

Рис. 3. Отношение коэффициентов $c_r(z)$ и \sqrt{k}

На основании анализа полученных отношений коэффициентов $c_r(z)$ и \sqrt{k} (рис. 3) можно заключить, что в зависимости от типа местности они могут принимать значения как меньше, так и больше единицы. Это говорит о том, что предложенные в [1] зависимости для коэффициента $c_r(z)$ для III и IV типов местности принимают меньшие значения, чем коэффициент \sqrt{k} в [2], учитывающий изменение средней скорости по высоте. Разница величин для данных двух типов местности $c_r^{IV}(z)/\sqrt{k_C}$ и $c_r^{III}(z)/\sqrt{k_B}$ варьируется от 5% для высот 30...130 м до 7% для z до 30 м и выше 130 м.

Для II типа местности коэффициент $c_r(z)$ принимает большее значение, чем коэффициент \sqrt{k} . Отношение $c_r^{II}(z)/\sqrt{k_A}$ превышает 3% лишь для высот 30...60 м, приближаясь к единице на высоте 200 м.

Разница отношений коэффициентов $c_r(z)$ и \sqrt{k} превышающая 8% для всех типов местности для высот до 20 м, объясняется использованием различных математических операторов для описания вертикальных профилей скоростей ветра с присущими им граничными условиями.

Заключение

1. В рассматриваемых методиках приняты различные нормируемые характеристики ветровой нагрузки. В ТКП EN 1991-1-4 [1] карта ветровых районов составлена согласно зафиксированным на метеостанциях и приведенным к микрометеорологическому однородному ряду величинам средней скорости ветра (м/с), в СНиП 2.01.07 [2] — согласно значениям ветрового давления (Па), которое является функцией квадрата скорости.

2. При определении значений средней скорости ветра основным отличием рассматриваемых методик является период ее повторяемости, равный 50 лет согласно [1] и 5 лет согласно [2]. Исследованиями установлено, что отношение скорости ветра с данными периодами повторяемости находится в пределах 1,17...1,25.

3. По результатам выполненного сравнительного анализа профиля ветра по вертикали установлено:

– отношение коэффициентов, учитывающих изменение скорости ветра по высоте и тип местности согласно логарифмической [1] и степенной [2] зависимостям, принимают значения как меньше, так и больше единицы;

– отношение коэффициентов $c_r(z)$ и \sqrt{k} , соответствующих типам местности II согласно [1] и А согласно [2], для которых определяются значения $V_{b,0}$ и v_0 , дают расхождение не более 3%;

– для типов местности III, IV [1] и В, С [2] для высот до 200 м разница между коэффициентами $c_r(z)$ и \sqrt{k} не превышает 7%.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009. – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 118 с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.87. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1978. – 224 с.
4. Żurański, J.A. Wpływ warunków klimatycznych i terenowych na obciążenie wiatrem konstrukcji budowlanych / J.A. Żurański. – Warszawa: Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, 2005. – 128 p.
5. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
6. Савицкий, Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения / Г.А. Савицкий. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 112 с.
7. Симиу, Э. Воздействие ветра на здания и сооружения / Э. Симиу, Р. Сканлан / Пер. с англ. Б.Е. Маслова, А.В. Швецовой; под ред. Б.Е. Маслова. – М.: Стройиздат, 1984. – 360 с.

Материал поступил в редакцию 15.02.11

TUR V.V., CHERNOIVAN A.V. To evaluation of mean wind velocity at calculation of buildings and constructions

In the article present comparative analysis value of mean wind velocity and its changing from a height in the context of techniques adopted in ТКП EN 1991-1-4 «Eurocode 1. Actions on structures. Part 1–4. General actions. Wind actions», put into action from 1 of January 2010 year in Belarus and in chapter 6 SNiP 2.01.07 «Loadings and actions», action in Belarus before.

УДК 624.014:621.792

Драган В.И., Левчук А.А.

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ТРЕХСЛОЙНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ С УТЕПЛИТЕЛЕМ

Введение. Аналитические методики расчета [1, 2] не позволяют производить статический расчет трехслойных панелей по неравнопролетным расчетным схемам с учетом требований [3] по приложению нормируемых нагрузок (линейное изменение нагрузки в зоне расположения снеговых мешков для кровельных панелей или ветровой нагрузки по высоте для стеновых панелей; наличие силовой

нагрузки не во всех пролетах; приложение сосредоточенных сил).

В таких случаях представляется рациональным выполнять статический расчет ограждений из металлических панелей с утеплителем численными методами строительной механики, например, методом конечных элементов.

Драган Вячеслав Игнатьевич, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета

Левчук Александра Александровна, аспирантка кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура

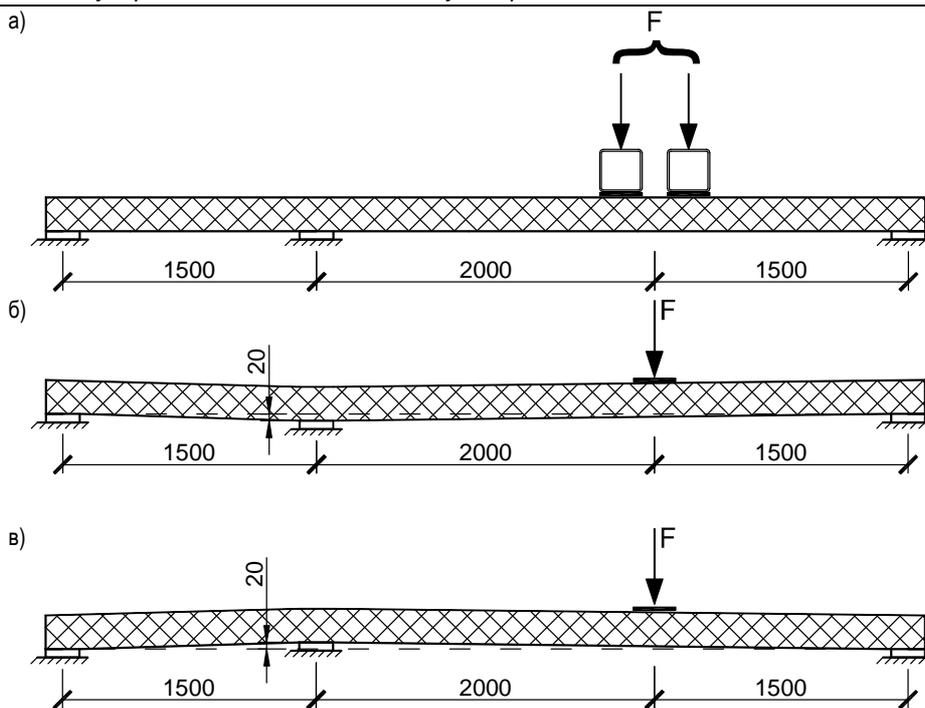


Рис. 1. Схемы испытаний панелей: а – схема 1; б – схема 2; в – схема 3

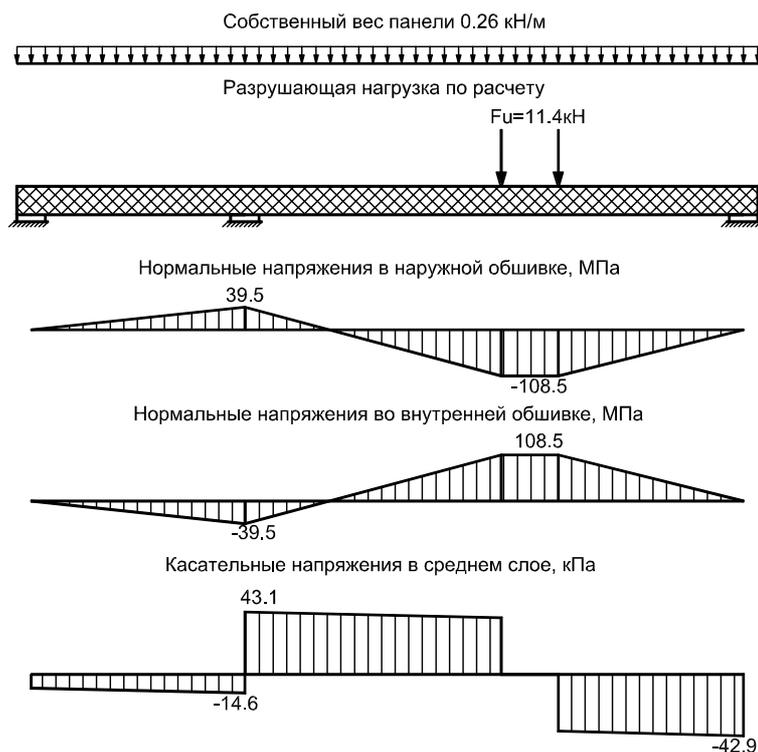


Рис. 2. Эпюры внутренних усилий в панели при загрузении по схеме 1

Работа посвящена проверке сходимости результатов расчета трехслойных панелей численным методом с экспериментальными данными.

Планирование эксперимента. В связи с тем, что работа трехслойных металлических панелей по приведенным в [1, 2] простым расчетным схемам достаточно хорошо изучена, рассмотрим двухпролетную панель с пролетами различных величин, на которую действуют собственный вес, сосредоточенная сила в одном из пролетов, а промежуточная опора имеет возможность смещаться из плоскости панели.

Расчеты панели на действие этих нагрузок выполнялись численным методом [4]. Рассматривались стеновые панели с утеплите-

лем из минераловатных плит длиной 5 метров, шириной 1200 мм и толщиной 120 мм.

При расчетах подбирались соотношение величин пролетов панелей и место приложения силовой нагрузки таким образом, чтобы смещение средней опоры из горизонтальной плоскости, вверх или вниз, приводило к изменению характера разрушения конструкции или значительному изменению разрушающей силовой нагрузки.

Необходимые для планирования эксперимента прочностные и упругие характеристики металлических панелей с утеплителем из минераловатных плит (модуль сдвига $G_c = 4,75$ МПа; критические напряжения подкрепленной средним слоем сжатой обшивки $\sigma_{w,2} = 108,5$ МПа;

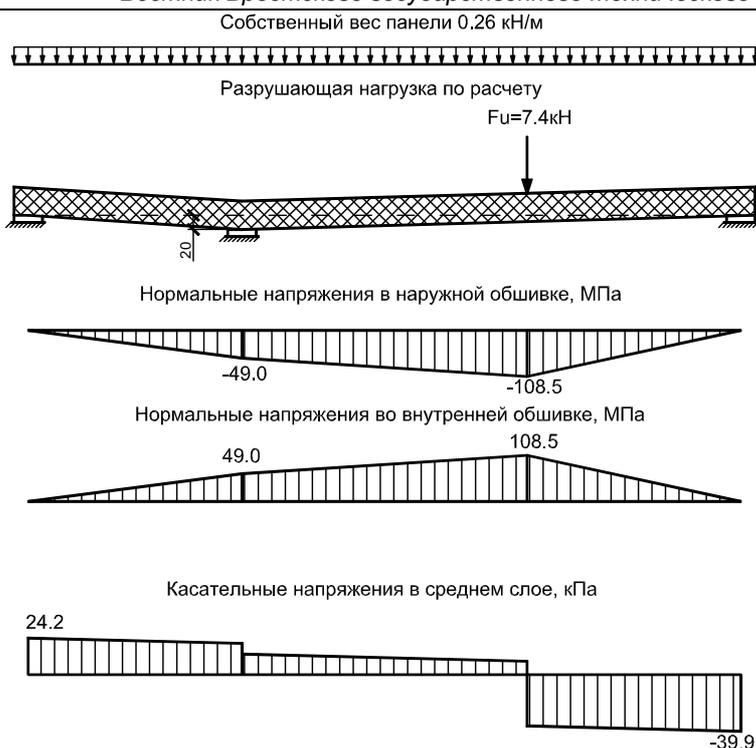


Рис. 3. Эпюры внутренних усилий в панели при загрузении по схеме 2

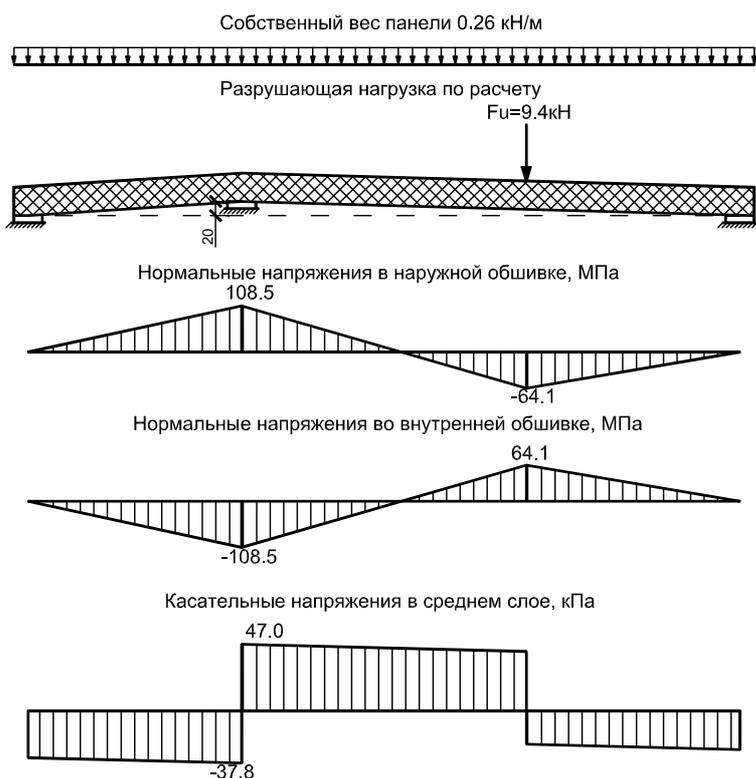


Рис. 4. Эпюры внутренних усилий в панели при загрузении по схеме 3

прочность материала среднего слоя при сдвиге $f_{c,v} = 56$ кПа и сжатии $f_{c,c} = 139$ кПа) определены экспериментально по методике [1]. Результаты этих испытаний приведены в статье этого сборника.

По результатам выполненных расчетов были приняты три схемы испытаний панелей, приведенные на рисунке 1:

- схема 1 без смещения промежуточной опоры из горизонтальной плоскости;
- схема 2 со смещением промежуточной опоры на 20 мм вниз;
- схема 3 со смещением промежуточной опоры на 20 мм вверх.

Полученные расчетом эпюры напряжений в обшивках и среднем слое панелей при действии нагрузки от собственного веса и разрушающих нагрузок F_u по схемам загрузений 1, 2 и 3 приведены на рисунках 2, 3 и 4 соответственно.

Разрушение панелей при испытаниях по схеме 1 должно происходить с потерей устойчивости сжатой (верхней) обшивки во втором (правом) пролете в месте приложения испытательной нагрузки при ее величине $F_u=11,4$ кН.

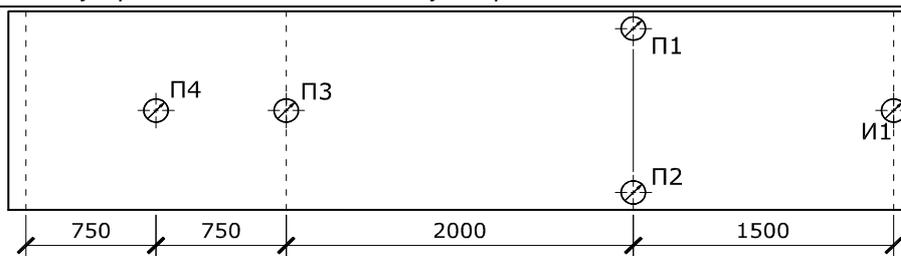


Рис. 5. Схема расстановки измерительных приборов
П1...П4 – прогибомеры 6ПАО, И1 – индикатор часовой ИЧ-10

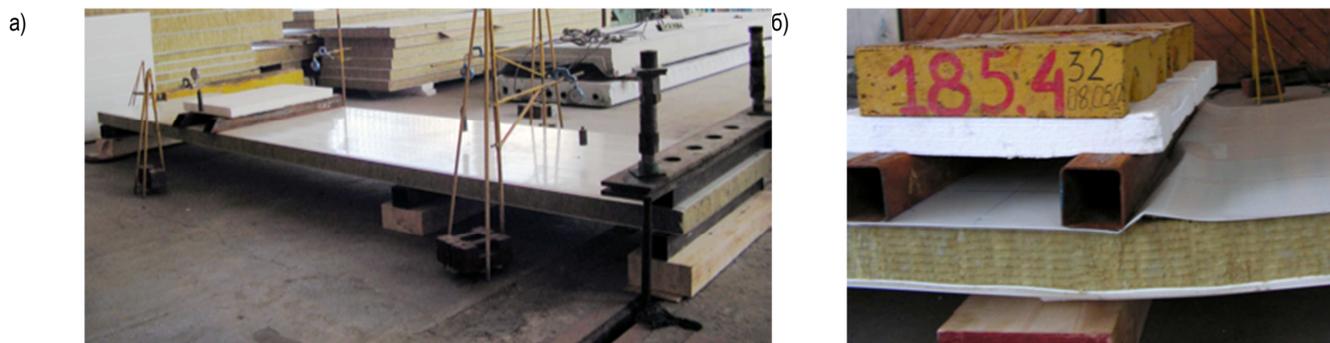


Рис. 6. Испытания панелей по схеме 1

а – панель на стенде; б – характер разрушения панели – потеря устойчивости верхней обшивки на участке действия испытательной нагрузки



Рис. 7. Испытания панелей по схеме 2

а – панель на стенде; б, в – характер разрушения панели – потеря устойчивости верхней обшивки на участке действия испытательной нагрузки

Разрушение панелей при испытаниях по схеме 2 должно происходить с потерей устойчивости сжатой (верхней) обшивки во втором (правом) пролете в месте приложения испытательной нагрузки при ее величине $F_{cr}=7,4$ кН.

Разрушение панелей при испытаниях по схеме 3 должно происходить – с потерей устойчивости сжатой (нижней) обшивки на промежуточной опоре при величине испытательной нагрузки $F_{cr}=9,4$ кН.

Экспериментальные исследования. Были выполнены испытания семи панелей: трех по схеме 1; двух по схеме 2; двух по схеме 3.

При испытаниях панелей определялся характер их разрушения, и фиксировались величины разрушающих нагрузок F_{cr} .

Необходимые перепады отметок опор панелей при испытаниях по схемам 2 и 3 создавались использованием опорных элементов из стальных гнутых замкнутых сварных профилей различной высоты. Ширина опор панелей назначалась такой, чтобы при проведении испытаний не происходило разрушение материала среднего слоя при сжатии.

Крепление панелей к опорам самонарезающими винтами при испытаниях не выполнялось.

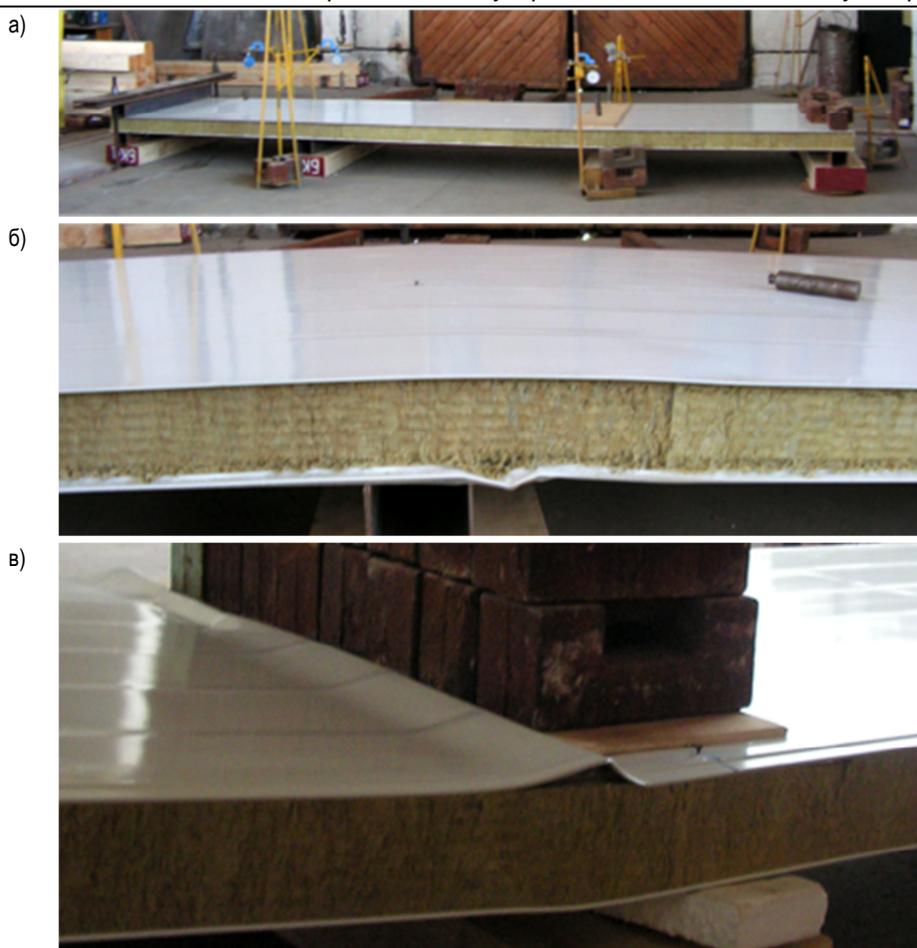


Рис. 8. Испытания панелей по схеме 3 (испытание №1)

а – панель на стенде; б – характер разрушения панели – потеря устойчивости нижней обшивки на средней опоре; в – характер разрушения панели – потеря устойчивости верхней обшивки на участке действия испытательной нагрузки



Рис. 9. Испытание панели по схеме 3 (испытание №2)

а, б – характер разрушения панели – сдвиг среднего слоя на участке между средней опорой и линией действия испытательной нагрузки

Вертикальные смещения испытываемых панелей (прогибы) измерялись четырьмя прогибомерами БПАО и индикатором часовым ИЧ-10. Схема расстановки измерительных приборов показана на рисунке 5.

Прижим панелей к крайней левой опоре при испытаниях по схеме 1 обеспечивался стальной балкой и натяжением анкерных болтов (см. рисунок 6а).

Прижим панелей к промежуточной опоре при испытаниях по схеме 2 обеспечивался приложением дополнительной полосовой нагрузки по линии этой опоры (см. рисунок 7а).

Прижим панелей к крайней правой опоре при испытаниях по схеме 3 обеспечивался приложением дополнительной полосовой нагрузки по линии этой опоры, а к крайней левой опоре – стальной балкой и натяжением анкерных болтов (см. рисунок 8а).

Прогнозируемые (определенные расчетом) и экспериментальные (полученные при проведении испытаний) разрушающие нагрузки, характер разрушения панелей при испытаниях и иная информация об испытаниях сведены в таблицу.

Характер разрушения всех испытанных панелей (см. рисунки 6–9) совпал с прогнозируемым характером разрушения конструкций. Разрушение панелей при испытаниях произошло при величинах нормальных напряжений в сжатых обшивках, равных критическим напряжениям, за исключением испытания 2 по схеме 3, при котором произошло разрушение панели от сдвига материала среднего слоя на промежуточной опоре.

Заключение

1. Деформации панелей при испытаниях соответствовали полученным расчетным путем величинам.
2. Характер разрушения испытанных панелей соответствовал прогнозируемому.
3. Проведенный эксперимент подтвердил, что расчет металлических трехслойных панелей с утеплителем по сложным расчетным схемам в ограждениях может быть выполнен численными методами с достаточной точностью.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Self-supporting double skin metal faced insulating panels - Factory made products – Specifications: EN 14509/ CEN. – Brussels: 2006. – 145 p.
2. Рекомендации по расчету трехслойных панелей с металлическими обшивками и заполнителем из пенопласта. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1976. – 26 с.
3. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 35 с.
4. Левчук, А.А. Расчетная модель металлических трехслойных панелей с утеплителем из минераловатных плит и пенопласта. Вестник БрГТУ. – 2008. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 97–102.

Материал поступил в редакцию 18.11.10

DRAGAN V.I., LEVCHUK A.A. Strength and elasticity of double skinned metal faced panels

The article devoted to convergence verification of calculation results, derived with numerical method (FEM), with experimental data. Authors made experimental researches, which revealed high convergence with numerical computation.

УДК 624.014.2

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В., Седляр Т.Н.

ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ОТОГНУТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Введение. В связи с развитием предварительно напряженных конструкций возник ряд новых в области расчета и конструирования вопросов, многие из которых нашли освещение в трудах крупных специалистов зарубежных стран, обобщивших опыт проектирования и строительства железобетонных конструкций (Фрейсине, Леонгарда, Мерше, Ринальди, Маньеля, Гийона, Лина, Честелли-Гуйди, Кани, Михайлова, Николаева, Бердичевского). Один из таких – применение предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутым армированием. Данная статья посвящена вопросу целесообразности применения и экономическим преимуществам использования конструкций с предварительно напряженным полого отогнутым армированием.

Развитие конструктивных решений. В 1916 г. В. Вильсон впервые приводит в своем английском патенте криволинейные элементы предварительно напряженной арматуры, которые бетонизируются в напряженном состоянии. Однако точное статическое действие этих предварительно напряженных элементов, очевидно, не было вполне ясно Вильсону [1, 2]. На протяжении последующих двадцати лет продолжается развитие в области конструирования предварительно напряженных конструкций, результатом проделанной работы стало использование способа укладки стальных стержней в бетоне, обеспечивающего возможность их натяжения со скольжением после затвердевания бетона (элемент без сцепления

арматуры с бетоном). Сцеплению проволоки с бетоном препятствовало покрытие парафином. Однако только в 1938 г. фирма «Вайсс и Фрейтаг», получив лицензию на применение методов Фрейсине, впервые сооружают путепровод пролетом 33м из четырех предварительно напряженных балок со сцеплением проволоки с бетоном. Выполненная работа и полученные ценные результаты дают толчок по внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций со сцеплением арматуры с бетоном [2, 3].

В 1949 г. Ф. Леонгард разработал со своим сотрудником Бауром способ Баура-Леонгарда [3], который характеризуется совмещением элементов натягиваемой арматуры в некоторых каналах с многорядным горизонтальным расположением проволок или прядей и одновременным натяжением всей арматуры сооружения. По этому способу ими возводятся неразрезные конструкции со сквозными арматурными элементами. Ф. Леонгард выполняет, в связи с разработкой этой конструкции, лабораторные испытания по изучению потерь от трения элементов при натяжении арматуры и предлагает мероприятия для уменьшения этих потерь. Использование этих мероприятий делает возможным осуществлять натяжение сквозной арматуры неразрезной конструкции с пятью или более пролетами.

Последующее развитие предварительно напряженных конструкций велось интенсивнее, однако отличалось главным образом разработкой способов анкеровки арматуры. Параллельно при этом изучаются вопросы выбора очертания натягаемой арматуры в кон-

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

Кривицкий Павел Васильевич, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

Седляр Т.Н., инженер ОАО «Стройтрест №2», г. Пинск.