вайсфельда [1]

Профессором О.А. Рочняком при составлении проекта СНБ 5.03.01 [5] были внесены предложения по расчету прочности нормальных сечений конструкций без сцепления арматуры с бетоном, базирующиеся на следующих предпосылках:

- принимается линейное распределение средних деформаций по высоте сечений в зоне действия изгибающих моментов, т.е. для среднего сечения по длине элемента выполняется гипотеза плоского деформирования;
- исчерпание прочности происходит при достижении в крайнем волокне конструкции относительных укорочений, равных предельной сжимаемости  $\varepsilon_{cu}$ .

Расчетная схема изгибаемого элемента без сцепления при расчете прочности показана на рис. 2.

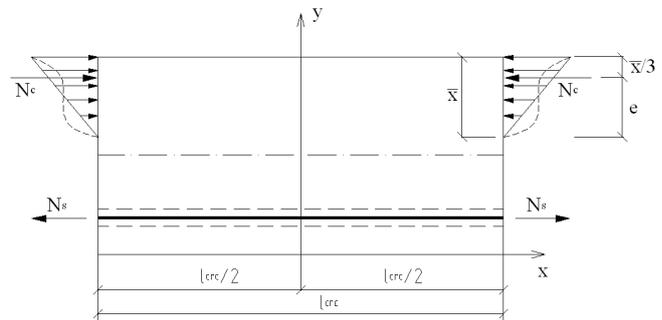


Рис. 2. Расчетная схема

В таблице 1 обобщены наиболее известные расчетные зависимости, применяемые для определения  $\Delta f_{ps}$ . Следует отметить, что если не принимать во внимание некоторые незначительные отличия, все они имеют общую основу.

Как видно из зависимостей, представленных в таблице 1, приращения в напрягаемой арматуре принимает либо как некоторую константу, либо в виде функции, базисными переменными которой является содержание напрягаемой арматуры в сечении, прочность бетона при сжатии, рабочая высота сечения.

В отличие от большинства методов, расчетный метод, описанный в ТКП/ОР/45-5.01 [8], учитывает работу ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, минимальное количество которой определяется исходя из требований норм.

В соответствии с требованиями [8] в предельном состоянии по прочности растягивающее усилие, вызванное расчетным изгибающим моментом, воспринимается одновременно как напрягаемой, так и ненапрягаемой арматурой.

Таблица 1. Расчетные зависимости для определения  $\Delta f_{ps}$ 

№ п/п	Источник, автор	Расчетная зависимость для определения $\Delta f_{ps}$
1	EN1992-1-1 (EUROCODE-2) [12]	$\Delta f_{ps} = 100$ (const)
2	Хачатрян А.И., Титус Б.В. [7, 10]	$\Delta f_{ps} = 2\alpha f_{ctm} + k_1 \frac{f_{cm} \cdot d}{\rho_e \cdot l}$ Полные напряжения в предельной стадии: $\sigma_{sp,ub} = \sigma_{pm,\infty} + \Delta f_{ps} \leq f_{pk,02}, k_1 - \text{опытный коэффициент}$
3	ACI 318[11]	$\Delta f_{ps} = 70 + f_c^l / (100 \cdot \rho_p) \leq 420 \quad L/d_p \leq 35$ $\Delta f_{ps} = 70 + f_c^l / (300 \cdot \rho_p) \leq 200 \quad L/d_p > 35$
4	Пособие [3]	Для балок: $\Delta f_{ps} = 3,5\alpha \cdot f_{ctd} + \beta \frac{f_{cd} \cdot x}{100\rho_p} \leq f_{pd}$ Для плит: $\Delta f_{ps} = 2\alpha \cdot f_{ctd} + \frac{f_{cd}}{100\rho_p} \cdot \frac{d_p}{l} \leq f_{pd}$ Полное напряжение в предельной стадии: $\sigma_{sp,ub} = \sigma_{pm,\infty} + \Delta f_{ps}$
5	Отчет [16]	Для середины пролета: $\Delta f_{ps} = \frac{d}{17L} E_p$ На опоре: $\Delta f_{ps} = \frac{2d}{17L} E_p, d - \text{рабочая высота сечения};$ $L - \text{расстояние между анкерами}; E_p - \text{модуль упругости.}$ Полные напряжения в предельной стадии: $f_p = \sigma_{pm,\infty} + \Delta f_{ps}$

В соответствии с требованиями СНБ 5.03.01 [5] в предварительно напряженных конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, в растянутой при эксплуатационных нагрузках зоне, следует предусматривать установку арматуры, имеющей сцепление с бетоном. Предварительно количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, определяется расчетом из условия ограничения ширины раскрытия трещин, как для внецентренно сжатого элемента при продольной силе  $N_{pd}$  (равнодействующая усилия предварительного обжатия). В связи с тем, что ненапрягаемая арматура обеспечивает резервы прочности, рекомендуется принимать чтобы 50–60 % предельного расчетного усилия, действующего в сечении, должно быть воспринято напрягаемой арматурой и оставшиеся 40–50 % – ненапрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном. Минимальный процент армирования арматурой, имеющей сцепление с бетоном, при этом должен быть не менее, чем 0,15 %. Следует отметить, что количество ненапрягаемой арматуры зависит от прогнозируемой величины обжатия, что было показано в наших работах [9]. С ростом усилия обжатия увеличивается количество ненапрягаемой арматуры.

Расчет предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном по предельным состояниям первой и второй групп производится согласно требованиям СНБ 5.03.01 [5]. Усилие предварительного обжатия, определенное с учетом всех потерь, следует рассматривать как внешнее усилие, приложенное к конструкции.

В работе О.Л. Образцова [4] рассматривались конструкции, предварительно напряжение которых осуществлялось при помощи натяжения арматуры без сцепления на напрягающий бетон. В рамках данной работы были разработаны положения деформационной модели для расчета изгибаемых комбинированно напряженных элементов, не имеющих сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.

**2. Теоретические основы расчета приращений напряжений в напрягаемой арматуре в постнапряженных элементах со смешанным армированием.** Как показали ранее выполненные иссле-

дования элементов с напрягающими стержнями, не имевшими сцепления с бетоном [4, 7, 10], характер их разрушения определяющим образом зависит от распределения (шага) трещин нормального отрыва в предельной стадии. Так, при шаге трещин, не превышающем высоты сечения элемента ( $S_m \leq h$ ), можно утверждать о том, что в предельной стадии не будет наблюдаться ветвления трещин нормального отрыва, а характер разрушения элемента с напрягающей арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, будет подобен тому, что наблюдается для традиционных предварительно напряженных конструкций. Поэтому, прежде чем приступить к расчету приращения напряжений в арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, при работе элемента в предельной стадии, необходимо решить задачу, связанную с расчетным распределением по длине элемента трещин нормального отрыва.

При проектировании напрягаемых элементов, имеющих в одном сечении как напрягаемую, так и ненапрягаемую арматуру, имеющую сцепление с бетоном, несложно предположить, что распределение (шаг) трещин нормального отрыва будет зависеть как от количества, так и от размещения последней в сечении элемента.

Исходя из условия ограничения шага трещин, на первом этапе может быть найдено минимальное необходимое количество ненапрягаемой арматуры, обеспечивающее плавное изменение приращений напряжений в арматуре без сцепления, и исключение неблагоприятных эффектов, свойственных традиционным элементам, имеющим только напрягаемую арматуру без сцепления с бетоном.

Рассмотрим фрагмент изгибаемого элемента, имеющего симметричное сечение, армированное напрягающей арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, и традиционной арматурой, имеющей сцепление с бетоном (см. рис. 3).

Для выделенного  $i$ -го участка на длине элемента, задаваясь относительными деформациями арматуры  $\varepsilon_{s2}$  для сечения с трещиной, пользуясь положениями теории [18] для центрально растянутых элементов, определяется предельный шаг трещин нормального

отрыва. При этом в отличие от центрально растянутых элементов, в расчетах изгибаемых элементов следует использовать площадь так называемой эффективной растянутой зоны  $A_{c,eff}$ . В первом приближении площадь эффективной растянутой зоны может быть определена в соответствии с требованиями норм [5] (см. рис. 4).

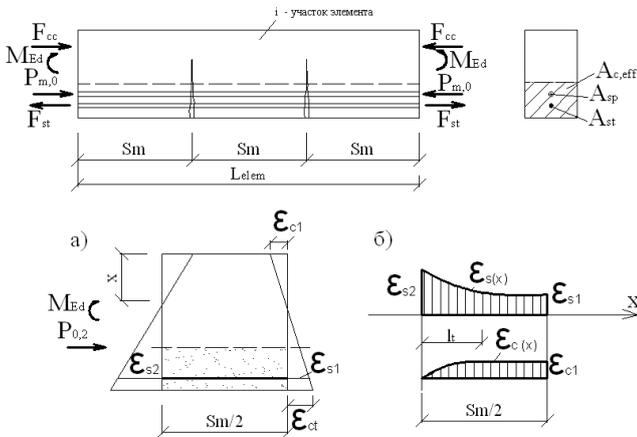
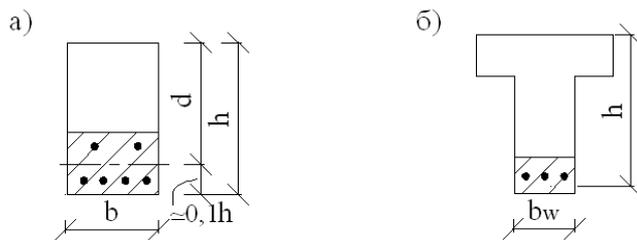


Рис. 3. К определению удлинений напрягаемой арматуры: а) расчетный блок; б) распределение относительных деформаций в арматуре и растянутом бетоне



$$A_{c,eff} = 2,5b(h - d) \cong \frac{1}{4}bh \quad A_{c,eff} = \frac{1}{3}h \cdot b_w$$

Рис. 4. К определению эффективной площади растянутой зоны для прямоугольных (а) и тавровых (б) сечений согласно [5]

В работе [17] рекомендована уточненная формула, которая может быть использована для определения эффективной площади растянутой зоны для изгибаемого элемента:

$$A_{c,eff} = \frac{1}{4}(1 + \alpha_s \cdot \rho_l)bh, \quad (5)$$

где  $\rho_l$  – коэффициент армирования для продольной арматуры, имеющей сцепления с бетоном;

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} - \text{коэффициент приведения.}$$

Для установленного конечного распределения трещин по длине выделенного участка конструкции дальнейший анализ может быть выполнен для расчетного блока, равного половине расстояния между трещинами нормального отрыва  $S_m/2$ .

Принимая предпосылку о том, что в сечении с трещиной действуют условия плоского поворота, линейное приращение блока на уровне арматуры, имеющей сцепление, равняется половине ширины раскрытия трещины в предельной стадии.

Расчет ширины раскрытия трещины в предельной стадии может быть выполнен по методике [18], принимая соответствующие законы распределения относительных деформаций в арматуре и бетоне (см. рис. 3), например, в виде [17]:

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_{s2} \frac{1}{\alpha \cdot \rho_l} \epsilon_c(x),$$

$$\epsilon_c(x) = \epsilon_{s1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{l_t} \right)^{nc} \right], \quad x \leq l_t, \quad (6)$$

$$\epsilon_s(x) = \epsilon_c(x) = \epsilon_{s1}, \quad l_t \leq x \leq S_m/2. \quad (7)$$

В качестве относительных деформаций  $\epsilon_{c2}$  могут быть приняты предельные относительные деформации арматуры  $\epsilon_{su}$  для арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Таким образом, укрупненный алгоритм расчета приращения напряжений в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, может быть принят следующим:

1. Для выделенного  $i$ -го участка рассчитываемого элемента по методике [18] рассчитать шаг трещин нормального отрыва при  $\epsilon_{s2} = \epsilon_{su}$  (для сечения с трещиной на торце выделенного участка);

2. Проверить условие:  $S_m \leq h$ , где  $h$  – высота конструктивного элемента. Если приведенное условие выполняется, расчет выполняется как для традиционного предварительно напряженного элемента; если условие не выполняется, то в этом случае арматуру, имеющую сцепление с бетоном, учитывать в расчете не следует. В этом случае выполняется расчет конструкции с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном.

3. С использованием методики [18] определяется ширина раскрытия трещины в предельной стадии:

$$w_k = \overline{\epsilon_{s2}} \cdot S_m,$$

где  $\overline{\epsilon_{s2}}$  – средняя относительная деформация растянутой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, определяемая в общем случае по зависимости:

$$\overline{\epsilon_{s2}} = \frac{1}{L_{elem}} \int_0^{L_{elem}} \epsilon_s(x) dx = \frac{1}{L_{elem}} \sum_{i=1}^m \left[ \int_0^{l_i} \epsilon_s(x) dx + \int_{l_i}^{S_m} \epsilon_s(x) dx \right], \quad (8)$$

$S_m$  – средняя длина блока на участке между трещинами, определяемая по методике [18].

4. Приращение блока, а соответственно, и напрягающего элемента на участке между трещинами равно:  $\Delta l = w_k/2$ , а приращение относительной деформации напрягающей арматуры, не имеющей сцепления с бетоном:

$$\Delta \epsilon_p = w_k / S_m; \quad (9)$$

5. Суммарная относительная деформация в напрягающей арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, определяется по формуле:  $\epsilon_p = \epsilon_{p,\infty} + \Delta \epsilon_p$ ,

где  $\epsilon_{p,\infty}$  – относительная деформация напрягающей арматуры после натяжения с учетом всех потерь;  $\Delta \epsilon_p$  – приращение относительной деформации в предельной стадии.

Приращение напряжений, а соответственно и результирующие напряжения в растянутой напрягаемой арматуре, определяется по соответствующей диаграмме деформирования « $\sigma_p - \epsilon_p$ » для арматурной стали.

В наиболее простом виде предельный момент в сечении может быть определен (см. рис. 5):

$$M_{Rd,u} = F_{st}(d_s - x_c/2) + F_p(d_p - x_c/2),$$

где  $F_{st} = A_{st} \cdot f_{yd}$ ;

$$F_p = A_p(\sigma_{pm,\infty} + \Delta \sigma_p); \quad x_c = (F_{st} + F_p) / f_{cd} \cdot b.$$

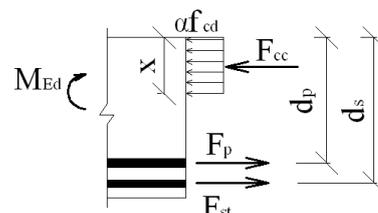


Рис. 5. К определению предельных усилий

**Заключение.** Предположенные расчетные процедуры, основанные на использовании блочной модели, позволяют не только выявить характер разрушения элементов со смешанным армированием, в которых напрягающая арматура не имеет сцепления с бетоном, но и обоснованно определить приращение напряжений в арматуре без сцепления в предельной стадии. При этом, сформированы требования, в соответствии с которыми может быть назначен минимальный коэффициент армирования традиционной арматурой, исходя из нормируемого расстояния между трещинами ( $S_m \leq h$ ).

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Васильев, П.И. Разработка методов расчета и проектирование железобетонных конструкций // В кн.: Известия ВНИИГ. – 1960. – Т. 64.
2. Васильев, П.И. Рекомендации по расчету предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном / П.И. Васильев, А.С. Залесов, О.А. Рочняк, Л.В. Образцов, В.Н. Деркач – Москва-Санкт-Петербург-Брест, 1993.
3. Мордич, А.И. Проект «Пособия по проектированию железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном» (к СНиП 2.03.01.84\*). – Мн.: Издание официальное, 1999.
4. Образцов, О.Л. Прочность комбинированно предварительно напряженных элементов без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном при действии изгибающих моментов: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Брест, 2002.
5. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01 – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84. – Взамен СНиП II-21-75; Введ. 01.01.86. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 79с.
7. Титус, В.Б. О расчете предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном. Библиографический указатель депонированных рукописей. – Выпуск 3, 1980.
8. Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном: ТКП/ОР/45-5.01-2006.
9. Тур, В.В. Особенности проектирования монолитных плоских плит перекрытий, предварительно напряженных в построечных условиях / В.В. Тур, С.А. Карабанюк // Строительная наука и техника. – 2008. – № 1(16) – С. 19-34.
10. Хачатрян, А.И. Предварительное напряжение безбалочных перекрытий зданий с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном. Межвузовский сб. науч. тр. / ЕрПИ. Серия XII.В. Выпуск V. Строительство и архитектура. – Ереван, 1978. – С. 100–104.
11. ACI 318-95. Design of Concrete and Prestressed Structures.
12. EN 1992-1-1:2004 Eurocode2: Design of Concrete Structures – Part1-1: General rules and rules for building.
13. Polish Standard: PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, zelbetowe i sprezone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
14. Politalski W. Stress increment in unbonded tendons due to the third-point loading of a prestressed concrete slab.
15. VSL Report series/ Post-Tensioned slabs.- VSL International LTD.
16. Design of Prestressed Concrete flat slabs / The South African Institution of Civil Engineering – ISBN – 0 – 620 – 17667-9, Report № 2.
17. Kwak H. G., Song J-Y. Cracking analysis of RC members using polynomial strain distribution function// Engineering Structures, 24 (2002) – p.455-468.
18. Драган, А.В. Трещиностойкость железобетонных элементов при действии осевых растягивающих усилий: дисс. канд. техн. наук. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" – Брест, 2008. – 167 с.

08.02.10

#### TUR S.A. Theoretical bases of account increment of pressure in the strained fixture in a post – intense elements with mixed armoring

In clause the theoretical approaches to account a post of the intense designs with mixed armoring are submitted. In a basis the block model of ferro-concrete is accepted, within the framework of which the balance of the block allocated with normal cracks is considered. The accepted approach is justified, and his development in view of a picture formation of cracks to allow further to decide a number of the important tasks, including an establishment of the minimal contents of the fixture having coupling with concrete.

693.547.32

. .

**Введение.** В последнее десятилетие в строительстве наметилась тенденция более широкого использования монолитного бетона. Наряду с рядом положительных качеств при использовании монолитного бетона в процессе производства строительно-монтажных работ возникают проблемы, связанные с расходом энергоресурсов. Дополнительный расход энергоресурсов возникает при необходимости ускорения процесса твердения бетона, а также при выполнении монолитных работ в зимнее время в условиях отрицательной температуры воздуха. Особенно это актуально для зимних условий, когда температура воздуха снижается ниже  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  и в монолитных конструкциях, какими являются несущие каркасы многих зданий и сооружений (рис. 1 и 2).

Помимо известных разработок ЦНИИОМТП, НИИЖБ и других [1, 16], были проведены глубокие исследования по термообработке таких конструкций с использованием греющих изолированных электропроводов [2, 17]. Экспериментально-практическая работа проводилась на объектах г. Минска и г. Бреста. Процессы технологического обеспечения обогрева и выдерживания бетона относятся к основной группе работ по изготовлению монолитных железобетонных конструкций и во многом определяют их конечные свойства и общее

качество возводимых зданий и сооружений по критериям долговечности и надежности. Собранные по результатам производственных исследований данные, на объектах возводимых различными строительными организациями позволяют осуществить разработку методики расчета и проектирования термообработки бетона зимой в массивных монолитных конструкциях при низких температурах окружающей среды (до  $-25^{\circ}\text{C}$ ).

Поскольку ни один процесс не может функционировать без принятия решений, ни одна система не может выжить, если не сумеет создать высокоэффективный механизма сбора, обработки, передачи и использования информации. Сфера строительства в этом отношении не исключение, поэтому применение передового программного обеспечения просто жизненно необходимо каждому строительному предприятию. Результат проведенных производственных исследований с применением автоматизированной технологии термообработки бетона – получение к окончанию процесса тепловой обработки бетона, обладающего заданными характеристиками, а также данных, корректирующих значения переменных принимаемых по номограммам, разработанным для типовых технологических карт, что обеспечило сокращение сроков строительства, сниже-

*Кривицкая Тамара Васильевна, инженер, аспирант Белорусского национального технического университета. Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.*