



(20)-0408-1

## НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПО ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

А. Н. Миронов<sup>1</sup>, Д. В. Белый<sup>2</sup>, В. М. Анищенко<sup>3</sup>

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,  
2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.

E-mail: <sup>1</sup> andreyexp@mail.ru, <sup>2</sup> nuxassassin@ukr.net, <sup>3</sup> vove.ne@mail.ru

Получена 16 апреля 2020; принята 22 мая 2020.

**Аннотация.** В работе приведена методика расчета, моделирование и оценка напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонной плиты с использованием несъемной опалубки из профилированного листа с размерами в плане 2,0×0,5 м в монтажной и эксплуатационной стадиях. Определен расчетный момент трещинообразования в сталежелезобетонной плите, выявлены возможности сопротивления за счет сил сцепления бетона с листом без установки дополнительных упор и анкеров, определена пригодность исследуемой конструкции по группам предельных состояний. Проведен анализ полученных результатов в ПК «ЛИРА САПР 2016». Выявлен теоретический диапазон допустимых нагрузок, при которых не возникает трещинообразование. Рассмотрена эпюра распределения возникающих деформаций по высоте нормального сечения сталежелезобетонной плиты. Сделаны выводы по несущим и деформационным возможностям исследуемой конструкции.

**Ключевые слова:** плита, профилированный настил, бетонная смесь, нагрузка, сдвигающие усилия, анкерование, деформация.

## НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПО ПРОФІЛЬОВАНОМУ НАСТИЛУ

А. М. Миронов<sup>1</sup>, Д. В. Бєлий<sup>2</sup>, В. М. Аніщенко<sup>3</sup>

ДООУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,  
2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.

E-mail: <sup>1</sup> andreyexp@mail.ru, <sup>2</sup> nuxassassin@ukr.net, <sup>3</sup> vove.ne@mail.ru

Отримана 16 квітня 2020; прийнята 22 травня 2020.

**Анотація.** У роботі наведені методики розрахунку, моделювання та оцінка напружено-деформованого стану сталезалізобетонної плити із використанням незнімної опалубки з профільованого листа з розмірами в плані 2,0×0,5 м в монтажній і експлуатаційній стадіях. Визначено розрахунковий момент тріщиноутворення в сталезалізобетонній плиті, виявлені можливості опору за рахунок сил зчеплення бетону з листом без урахування додаткових упорів і анкерів, визначена придатність досліджуваної конструкції за групами граничних станів. Проведено аналіз отриманих результатів в ПК «ЛІРА САПР 2016». Виявлено теоретичний діапазон допустимих навантажень, при яких не виникають тріщини. Розглянута епюра розподілу виникаючих деформацій по висоті нормального перерізу сталезалізобетонної плити. Зроблено висновки щодо несучих і деформаційних можливостей досліджуваної конструкції.

**Ключові слова:** плита, профільований настил, бетонна суміш, навантаження, зсувні зусилля, анкерування, деформація.

## THE STRESS-STRAIN STATE OF A STEEL-REINFORCED CONCRETE SLAB USING A PROFILED SHEET AS PART OF THE FLOOR OF A BUILDING

Andrey Mironov<sup>1</sup>, Dmitry Belyy<sup>2</sup>, Vladimir Anishchenkov<sup>3</sup>

*Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,*

*2, Derzhavina Str., Makeyevka, DPR, 86123.*

*E-mail: <sup>1</sup> andreyexp@mail.ru, <sup>2</sup> nyxassassin@ukr.net, <sup>3</sup> vove.ne@mail.ru*

*Received 16 April 2020; accepted 22 May 2020.*

**Abstract.** The paper presents the calculation methodology, modeling and assessment of the stress-strain state of a steel-reinforced concrete slab and using fixed formwork from a profiled sheet with a plan size of 2×0,5 m in the assembly and operation stages. The calculated moment of crack formation in the steel-reinforced concrete slab is determined, the possibility of resistance due to the adhesion forces of concrete with the sheet without the installation of additional stops and anchors is identified, the suitability of the structure under study for groups of limiting states is determined. The analysis of the results obtained in the PC «LIRA SAPR 2016». A theoretical range of permissible loads is revealed for which cracking does not occur. The diagram of the distribution of arising deformations along the height of the normal section of a steel-reinforced concrete slab is considered. Conclusions are made on the bearing and deformation capabilities of the investigated design.

**Keywords:** slab, profiled flooring, concrete mix, load, shear forces, anchoring, deformation.

### Введение

В современном строительстве преобладает использование железобетонных и металлических конструкций в качестве и несущих и ограждающих элементов. Однако с большой частотой применяемости возникает ряд проблем по их оптимизации [1].

Важными параметрами при проектировании всегда являлись подбор поперечного сечения несущего элемента. Для перекрытий в основном используются конструкции плитного типа, с достаточными геометрическими характеристиками и насыщенные арматурными изделиями. Наличие металла внутри конструкций зачастую усложняет монтаж, так как подразумевает предварительную сборку и установку арматурных каркасов, что увеличивает срок строительства, сметные затраты с учетом большого количества при высокой этажности.

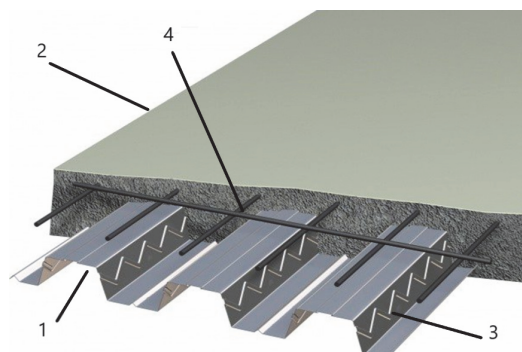
Сталежелезобетонные плитные конструкции с использованием профилированного настила в качестве несъемной опалубки и армирования в нижней растянутой зоне – могут значительно

уменьшить расход необходимой по расчету арматуры. Профилированный настил, который используется в перекрытии, по европейским нормам проектирования должен иметь рифление для сцепления с бетонной смесью и предотвращения проскальзывания, а также расчетные анкера по всей длине листа [2].

Вследствие односторонности требований по проектированию перекрытий из профилированного настила, необоснованности использования большого количества арматуры, дополнительных анкеров при любой расчетной и нормативной нагрузке, а также ввиду дороговизны и нехватки данных изделий – проверка работы плиты под нагрузкой без установки рифления, арматуры и анкеров имеет высокую актуальность.

### Описание объекта исследований

Объектом исследования является сталежелезобетонная плита, выполненная по балочной разрезной схеме с применением профилированного листа в качестве несъемной опалубки (рис. 1) [3].



**Рисунок 1.** Устройство сталежелезобетонного перекрытия по профилированному настилу: 1 – профилированный настил, 2 – бетон, 3 – выштамповка на поверхности листа, 4 – арматурная сетка.

Для анализа и расчета был выбран профилированный настил Н75-750-0,8 (рис. 2) пролетом 2 м, шириной 0,57 м, применен бетон класса В20 с толщиной над профлистом 40 мм. Расчет плиты производился по методике [4].

### Расчет сталежелезобетонной плиты в монтажной стадии

1. Монтажная стадия описывает процессы, когда бетон не набрал достаточную прочность и отсутствует его совместная работа с металлической конструкцией.

Для расчета плиты в монтажной стадии была определена постоянная нагрузка от ее собственного веса. Данные представлены в таблице.

Приведенная толщина бетона  $h_b$  (рис. 3) определяется по методике [6]:

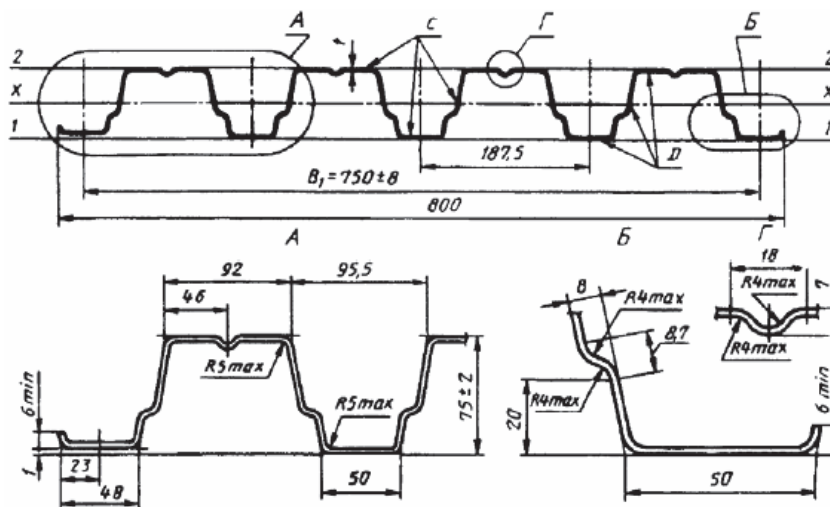
$$h_b = [(b + b')h_n] / (2s_n), \quad (1)$$

где  $s_n$  – расстояние между осями гофров настила, см;

$h_b$  – приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения настила;

$h_n$  – высота сечения профлиста.

$$h_b = \frac{(50 + 95,5) \cdot 75}{2 \cdot 187,5} = 29,1 \text{ мм.}$$



Профилированный лист типа Н высотой 75 мм

Обозначение профилиро- ванного листа	l, мм	Площадь сечения A, см <sup>2</sup>	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины						Масса 1 м <sup>2</sup> , кг	Ширина заготов- ки, мм
				при сжатых узких полках			при сжатых широких полках				
				момент инерции I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	момент сопротивления, см <sup>3</sup>		момент инерции I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	момент сопротивления, см <sup>3</sup>			
					W <sub>x1</sub>	W <sub>x2</sub>		W <sub>x1</sub>	W <sub>x2</sub>		
H75–750–0,7	0,7	8,8	7,4	104,5	22,5	29,1	104,5	25,6	28,1	9,8	1 250
H75–750–0,8	0,8	10,0	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2	
H75–750–0,9	0,9	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5	

**Рисунок 2.** Геометрические характеристики [5].

Таблица. Сбор постоянной нагрузки от ее собственного веса

№	Наименование слоя плиты	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$t$ , м	$q_{п}$ , кН/м	$\gamma_{fm}$	$q_p$ , кН/м
1	Собственный вес бетона (без армирования)	2 400	0,0691	1,66	1,3	2,16
2	Собственный вес профилированного настила	—	—	0,112	1,05	0,12
Итого		—	—	<b>1,772</b>	—	<b>2,28</b>

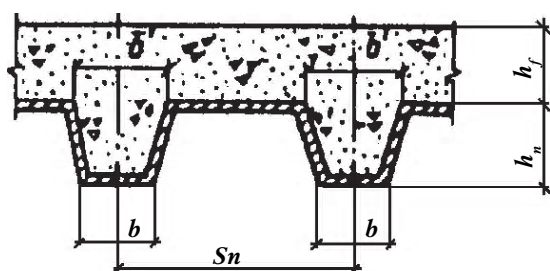


Рисунок 3. К определению приведенной толщины бетона.

Изгибающий момент определялся по балочной разрезной схеме (рис. 4):

$$M_{MAX} = (q_n \cdot L^2) / 8, \quad (2)$$

$$M_{MAX} = (1,772 \cdot 2^2) / 8 = 0,89 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

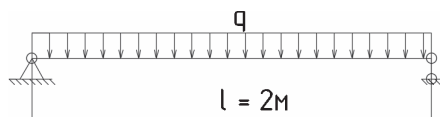


Рисунок 4. Расчетная схема плиты.

Нормальные напряжения, возникающие в середине пролета профлиста:

$$\sigma_{MAX} = M_{MAX} / W, \quad (3)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения профнастила при сжатых широких полках (рис. 4).

$$\sigma_{MAX} = (0,89 \cdot 10^3) / 28,5 = 31,22 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Следовательно, прочность профлиста обеспечена.

2. Проверка плиты по II группе предельных состояний.

Для плитных конструкций в соответствии с [7], наибольшая величина статического прогиба

от суммы всех нормативных вертикальных нагрузок не должна превышать:

$$[f] < (1 / 200) \cdot L, \quad (4)$$

$$[f] < (1 / 200) \cdot 2 = 10 \text{ мм}.$$

Величина прогиба в профлисте составляет:

$$f_{плиты} = (5 \cdot q_n \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I), \quad (5)$$

т. е.:

$$f_{плиты} = (5 \cdot 1,772 \cdot 2^4 \cdot 10^3) /$$

$$/(384 \cdot 2,06 \cdot 114,9 \cdot 10^3) = 0,00156 \text{ м} = 1,56 \text{ мм}.$$

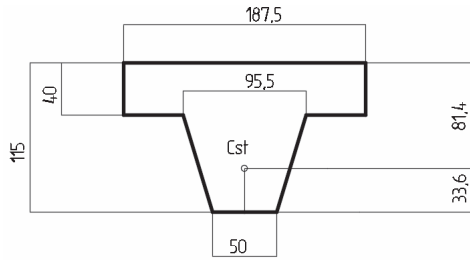
Требование II группы предельных состояний выполнено.

### Расчет сталежелезобетонной плиты в эксплуатационной стадии

1. На стадии, когда бетон набрал прочность, начинается его совместная работа с профилированным настилом, который выступает в роли несущей рабочей арматуры вдоль всей длины плиты.

Геометрические характеристики поперечного сечения (рис. 5) элементов плиты:

- площадь расчетного сечения профлиста  $A = 1,875 \text{ см}^2$ ;
- расчетная ширина полки  $b_f = 0,1875 \text{ м}$ ;
- толщина бетона над профлистом – 40 мм;
- материал профлиста – сталь С245;
- класс используемого бетона В20 [8];
- высота гофра профлиста – 75 мм;
- высота поперечного сечения – 115 мм;
- положение центра тяжести профлиста – 33,6 мм относительно нижней его грани;
- расчетные характеристики бетона:  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  (расчетное сопротивление бетона сжатию);  $R_{bt,ser} = 1,4 \text{ МПа}$  (расчетное сопротивление бетона растяжению);  $R_{bn} = 15 \text{ МПа}$  (нормативное сопротивление бетона сжатию).



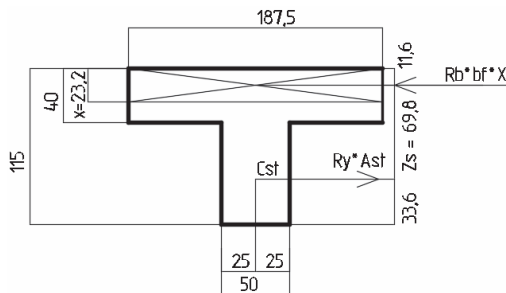
**Рисунок 5.** Расчетное поперечное сечение сталежелезобетонной плиты (все размеры приведены в мм).

Определение высоты сжатой зоны бетона:

$$X = (R_y \cdot A_{st}) / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f), \quad (6)$$

$$X = (240 \cdot 1,875) / (11,5 \cdot 0,9 \cdot 18,75) = 2,32 \text{ см}$$

Следовательно, нейтральная ось расположена в полке плиты (рис. 6).



**Рисунок 6.** Расчетная схема приведенного сечения сталежелезобетонной плиты (все размеры даны в мм).

Определение внутренней пары сил сопротивления бетона и стали  $Z_s$ :

$$Z_s = Z - Y_c - 0,5 \cdot X = 115 - 33,6 - 23,2 \cdot 0,5 = 69,8 \text{ см.}$$

Предельный изгибающий момент сечения (рис. 7):

$$M_{пред} = R_y \cdot Y_c \cdot Z_s, \quad (7)$$

$$M_{пред} = 240 \cdot 10^6 \cdot 1,875 \cdot 10^{-4} \times \\ \times 0,0698 \cdot 10^{-3} = 3,14 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

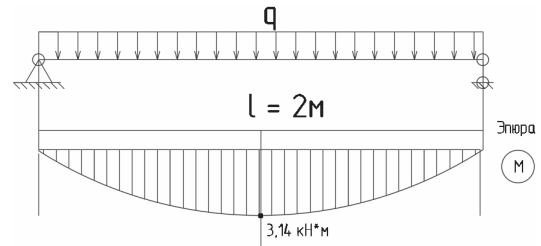
Нагрузка на один погонный метр плиты:

$$M_{MAX} = (q / L^2) / 8, \quad (8)$$

отсюда,  $q = (8 \cdot M_{MAX}) / L^2 = 8 \cdot 3,14 / 4 = 6,28 \text{ кН/м.}$

Предельная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> плиты будет составлять:

$$Q = q / 0,1875 = 33,49 \text{ кН/м}^2 \text{ (3 349 кг/м}^2\text{)}.$$



**Рисунок 7.** Эпюра изгибающих моментов в плите.

2. Проверка плиты по II группе предельных состояний.

Для плитных конструкций в соответствии с [7], наибольшая величина статического прогиба от суммы всех нормативных вертикальных нагрузок не должна превышать:

$$[f] < (1 / 200) \cdot L,$$

$$[f] < (1 / 200) \cdot 2 = 10 \text{ мм.}$$

Величина прогиба в профлисте составляет:

$$f_{плиты} = (5 \cdot q_n \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I),$$

т. е.:

$$f_{плиты} = (5 \cdot 6,28 \cdot 2^4 \cdot 10^3) / \\ / (384 \cdot 2,06 \cdot 114,9 \cdot 10^3) = 0,00552 \text{ м} = 5,52 \text{ мм.}$$

Требование II группы предельных состояний выполнено.

3. Суммарный прогиб от 2-х стадий – монтажной и эксплуатационной:

$$f_{плиты} = f_{мон} = f_{экспл} = 5,52 + 1,56 = 7,04 \text{ мм.}$$

Требование II группы предельных состояний выполнено.

### Проверка устойчивости стенок профилированного настила по балочной разрезной схеме от монтажных нагрузок

Расчет на устойчивость стенок изгибаемых элементов (кроме перфорированных профилей), не укрепленных поперечными ребрами, под местной нагрузкой или на опорах, следует выполнять по формуле [9]:

$$P_n = C \cdot t^2 \cdot R_y \cdot \sin \alpha \left( 1 - C_r \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \times \\ \times \left( 1 + C_b \sqrt{\frac{b}{t}} \right) \cdot \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right), \quad (9)$$

где  $P_n$  – критическое усилие потери местной устойчивости стенки профиля без перфорации;

$C_r$  – коэффициент, зависящий от радиуса изгиба  $r < 12$ ;

$C_b$  – коэффициент, зависящий от ширины опоры «в» при  $b > 19$  мм;

$C_h$  – коэффициент, зависящий от гибкости стенки, равной  $h/t < 200$ ;

$t$  – толщина стали профилированного настила;

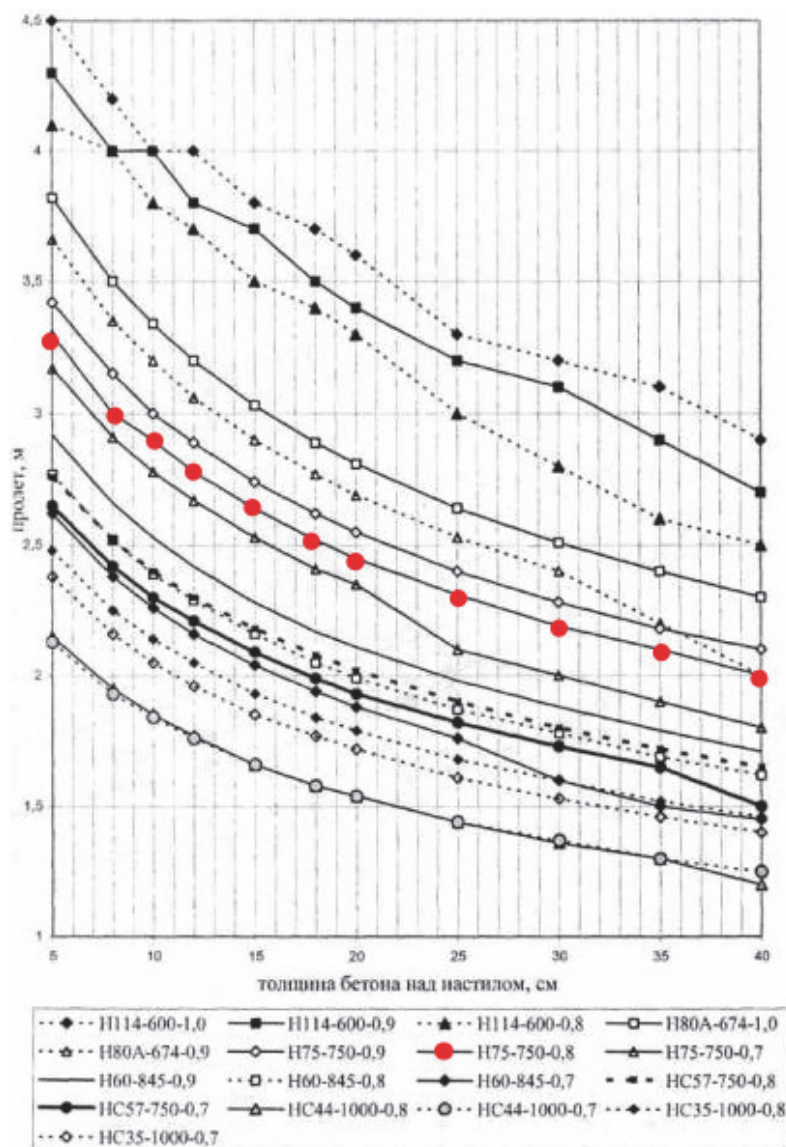
$b$  – ширина опорной полки настила;

$h$  – высота профилированного настила;

$\alpha$  – угол между стенкой и плоскостью опоры,  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ .

При использовании профилированного настила только в качестве оставляемой опалубки без временных промежуточных опор рекомендуется принимать предельные пролеты по графикам [9] в зависимости от расчетной схемы настила и толщины слоя бетона над его верхними полками.

При толщине бетонной смеси в 40 мм над профлистом и пролете плиты 2,0 м, устойчивость стенки профилированного настила толщиной 0,8 мм – обеспечена (рис. 8).



**Рисунок 8.** Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его однопролетной схеме.



### Расчет сталежелезобетонной плиты в ПК «Ли́ра» в эксплуатационной стадии

Расчет плиты выполнялся в ПК «Ли́ра САПР 2016» при упругой работе материала. Рассматривалась плита с размерами 0,57×2,2 м. Расчетной схемой являлась плита балочного типа по разрезной схеме, моделированная конечными элементами (КЭ) в виде объемных КЭ (бетон) и КЭ-оболочек (профилированный настил). Характерный размер сетки КЭ оболочек в моделях принят 25×25 мм, что с достаточно высокой точностью определяет распределение внутренних усилий в плите. Сопряжение всех элементов между собой – жесткое.

Общий вид расчетной модели плиты в ПК «Ли́ра САПР 2016» приведен на рис. 9, 10.

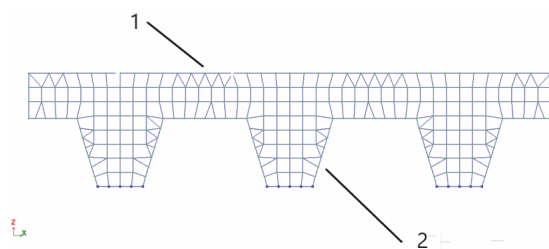


Рисунок 9. Расчетная модель плиты в ПК «Ли́ра САПР 2016»: 1 – бетон; 2 – профнастил.



Рисунок 10. Общий вид расчетной модели плиты в ПК «Ли́ра САПР 2016».

В эксплуатационной стадии действует нагрузка равная  $q = 33,49 \text{ кН/м}^2$ . Результаты расчета в ПК «Ли́ра САПР 2016» представлены на рис. 11.

Максимальные напряжения составляют 71,3 МПа, и приходятся на растянутую зону профилированного настила (рис. 12). Бетон верхней зоны испытывает сжатие в 2,73 МПа.

Максимальное значение прогибов в эксплуатационной стадии при заданной нагрузке составило – 1,92 мм (рис. 13).

### Расчет сталежелезобетонной плиты в ПК «Ли́ра» в монтажной стадии

В монтажной стадии действует нагрузка равная  $q = 9,45 \text{ кН/м}^2$ . Результаты расчета в ПК «Ли́ра САПР 2016» представлены ниже (рис. 14).

Максимальные напряжения составляют 20,1 МПа и приходятся на растянутую зону профилированного настила (рис. 15).

Максимальное значение прогиба профлиста в середине пролета от монтажной стадии составляет 0,54 мм (рис. 16).

### Расчет по образованию трещин при изгибе плиты

В соответствии с [10], можно определить изгибающий момент, при котором произойдет образование трещин, и следовательно, появится необходимость в использовании дополнительной арматуры, анкеров или упоров (рис. 17).

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{nl}, \quad (10)$$

где  $W_{nl}$  – пластический момент сопротивления сечения, см<sup>3</sup>;

$R_{bt,ser}$  – 1,4 МПа – прочность бетона класса В20 на растяжение;

$M_{crc}$  – изгибающий момент трещинообразования.

$$W_{nl} = (2 \cdot I_{b0}) / (h - x) + S_{b0}, \quad (11)$$

где  $I_{b0}$  – момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии,  $I_{s0}$  – момент инерции площади сечения арматуры относительно нулевой линии,

$S'_{b0}$  – статический момент площади сечения сжатой зоны относительно нулевой линии,

$S_{b0}$  – статический момент площади сечения растянутой зоны относительно нулевой линии.

$$\alpha = E_s + E_b, \quad (12)$$

$$\alpha = 210\,000 / 27\,000 = 7,778$$

$$W_{pl} = 2(I_{b0} + a \cdot I_{s0} + a \cdot I'_{s0}) / (h - x) + S_{b0}, \quad (13)$$

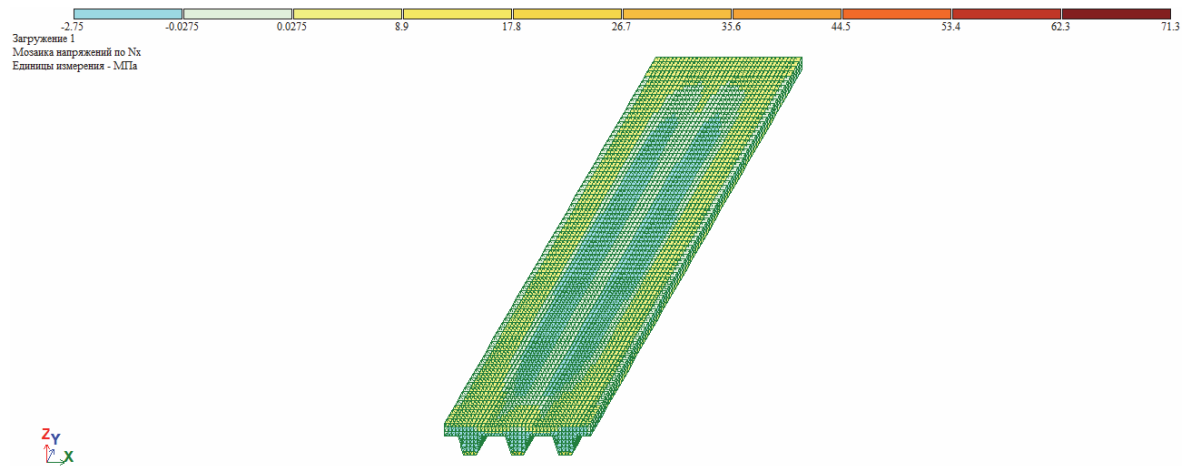


Рисунок 11. Распределение (мозаика) нормальных напряжений в плите.

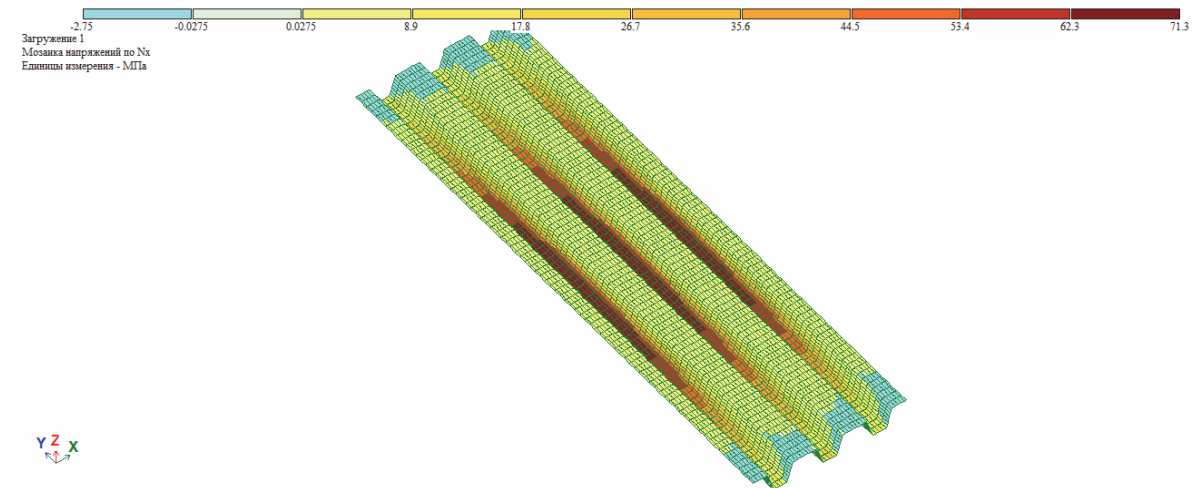


Рисунок 12. Распределение (мозаика) нормальных напряжений в профлисте.

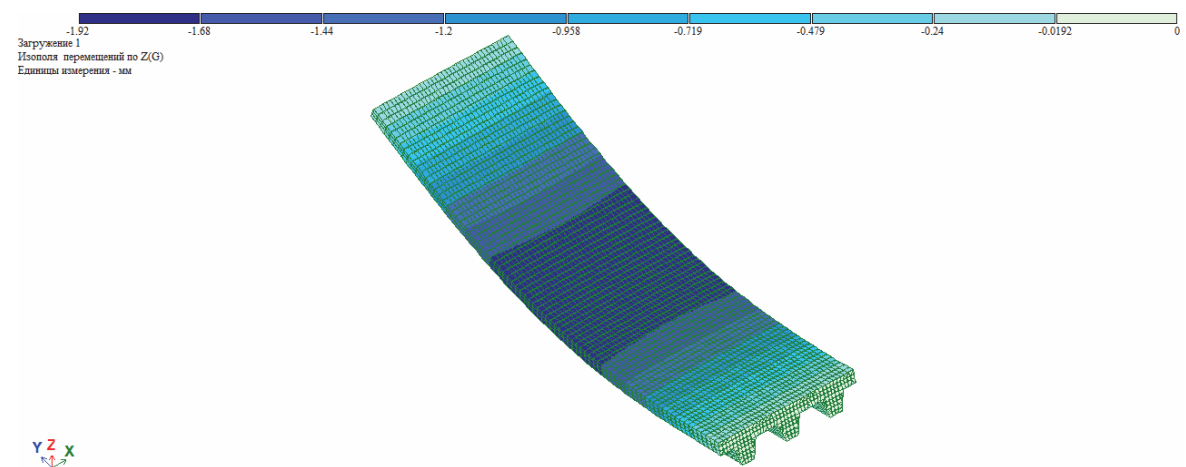


Рисунок 13. Распределение вертикальных прогибов в плите для эксплуатационной стадии.



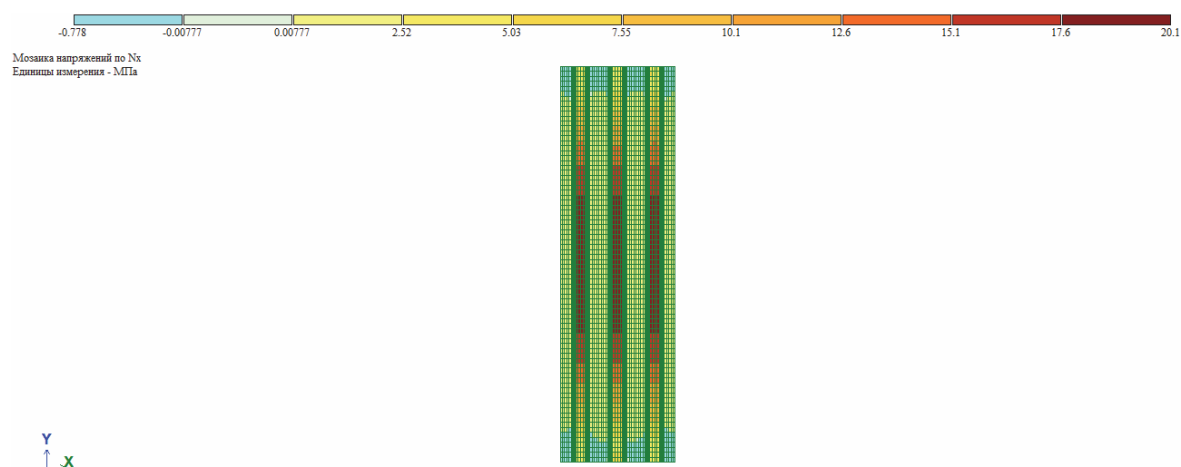


Рисунок 14. Нормальные напряжения в плите по ПК «Лири САПР 2016».

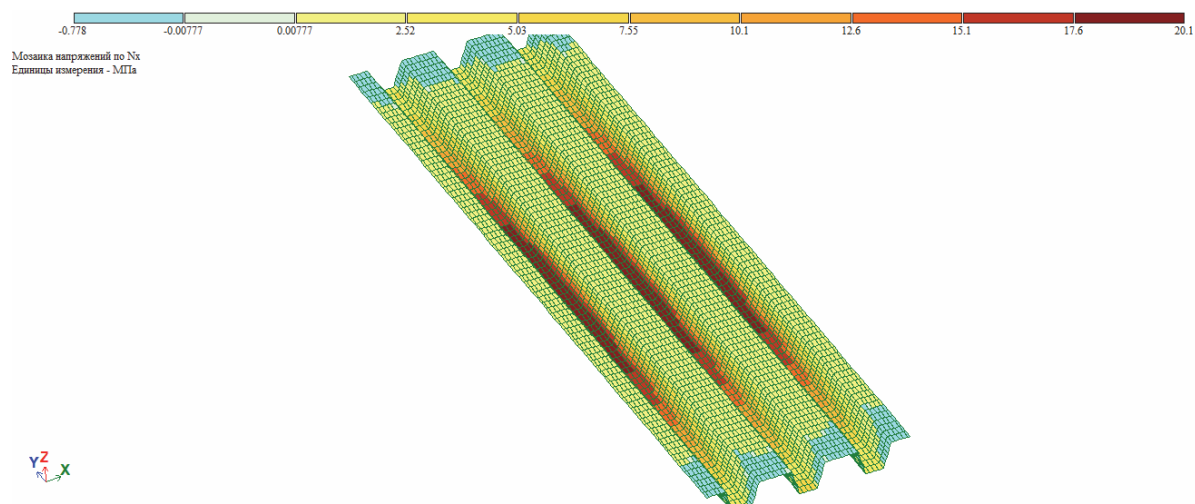


Рисунок 15. Распределение нормальных напряжений в профлисте от монтажных нагрузок

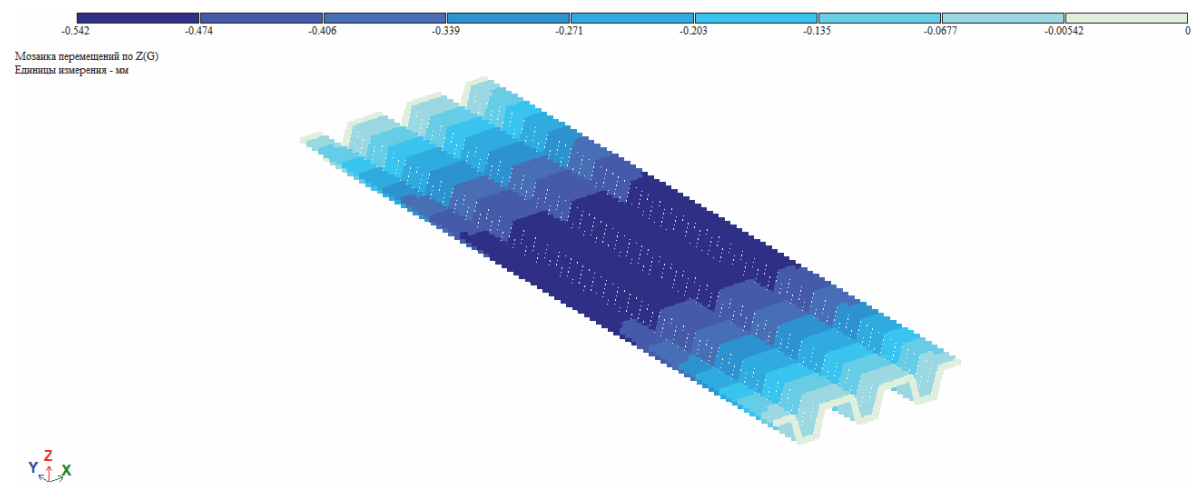
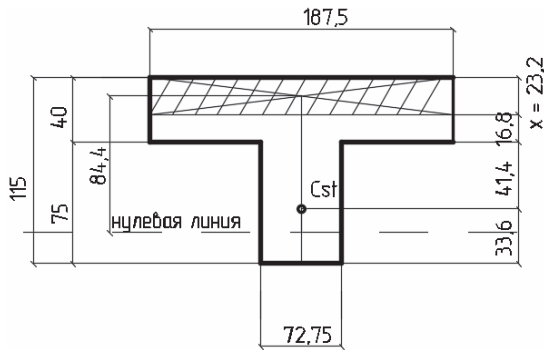


Рисунок 16. Значение прогибов в монтажной стадии.



**Рисунок 17.** Расчетная схема для определения изгибающего момента, при котором появляются первые трещины.

$$S'_{b0} + a \cdot S'_{s0} - a \cdot S_{s0} = (h - x) \cdot A_{bt} \cdot 0,5, \quad (14)$$

$$I_{b0} = 2\,325 \text{ см}^4;$$

$$S_{b0} = 204 \text{ см}^3;$$

$$I'_{s0} = 0 \text{ (арматура в сжатой зоне отсутствует);}$$

$$W_{na} = 710,8 \text{ см}$$

$$I_{s0} = A_{s0} \cdot (8,44 - 8,14)^2, \quad (15)$$

$$I_{s0} = 0,17 \text{ см}^4;$$

$$M_{crc} = 1,4 \cdot 710,8 \cdot 10^{-3} = 0,995 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отсюда:

$$q = 10,61 \text{ кН/м}^2 = 1\,082 \text{ кг/м}^2.$$

### Расчет сцепления и распределение деформаций

1. При расчете сталежелезобетонных плит по первой группе предельных состояний, как по европейским, так и по отечественным нормам – необходимо проверять анкерровку (сцепление) профлиста с бетоном.

В 80-ые годы прошлого столетия сотрудниками ЦНИИПСК им. Мельникова В. Ф. Беляевым, Э. Л. Айрумянном и И. А. Румянцевой испытывались профлисты с рифлениями типа «змейка», которые подтвердили, что по сравнению с другими видами выштамповок на поверхности профлиста, и в сравнении с гладким профлистом, «змейка» почти в шесть раз увеличивает сцепление бетона с профлистом [11].

Расчет анкерровки выполняют для нормального сечения плиты в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета и в местах приложения сосредоточенных нагрузок [6]. При этом должно соблюдаться условие:

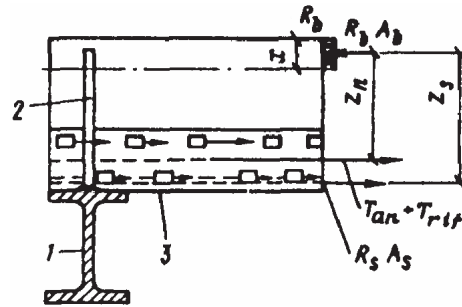
$$M_{span} \leq (T_{an} + T_{rif}) z_n + m_{an} R_s A_s z_s, \quad (16)$$

где  $T_{an}$  – сопротивление анкерровки сдвигу на опорах по концам настила, Н;

$z_n, z_s$  – расстояния от равнодействующей усилия сжатия в сечении соответственно до равнодействующей усилия растяжения в сечении настила и в гибкой арматуре, см (рис. 18);

$T_{rif}$  – сопротивление рифов, расположенных на стенках СПН, сдвигу, Н;

$m_{an}$  – коэффициент условий работы анкерровки стержневой арматуры; при расстоянии рассматриваемого нормального сечения от конца стержня.



**Рисунок 18.** Схема усилий при расчете по прочности анкерровки: 1 – прогон; 2 – анкер; 3 – стальной профилированный настил.

Сопротивление анкерровки  $T_{an}$  принимается меньшим из трех условий:

$$T_{an1} = k_1 k n_{an} A_{an} R_{sa}, \quad (17)$$

где  $k_1$  – коэффициент, принимаемый при учете совместной работы плиты с балкой ( $k_1 = 0,8$ ) и при расчете балки без учета совместной работы с плитой ( $k_1 = 1$ );

$k$  – коэффициент, определяемый по формуле:

$$k = (4,75 \sqrt{R_b}) / [(1 + 0,15 A_{an}) \sqrt{R_{sa}}]; \quad (18)$$

$n_{an}$  – число вертикальных стержневых анкеров в одном гофре на конце настила;

$A_{an}$  – площадь сечения одного вертикального стержневого анкера, см<sup>2</sup>;

$$T_{an2} = R_n i'_{an} t, \quad (19)$$

где  $i'_{an} t$  – площадь сечения настила, рассчитываемая на вырывание СПН вокруг анкеров и определяемая в соответствии с числом анкеров и их расположением;

$$T_{анз} = R_n(b + h_n)t. \quad (20)$$

При наличии в ребрах плиты гибкой арматуры число вводимых в расчет рифов принимается по длине участка, уменьшенной на высоту сечения плиты.

Сопротивление рифов  $T_{риф}$  определяют по формуле:

$$T_{риф} = 0,5R_b A_{риф} n_{риф}, \quad (21)$$

где  $A_{риф}$  – площадь смятия бетона по боковой поверхности одного рифа;

$n_{риф}$  – число рифов на стенках одного гофра СПН по длине участка настила  $L$  от рассматриваемого сечения до ближайшего конца.

Поскольку в данных исследованиях применяется гладкий профлист, нормы на проектирование сталежелезобетонных плит по несъемной опалубке указывают на отсутствие сцепления гладкой поверхности профлиста с бетоном, т.е.:

$$M_{span} \leq (T_{ан} + T_{риф})z_n + m_{ан}R_s A_s z_s = 0.$$

2. При изучении напряженно-деформированного состояния конструкций важное значение имеют деформации по высоте сечения и характер их распределения. С этой целью были построены Л. И. Стороженко эпюры распределения деформаций по высоте нормального сечения (рис. 19), из которых видно, что все плиты-балки на начальных стадиях работают упруго, нейтральная линия не меняет свое положение, на этих стадиях подтверждается гипотеза плоских сечений, поскольку деформации распределяются по линейному закону. При увеличении нагрузок на

эпюрах наблюдаются отклонения от прямолинейности, что свидетельствует о нарушении этой гипотезы и появление пластических деформаций [14].

## Выводы

Полученный при аналитическом расчете в эксплуатационной стадии прогиб составляет 5,52 мм, что является 55,2 % от предельно допустимого для второй группы предельных состояний плитных конструкций ( $1/200 \cdot L = 10$  мм).

Полученный суммарный прогиб от двух стадий – монтажной и эксплуатационной, составил 7,04 мм, что является 70,4 % от предельно допустимого для второй группы предельных состояний плитных конструкций ( $1/200 \cdot L = 10$  мм).

Полученный при программном расчете в ПК «ЛИРА САПР 2016» прогиб составляет 1,92 мм, что является 19,2 % от предельно допустимого для второй группы предельных состояний плитных конструкций ( $1/200 \cdot L = 10$  мм).

Устойчивость стенки профилированного настила Н75-750-0,8 обеспечивается до величины пролета 3,25 м.

Полученные при аналитическом расчете в эксплуатационной и монтажной стадиях нормальные напряжения составляют 141,4 МПа, что является 58,9 % от предельно допустимого по I группе предельных состояний для профилированного настила (240 МПа) [12].

Полученные при программном расчете в ПК «ЛИРА САПР 2016» нормальные напряжения

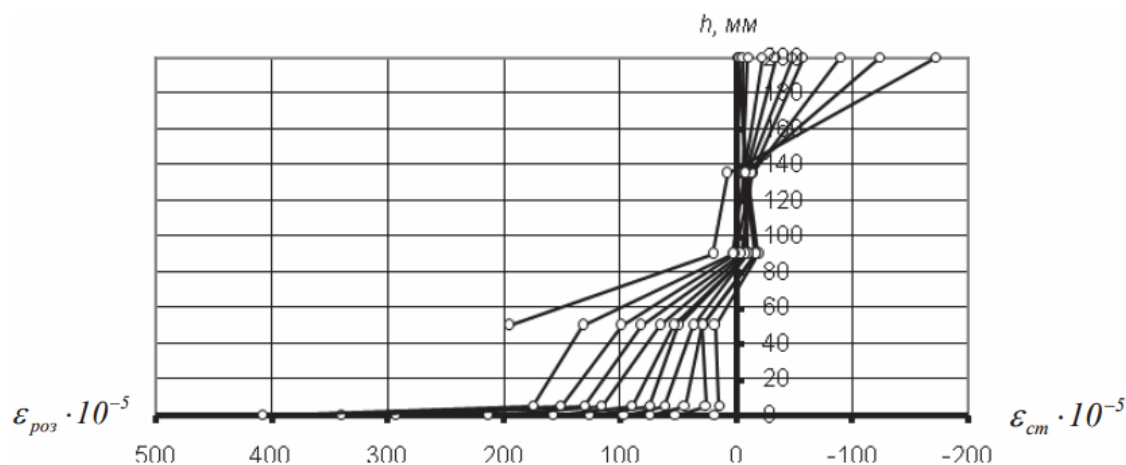


Рисунок 19. Эпюра распределения деформаций по высоте нормального сечения.

составляют 90,2 МПа, что является 37,6 % от предельно допустимого по I группе предельных состояний для профилированного настила (240 МПа).

Расчет на трещинообразование показал, что значение нагрузки, при котором появляются первые

трещины составляет 32,3 % от предельно допустимой по I группе предельных состояний для профилированного настила (3 350 кг/м<sup>2</sup>). Таким образом, в соответствии с действующими нормативными документами [13], диапазон использования неармированных плит возрастает.

## Литература

1. Алмазов, В. О. Применение сталебетона в конструкциях морских нефтегазовых сооружений [Текст] / В. О. Алмазов, З. А. Амирасланов // Бурение и нефть. 2008. № 7–8. С. 15–18.
2. EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures [Текст]. Part 1–1: General rules and rules for buildings. – Supersedes ENV 1994-1-1:1992 ; This European Standard was approved by CEN on 27 May 2004. – Brussels : CEN, 2004. – 121 p.
3. СТО 57398459-001-2010. Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий. Технические условия [Текст]. – Введ. 2010-01-19. – Рязань : ООО «Стальные конструкции – Профлист», 2010. – 34 с.
4. EN 1993-4-2:2007. Eurocode 3. Design of steel structures [Текст]. Part 4–2: Tanks. – Supersedes ENV 1993-4-2: 1999 ; This European Standard was approved by CEN on 12 June 2006. – Brussels : CEN, 2006. – 57 p.
5. ГОСТ 24045-94: Межгосударственный стандарт. Профили стальные листовые с трапециевидными гофрами для строительства [Текст]. – Взамен ГОСТ 24045-86 ; введ. 1995-09-01. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2003. – 20 с.
6. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом [Текст] / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. – М. : ФГУП ЦПП, 2007. – 43 с.
7. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многослойные для зданий и сооружений. Технические условия [Текст]. – Взамен ГОСТ 9561-76 и ГОСТ 26434-85 в части типов, основных размеров и параметров многослойных плит ; введ. 1992-01-01. – М. : Издательство стандартов, 1992. – 12 с.
8. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения СНиП 52-01-2003 [Текст]. – Введен впервые ; введ. 2019-06-20. – М. : Стандартинформ, 2019. – 124 с.
9. СТО 0047-2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование [Текст]. – Введен впервые ; введ. 2005-05-10. – М. : ЗАО ЦНИИПСК им. Мельникова, 2005. – 66 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. – Замість

## References

1. Almazov, V. O.; Amiraslanov, Z. A. The use of steel concrete in the construction of offshore oil and gas facilities [Text]. In: Drilling and oil. 2008. № 7–8. P. 15–18. (in Russian)
2. EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures [Text]. Part 1–1: General rules and rules for buildings. Brussels : CEN, 2004. 121 p. (in English)
3. STO 57398459-001-2010. Bent steel sheet profiles for steel-concrete floors. Technical specifications [Text]. Ryazan : LLC Steel Structures – Proflist, 2010. 34 p. (in Russian)
4. EN 1993-4-2:2007. Eurocode 3. Design of steel structures [Text]. Part 4–2: Tanks. Brussels : CEN, 2006. 57 p. (in English)
5. GOST 24045-94: Interstate standard. Steel sheet profiles with trapezoidal corrugations for construction [Text]. M. : PPC Standards Publishing, 2003. 20 p. (in Russian)
6. RICRC; CRDEIIBS. Recommendations for the design of monolithic reinforced concrete floors with profiled steel flooring [Text]. M. : FSUE CDP, 2007. 43 p. (in Russian)
7. GOST 9561-91. Multi-hollow reinforced concrete floor slabs for buildings and structures. Technical specifications [Text]. M. : Standards Publishing, 1992. 12 p. (in Russian)
8. SP 63.13330.2018 Concrete and reinforced concrete structures. Key Points SNiP 52-01-2003 [Text]. M. : Standardinform, 2019. 124 p. (in Russian)
9. STO 0047-2005. Steel-reinforced concrete floors with a monolithic slab on profiled steel flooring. Calculation and design [Text]. M. : CJSK CRDICMS N. P. Melnikov, 2005. 66 p. (in Russian)
10. DBN V.2.6-98:2009. Concrete and reinforced concrete structures. Key Points [Text]. Kyiv : Ministry of Regional Development of Ukraine, 2011. 75 c. (in Ukraine)
11. Ayrumyan, E. L.; Rumyantseva, I. A. Reinforcement of a monolithic reinforced concrete floor slab with profiled steel flooring [Text]. In: *Industrial and civil engineering*. 2007. № 4. P. 25–27. (in Russian)
12. SP 16.13330.2017. Steel structures [Text]. M. : Ministry of Construction of Russia, 2017. 148 p. (in Russian)
13. DBN V.1.2-2:2006. Loads and Impacts [Text]. K. : Ministry of Construction of Ukraine, 2006. 78 p. (in Russian)

- СНиП 2.03.01-84\* ; надано чинності 2011-06-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 75 с.
11. Айрумян, Э. Л. Армирование монолитной железобетонной плиты перекрытия стальным профилированным настилом [Текст] / Э. Л. Айрумян, И. А. Румянцев // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 4. С. 25–27.
  12. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции [Текст] : актуализированная редакция СНиП Н-23-81\* ; введ. 2017-08-28. – М. : Минстрой России, 2017. – 148 с.
  13. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия [Текст]. – Введен впервые ; введ. 2007-01-01. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 78 с.
  14. Стороженко, Л. І. Експериментальні дослідження таврових сталежелезобетонних балок з армуванням листами [Текст] / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник, А. В. Іванюк // Дороги і мости. 2009. Вип. 11. С. 325–330.
  14. Storozhenko, L. I.; Nizhnik, O. V.; Ivanyuk, A. V. Experimental studies of tee steel-reinforced concrete beams with sheet reinforcement [Text]. In: *Roads and Bridges*, 2009. Vol. 11. P. 325–330. (in Russian)

**Миронов Андрей Николаевич** – кандидат технических наук, доцент кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: усталостная прочность металлических конструкций, концентрация напряжений в узлах ферм с применением широкополочных двутавров и гнutosварных замкнутых профилей, напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций, в том числе трубобетонных конструкций.

**Белый Дмитрий Валерьевич** – магистрант, преподаватель-стажер кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: сталежелезобетонные конструкции.

**Анищенко Владимир Михайлович** – ассистент кафедры металлических конструкций и сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных конструкций, в том числе трубобетонных конструкций.

**Миронов Андрій Миколайович** – кандидат технічних наук, доцент кафедри металевих конструкцій та споруд ДОУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: втомлена міцність металевих конструкцій, концентрація напружень в вузлах ферм із застосуванням широко поличкових двотаврів та гнutosварних замкнених профілів, напружено-деформований стан сталежелезобетонних конструкцій, у тому числі трубобетонних конструкцій.

**Белій Дмитро Валерійович** – магістрант, викладач-стажист кафедри металевих конструкцій і споруд ДОУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: сталежелезобетонні конструкції.

**Аніщенко Володимир Михайлович** – асистент кафедри металевих конструкцій і споруд ДОУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: напружено-деформований стан сталежелезобетонних конструкцій, у тому числі трубобетонних конструкцій.

**Mironov Andrey** – Ph. D. (Eng.), Associate Professor, Metal Structure and Construction Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: fatigue strength of metal structures, concentration of stresses in the nodes of trusses with the use of wideband Ibars and rollwelded closed profiles, stressstrain state of steel reinforced concrete structures including pipeconcrete structures.

**Belyy Dmitry** – Master's student, the teacher-trainee Metal Structure and Construction Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: steel-reinforced concrete constructions.

**Anishchenkov Vladimir** – assistant, Metal Structure and Construction Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: stressstrain state of composite structures including pipeconcrete structures.