

Рис. 8. Изменение тангенциальных напряжений в наружном слое цементно-песчаного раствора на протяжении июля месяца.

Были выполнены расчеты при толщине отделочного слоя 1 см, 2 см и 4 см. Оказалось, что с увеличением толщины отделочного слоя на стыке материалов значение напряжений и их амплитуда уменьшаются. Следовательно, с увеличением толщины слоя покрытия адгезионная прочность будет сохраняться более длительное время, что подтверждается экспериментальной оценкой, приведенной в работе [16].

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Вычислительный эксперимент показал, что разработанную математическую модель можно использовать при выполнении вариантных расчетов, связанных с выбором эффективных защитно-отделочных покрытий при проектировании новых и проведении ремонтных работ.

#### СПИСОК ИСПОЛЪЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Макарова Н.А. Сравнительная оценка стойкости фактурных отделок в районах с суровым климатом // Совершенствование технологии изготовления конструкции методом строительства транспортных зданий: Сб. научн. тр. ЦНИИС. – М., 1984. – С. 28-40.
- Таратуга В.Д. Долговечность каменных конструкций памятников архитектуры в послереставрационный период. автореф. дис... канд. техн. наук. – М., 1984. – С. 24.
- Никитин В.И., Ракецкий В.М., Лапко А., Прусел И.А. Имитация тепло- и влагопереноса в теплоизоляционных материалах // Вестник БГТУ. Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика, экология. – 2001. – №2(8). – С. 56-60.
- Кофанов В.А., Никитин В.И. Поля влагосодержания и напряжений в увлажненной цилиндрической стенке при изотермической сушке // Вестник БГТУ. – 2004. – №1(25): Строительство и архитектура. – С. 122-125.
- Климат Бреста / под ред. Ц.А. Швер, И.А. Савиковского. – Л.: Гидрометеиздат, 1979. – С. 159.
- Jans M. Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels. Report TVBM – 3076, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology (in Swedish), 1997, p. 73.
- Künzel H.M. Simultaneous heat and moisture transport in building components. One- and two-dimensional calculation using simple parameters // IRB Verlag Stuttgart, – 1995. – 66 s.
- Salonvaara M., Karagiozis A, Holm A. Stochastic building envelope modeling – the influence of material properties.
- Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. – М.: Стройиздат. – 1973. – 287 с.
- СНБ 2.04.01-97. Строительная теплотехника. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 1998. – С. 32.
- Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости: Пер. с англ. / Под ред. Г.С. Шапиро. – 2-е изд. – М.: Наука. 1979, С. 560.
- Опекунов В.В. Конструкционно-изоляционные бетоны. – Киев: "Академперіодика", 2002. – С. 270.
- Руководство по расчету влажностного режима ограждающих конструкций зданий / НИИСФ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – С. 168.
- Кофанов В.А., Никитин В.И. Влияние теплотехнических параметров на поля температуры, влажности и напряжений в материале ограждающей конструкции // Вестник БГТУ. – 2004. – №2(26): Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика, экология.
- Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов (к СНиП 2.03.01- 84). Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1984.
- Никитин В.И., Таратуга В.Д. Оценка долговечности отделочных слоев при реставрации каменных памятников архитектуры // Работоспособность композиционных строительных материалов в условиях воздействия различных эксплуатационных факторов: Меж. –вуз. сб. КХТИ. – Казань, 1985. – С. 38-40.

УДК 624.012.4

**Малиновский В.Н.**

## К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ОПОРНЫХ УЗЛОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ В СООТВЕТСТВИИ С СНБ 5.03.01-02

Обследованием несущих конструкций спортивных залов школ, возведенных по типовому проекту №222-1-475.86, раз-

работанному п/и «Белпромпроект», зафиксировано наличие трещин в опорных узлах ферм серии 1.463-3, вып. IX. При

*Малиновский Василий Николаевич, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.*

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

*Строительство и архитектура*

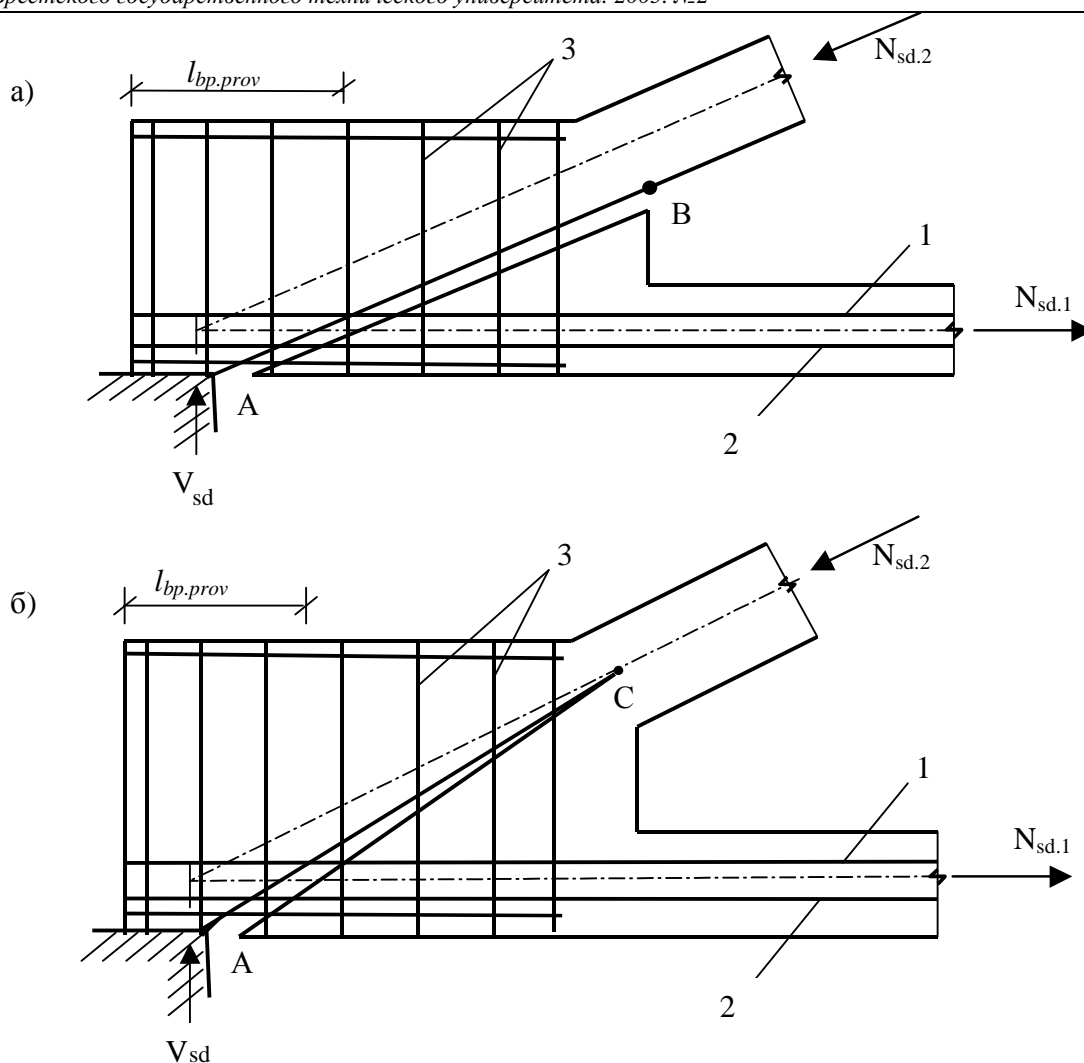


Рис. 1. Виды разрушения опорных узлов: а – разрушение узла от отрыва по наклонному сечению АВ; б – разрушение узла от изгиба в наклонном сечении АС; 1 – продольная напрягаемая арматура нижнего пояса; 2 – продольная ненапрягаемая арматура опорного узла; 3 – поперечная арматура опорного узла.

расчете прочности данных ферм, исходя из схем разрушения, возникли некоторые трудности, особенно в части вычисления анкеровки арматуры в соответствии с СНБ 5.03.01-02. С этими трудностями сталкиваются студенты строительных специальностей в курсовом и дипломном проектировании. В данной статье приводятся теоретические предпосылки и дается численный пример расчета опорного узла стропильных ферм.

Опорные узлы фермы могут разрушиться по двум схемам (рис. 1), что вызывается недостаточной анкеровкой продольной напряженной арматуры 1 на участке длиной  $l_{bp.prov}$ .

Недостаточная анкеровка приводит к снижению усилия в напрягаемой арматуре в наклонных сечениях АВ и АС и уменьшению прочности наклонных сечений. Установка дополнительно продольной ненапрягаемой арматуры 2 и поперечной арматуры 3 повышает прочность наклонных сечений. Площадь продольной ненапрягаемой арматуры принимают из условия  $A_s = 0,2 \cdot N_{sd.1} / f_{yd}$ , где  $N_{sd.1}$  – расчетное усилие в крайней панели нижнего пояса.

Рассмотрим расчет поперечной арматуры исходя из двух схем разрушения – расчет из условия отрыва нижнего пояса и расчет из условия изгиба опорного узла – при заданной продольной арматуре (напрягаемой и ненапрягаемой).

Расчет прочности опорного узла на отрыв в наклонном сечении проверяют по линии АВ, соединяющей точку А у

грани опоры с точкой В в примыкании нижней грани верхнего пояса к узлу (рис. 2).

На опорный узел в сечении АВ действуют внешние силы:  $N_{sd.1}$  – расчетная внешняя сила в приопорной панели нижнего пояса;  $N_{sd.2}$  – расчетная сила в приопорной панели верхнего пояса;  $V_{sd}$  – расчетная величина опорной реакции, и внутренние силы:  $N_{sr.p}$  – расчетное усилие в напрягаемой арматуре;  $N_{sr.s}$  – расчетное усилие в ненапрягаемой арматуре;  $T$  – сдвигающее усилие в сечении АВ, воспринимаемое продольной напрягаемой арматурой;  $N_{sr.w} = A_{sw} f_{ywd} n$  – расчетное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями ( $n$  – число поперечных стержней, пересекаемых линией АВ).

Формулу для расчета поперечной арматуры получим из рассмотрения равновесия нижней части опорного узла (рис. 2). Для этого составим уравнение проекции сил на горизонтальную ось X:

$$N_{sd.1} - N_{sr.p} - N_{sr.s} - T \cos \alpha = 0 \quad (1)$$

и уравнение проекции всех сил на вертикальную ось Y:

$$T \sin \alpha - N_{sr.w} = 0. \quad (2)$$

В уравнение (1) подставим значение  $T$ , найденное из уравнения (2), и получим условие прочности наклонного сечения АВ на отрыв:

$$N_{sd.1} \leq N_{sr.p} + N_{sr.s} + N_{sr.w} \cdot \operatorname{ctg} \alpha. \quad (3)$$

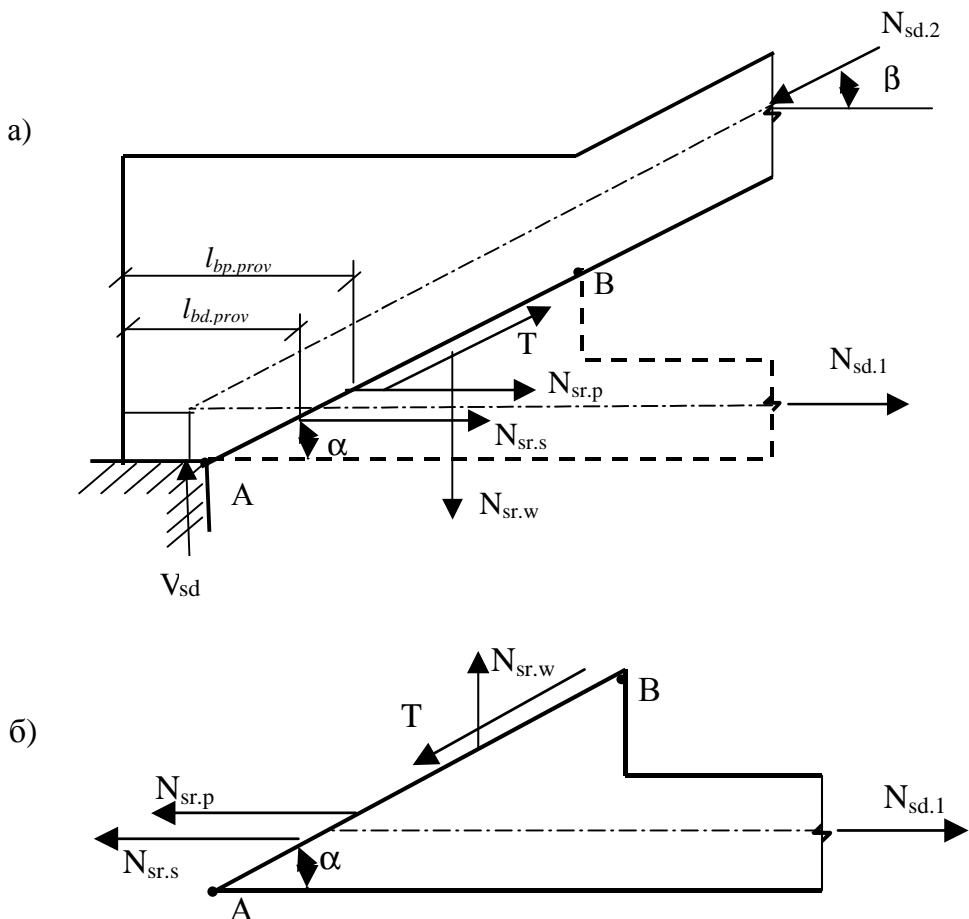


Рис. 2. Расчетная схема опорного узла при отрыве по наклонному сечению АВ: а – верхняя часть; б – нижняя.

Подставив в условие (3) величину усилия  $N_{sr.w}$ , найдем требуемую площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} \geq (N_{sd.1} - N_{sr.p} - N_{sr.s}) / n \cdot f_{ywd} \cdot ctg\alpha \quad (4)$$

Расчет прочности опорного узла на изгиб в наклонном сечении проверяют по линии АС (рис.3), соединяющей точку А у грани опоры с точкой С у низа сжатой зоны по линии внутренней вертикальной грани узла.

Рассмотрим равновесие верхней части опорного узла, ограниченной наклонным сечением АС и высотой сжатой зоны  $CC_1$ . Составим уравнение суммы моментов внешних и внутренних сил относительно центра тяжести сжатой зоны сечения:

$$N_{sd.2} \cdot (l_{bl} - l_{sup} / 2) \cdot \sin\beta - N_{sr.p} \cdot (d_p - k_2 \cdot x) - N_{sr.s} \cdot (d_s - k_2 \cdot x) - N_{sr.w} \cdot z_{sw} = 0 \quad (5)$$

и уравнение проекции всех сил на горизонтальную ось X:

$$\omega_c \cdot \alpha f_{cd} \cdot b \cdot x - N_{sd.p} - N_{sd.s} = 0 \quad (6)$$

Из условия (6) определяется величина  $x$  и, подставляя ее вместе с величиной усилия  $N_{sr.w}$  в условие (5), находится требуемая площадь сечения одного поперечного стержня из условия изгиба опорного узла

$$A_{sw} \geq \frac{N_{sd.2} (l_{bl} - \frac{l_{sup}}{2}) \cdot \sin\beta - N_{sr.p} (d_p - k_2 \cdot x)}{n \cdot f_{ywd} \cdot z_{sw}} - \frac{N_{sr.s} (d_s - k_2 \cdot x)}{n \cdot f_{ywd} \cdot z_{sw}} \quad (7)$$

Из двух значений  $A_{sw}$ , полученных по формулам (4) и (7) выбирают наибольшее.

Усилия  $N_{sr.p}$  и  $N_{sr.s}$  на длине зоны анкеровки имеют переменную величину ввиду изменения напряжений в арматуре от  $f_{pd}$  или  $f_{yd}$  до нуля и определяются по линейной зависимости:

$$N_{sr.s} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{l_{bd.prov}}{l_{bd}}, \text{ при } \frac{l_{bd.prov}}{l_{bd}} \leq 1,0, \quad (8)$$

если арматура надежно закреплена (при  $l_{bd.prov} > l_{bd}$ )  $N_{sd.s} = A_s f_{yd}$ .

$$N_{sr.p} = A_{sp} \cdot f_{pd} \cdot \frac{l_{bp.prov}}{l_{bpd}}, \text{ при } \frac{l_{bp.prov}}{l_{bpd}} \leq 1,0, \quad (9)$$

здесь:  $l_{bd.prov}$ ,  $l_{bp.prov}$  – фактическая длина заделки продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры от торца узла до линии АВ;

$l_{bd}$ ,  $l_{bpd}$  – расчетные длины анкеровки обычной и преднапряженной арматуры.

Определение величины  $x$  по формуле (6) следует вести методом последовательных приближений. Сначала вычисляются величины  $N_{sr.p}$  и  $N_{sr.s}$ , для которых задаются приближенные значения  $l_{bd.prov}$ ,  $l_{bp.prov}$ , отмеряемые от торца узла до линии АС<sub>1</sub>.

После нахождения высоты сжатой зоны  $x$  проводится линия АС. Значения  $l_{bd.prov}$  и  $l_{bp.prov}$  отмеряются уже от торца узла до линии АС. При этих значениях  $l_{bd.prov}$  и  $l_{bp.prov}$  определяется новое значение высоты сжатой зоны, которое и используется в расчете поперечной арматуры.

Определение величин  $l_{bd}$  и  $l_{bpd}$  производится в соответствии с п.11.3.4 [1] и вызывает некоторые затруднения. По этой

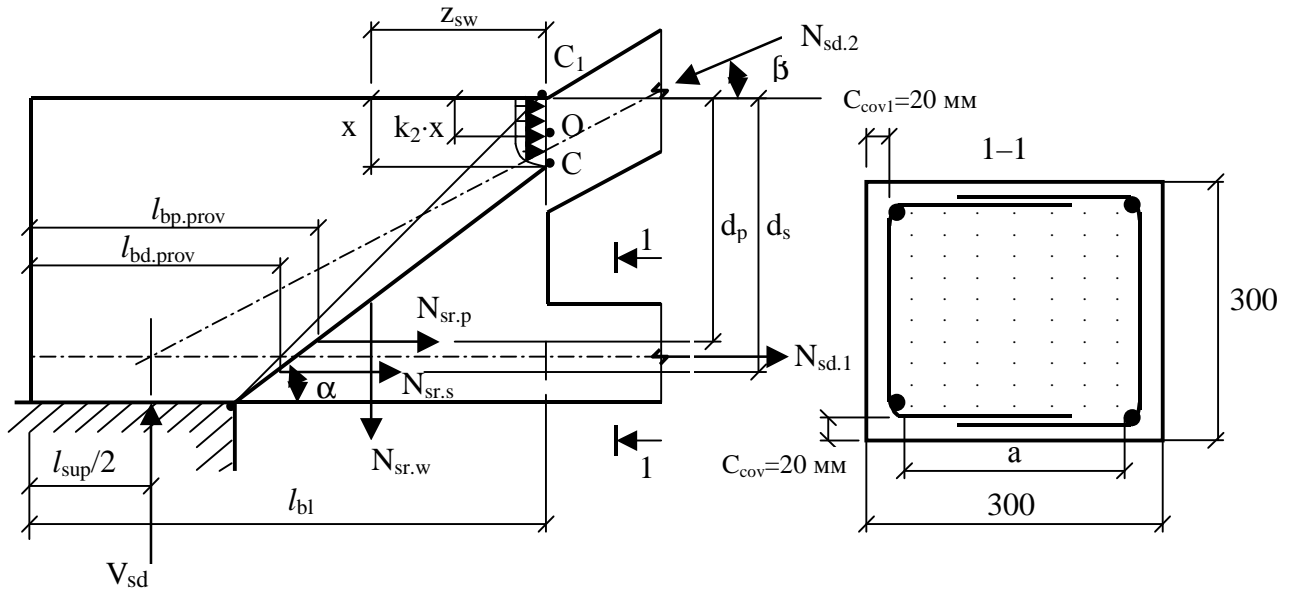


Рис. 3. Расчетная схема опорного узла при изгибе по наклонному сечению AC.

причине ниже дается численный пример определения требуемого армирования опорного узла фермы.

Исходные данные:

Бетон класса С30/37, для которого  $f_{ck} = 30$  МПа,  $f_{cd} = 20$  МПа,  $f_{ctd} = 1,35$  МПа.

Применяемая арматура в ферме:

- ненапрягаемая класса S500 ( $f_{yd} = 450$  МПа,  $f_{ywd} = 324$  МПа);
- напрягаемая 70Ø5 класса S1200 ( $f_{pd} = 1000$  МПа)  $A_p = 13,7$  см<sup>2</sup> ( $A_{s,red} = 13,21$  см<sup>2</sup>).

Размеры нижнего пояса  $b = 300$  мм,  $h = 360$  мм, верхнего  $-b = h = 300$  мм.

Напряжения в преднапряженной арматуре от внешнего нагружения  $\sigma_{pd} = 733$  МПа. Предварительные напряжения с учетом всех потерь  $\sigma_{p\infty} = 511,5$  МПа, непосредственно после ее отпуска с упоров  $\sigma_{pi} = 754,7$  МПа.

Усилия от внешних воздействий в нижнем поясе  $N_{sd.1} = 1500$  кН, в верхнем  $-N_{sd.2} = 1800$  кН. Опорная реакция фермы  $V_{sd} = 800$  кН.

Площадь сечения стержней дополнительной ненапряженной арматуры:

$$A_s = \frac{0,2 \cdot N_{sd.1}}{f_{yd}} = \frac{0,2 \cdot 1500 \cdot 10^3}{450} = 667 \text{ мм}^2$$

Принимаем 4Ø16 S500 с  $A_s = 8,04$  см<sup>2</sup>.

Расчетная длина анкеровки этой арматуры (растянутая арматура в растянутом бетоне) в соответствии с требованиями [1]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

где  $A_{s,red} = 667$  мм<sup>2</sup> – площадь требуемой по расчету продольной арматуры,

$A_{s,prov} = 804$  мм<sup>2</sup> – принятая площадь продольной арматуры,

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – коэффициенты, определяемые по табл. 11.6 [1].

$\alpha_1 = 1 - 0,15(C_d - \varnothing) / \varnothing = 1 - 0,15(20 - 16) / 16 = 0,963 < 1,0$ .

$$\text{Здесь } C_d = \min \begin{cases} a/2 = 228/2 = 114 \text{ мм} \\ C_{cov1} = 20 \text{ мм} \\ C_{cov} = 20 \text{ мм} \end{cases} \quad (\text{рис.3}).$$

$\alpha_2 = 1; \alpha_3 = 0,7$  – при сварном поперечном армировании опорного узла

$\alpha_4 = 1 - 0,04p = 1 - 0,04 \cdot 12,1 = 0,516 < 0,7$ . Принимаем  $\alpha_4 = 0,7$ .

$$\text{здесь: } p = \frac{V}{l_{sup} \cdot b_{sup}} = \frac{800 \cdot 10^3}{220 \cdot 300} = 12,1 \text{ МПа.}$$

$l_{sup} = 220$  мм – длина опорного металлического листа.

Так как  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 0,963 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,674 < 0,7$ , то принимаем  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 0,7$  (п.11.2.32 [1]).

Величина базовой длины анкеровки:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

где  $f_{bd}$  – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

здесь:  $\eta_1$  – коэффициент, учитывающий условия сцепления,  $\eta_2$  – коэффициент, зависящий от диаметра стержня,  $\eta_3$  – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня.

В соответствии с п.11.2.33 [1]  $\eta_1 = 0,7; \eta_2 = 1,0; \eta_3 = 2,25$ . Тогда:

$$f_{bd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot 1,35 = 2,13 \text{ МПа,}$$

$$l_b = \frac{16 \cdot 450}{4 \cdot 2,13} = 845 \text{ мм,}$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot \frac{667}{804} \cdot 845 = 343 \text{ мм.}$$

Величины  $l_{b,min}$  составляют:

$$0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 845 = 507 \text{ мм;}$$

$$15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм;}$$

$$100 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_{bd} = l_{b,min} = 507$  мм.

При симметричном расположении ненапрягаемой и напрягаемой арматуры  $l_{bd,prov}$  и  $l_{bp,prov}$  можно принимать равным расстоянию от торца фермы до пересечения геометрической оси нижнего пояса с прямой АВ. В нашем случае из определения в масштабе  $l_{bd,prov} = l_{bp,prov} = 500$  мм.

Величина  $l_{bpd}$  в соответствии с п.11.3.4.4 [1] в предельном состоянии определяется как:

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pt} + \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty}) \cdot f_{bpd}$$

где  $\sigma_{pd}$  – напряжение в арматуре от внешнего нагружения фермы;

$\sigma_{p\infty}$  – предварительное напряжение с учетом всех потерь;

$l_{pt}$  – базовая длина зоны передачи напряжений.

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \sigma_{pi} / f_{bpt},$$

здесь  $\alpha_1 = 1,0$  – при постепенной передаче усилия обжатия;

$\alpha_2 = 0,25$  – для высокопрочной проволоки.

Напряжения сцепления  $f_{bpt}$  определяются по формуле 11.8 [1]:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}.$$

Предельное напряжение сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном в соответствии с формулой 11.9 [1]:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}.$$

Коэффициент  $\eta_1$  принимается по рекомендациям п.11.2.33 [1], а  $\eta_{p1} = 2,7$  и  $\eta_{p2} = 1,4$  для стержней периодического профиля и высокопрочной проволоки и  $\eta_{p1} = 3,2$  и  $\eta_{p2} = 1,2$  для семипроволочных канатов (п.11.3.4.4 [1]).

Тогда

$$f_{bpt} = 2,7 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 2,55 \text{ МПа},$$

$$f_{bpd} = 1,4 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 1,32 \text{ МПа},$$

$$l_{pt} = 1,0 \cdot 0,25 \cdot 5 \cdot 754,7 / 2,55 = 370 \text{ мм},$$

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot 370 + 0,25 \cdot 5 \cdot (733 - 511,5) \cdot 1,32 = 810 \text{ мм}.$$

Усилия в арматуре в сечении, пересекаемого наклонной трещиной АВ:

$$N_{sr.s} = 8,04 \cdot 10^2 \cdot 450 \cdot 500 / 507 = 361,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 361,8 \text{ кН},$$

$$N_{sr.p} = 13,7 \cdot 10^2 \cdot 1000 \cdot 500 / 810 = 845,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 845,7 \text{ кН}.$$

Из условия прочности на отрыв нижнего пояса по сечению АВ из-за ненадежной анкеровки преднатяженной арматуры и дополнительных стержней (рис. 2) усилие в поперечной арматуре должно быть не менее

$$N_{sr.w} \geq \frac{N_{sd.1} - N_{sr.p} - N_{sr.s}}{\text{ctg}\alpha} = \frac{1500 - 845,7 - 361,8}{1,8} = 162,5 \text{ кН},$$

где  $\alpha = 29^\circ$  ( $\text{ctg}\alpha = 1,8$ ) – угол наклона линии отрыва АВ к оси нижнего пояса фермы.

Принимается в сечении поперечная арматура класса S500 с шагом 100 мм, тогда требуемая площадь одного поперечного стержня из условия отрыва:

$$A_{sw} = \frac{N_{sr.w}}{n \cdot f_{ywd}} = \frac{162,5 \cdot 10^3}{18 \cdot 324} = 27,8 \text{ мм}^2,$$

где  $n = 18$  – число поперечных стержней, пересекаемых линией АВ (исключая поперечные стержни, расположенные ближе, чем на 100 мм к точке А).

Из условия равновесия сил по сечению АСС<sub>1</sub> высота сжатой зоны:

УДК 624.04

Уласевич В.П.

## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ КОНТУРНОГО КОЛЬЦА НА ДЕЙСТВИЕ ПРОИЗВОЛЬНОЙ РАДИАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

В практике проектирования и строительства большепролетных зданий широкое применение находят пологие гибкие радиально-стержневые системы покрытий, пролетная часть которых представляет собой радиальную сетку из гибких стержней, шарнирно соединенных одним кольцом в общий узел, а другим – с упругим контурным кольцом [1], образуя при этом ребристую купольную либо висячую оболочку.

$$x = \frac{N_{sr.p} + N_{sr.s}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{(845,7 + 361,8) \cdot 10^3}{0,81 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 300} = 292 \text{ мм}.$$

Из условия прочности на изгиб опорного узла по сечению АСС<sub>1</sub> усилие в поперечной арматуре должно быть не менее:

$$N_{sr.w} = \frac{N_{sd.2} \cdot (l_{bl} - \frac{l_{sup}}{2}) \cdot \sin\beta - N_{sr.p} (d_p - k_2 \cdot x)}{z_{sw}} -$$

$$- \frac{N_{sr.s} (d_s - k_2 \cdot x)}{z_{sw}} = \frac{1800 \cdot 10^3 (1160 - \frac{220}{2}) \cdot 0,446}{470} -$$

$$- \frac{845,7 \cdot 10^3 (730 - 0,416 \cdot 292)}{470} -$$

$$- \frac{361,8 \cdot 10^3 (730 - 0,461 \cdot 292)}{470} = 230,1 \text{ кН},$$

здесь:  $\beta = 26,5^\circ$  ( $\sin\beta = 0,446$ ) – угол наклона приопорной панели верхнего пояса;

$d_p = d_s = h_{sup} - h/2 = 880 - 300/2 = 730$  мм – рабочая высота опорного сечения;

$z_{sw}$  – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до равнодействующей усилий в поперечной арматуре опорного узла:

$$z_{sw} = (l_{on} - l_{sup}) \cdot 0,5 = (1,160 - 220) \cdot 0,5 = 470 \text{ мм}.$$

Требуемая площадь одного поперечного стержня из условия изгиба:

$$A_{sw} = \frac{230,1 \cdot 10^3}{18 \cdot 324} = 39,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаются стержни  $\varnothing 8$  мм,  $A_s = 50,3 \text{ мм}^2$  класса S500 с шагом 100 мм.

Выполненные в соответствии со СНиП 2.02.01-84 [2] данные расчеты при тех же исходных данных для раскосных ферм [3] показывают идентичные результаты. Данное обстоятельство свидетельствует о достоверности результатов расчета и приемлемости указанного подхода к расчету опорных узлов ферм в соответствии с СНБ 5.03.01-02.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Стройтехнорм. 2002. – 140 с.
2. СНиП 2.02.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1985. – 88с.
3. Серия ПК-01-129/76, вып. 4. Железобетонные предварительно напряженные сегментные фермы для покрытий зданий с пролетами 18 и 24 м.

Уласевич Вячеслав Прокофьевич, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура