

**ПБ**  
**С**  
4'2016

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ



**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ  
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

**ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ  
СТАПЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ  
ІМ. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію  
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

**ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР**  
Адріанов В.П.

**ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР**  
Лукашевич Т.І.

**РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ**

- Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
- Беркута А.В., к.е.н.
- Голоднов О.І., д.т.н., проф.
- Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
- Гордеев В.М., д.т.н., проф.
- Гуляев В.І., д.т.н., проф.
- Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
- Кваша В.Г., д.т.н., проф.
- Корольов В.П., д.т.н., проф.
- Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
- Лобанов Л.М., академік НАНУ,  
д.т.н., проф.
- Мущанов В.П., д.т.н., проф.
- Оглобля О.І., д.т.н., проф.
- Пасечнюк В.Л.
- Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.
- Стоянов В.В., д.т.н., проф.
- Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,  
д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА  
на 2015 — 2016 роки**

- Абель Д., д.т.н., проф. (США)
- Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
- Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
- Ведяков І.І., д.т.н., проф. (Росія)
- Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
- Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)
- Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)
- Каравайченко М.Г., д.т.н., проф. (Росія)
- Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)
- Кульбах В., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Естонія)
- Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)
- Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)
- Новак А., д.т.н., проф. (США)
- Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)
- Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)
- Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)
- Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
- Тулебаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
- Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



**4'2016**

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### НОРМАТИВНА БАЗА

**А.В. Шимановский, С.М. Кондра**

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ МАКСИМАЛЬНОГО УСИЛИЯ В ЭЛЕМЕНТЕ КОНСТРУКЦИИ  
ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЕВРОКОДА . . . . . 2

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

**В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Е.А. Дмитренко**

ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЦЕПЛЕНИЯ  
АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ ПРИ ДЕФОРМАЦИОННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ  
С УЧЕТОМ НИСПАДАЮЩЕЙ ВЕТВИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ . . . . . 6

**А.И. Лантух-Лященко**

БЕЗОПАСНОСТЬ ПРОЕКТИРУЕМЫХ МОСТОВ. . . . . 15

**М.М. Корнеев**

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ . . . 22

### ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

**А.В. Шимановский, В.В. Кириллов, В.Д. Белогуров, Р.З. Уманский,  
Л.В. Заярный, А.Ю. Разумов, Д.А. Курочкин, Р.Я. Святун**

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ И ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ЕМКОСТЬЮ 6,5 тыс. т . . . . . 28

**А.И. Сиянов**

К РЕШЕНИЮ ПРОБЛЕМЫ МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ  
ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК. . . . . 36

### НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ

**Е.И. Гезенцев**

ПОВЫШЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ РАМНЫХ УЗЛОВ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ  
ПУТЕМ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНЫХ ТЕРМОУПРОЧНЕННЫХ  
МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ СТАЛЕЙ (ТМСР). . . . . 38

### НАДІЙНІСТЬ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

**Л.В. Хаткова, В.Г. Дагиль**

ПРОБЛЕМЫ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР . . . . . 41

### ТЕХНІЧНА ІНФОРМАЦІЯ

**Л.М. Рабер, А.Е. Червинский, В.К. Сидоренко**

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ПОДГОТОВКИ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТОВ  
К ПОСТАНОВКЕ В КОНСТРУКЦИИ . . . . . 44

### ЮВІЛЕЙНІ ДАТУ

СТОЯНОВ ВЛАДИМИР ВАСИЛЬЕВИЧ (к 75-летию со дня рождения) . . . . . 47

**Постановою президії ВАК України від 18.11.2009 р. № 1-05/5 журнал внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук**

## К ОПРЕДЕЛЕНИЮ МАКСИМАЛЬНОГО УСИЛИЯ В ЭЛЕМЕНТЕ КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЕВРОКОДА

**В** данной статье рассматриваются вопросы определения максимального усилия в элементе конструкции высотных сооружений (башен и мачт) с использованием Еврокода [1–3]. И сразу же отметим, что максимальные величины усилия  $S_{\max}$  в элементе конструкции или действующей силы на фундаменты устанавливаются с использованием определенных на основе средней ветровой нагрузки  $F_{m,W}$  значений этих параметров  $S_{m,W}$  при направлении ветра на башню, а также с учетом коэффициента увеличения. Следовательно, имеем:

$$S_{\max} = S_{m,W} \left\{ 1 + \left( 1 + 0,2 \left( \frac{z_m}{h} \right)^2 \right) \frac{[1 + 7I_v(z_e)]c_s c_d - 1}{c_0(z_m)} \right\},$$

где  $I_v$  – интенсивность турбулентности;  $c_s c_d$  – конструктивный коэффициент;  $c_0$  – коэффициент рельефа;  $z_e$  – базовая высота;  $z_m$  – высота элемента над землей;  $h$  – высота башни.

Что же касается величины нагрузок, используемых для расчета связевых конструктивных элементов, то Еврокод [1, 2] связывает их с конфигурацией башни. К примеру, при наклоне поясов таким образом, что их проекции пересекаются над вершиной башни, усилия в связях или усилие сдвига над заданным уровнем башни определяются в соответствии с вышеприведенной формулой для  $S_{\max}$  (рис. 1, а, б). А для башен с поясами, проекции которых пересекаются ниже вершины башни, уже необходимо выполнять два расчета: с учетом средней ветровой нагрузки  $F_{m,W}(z)$  под сечением и эквивалентной ветровой нагрузки при порывах ветра  $F_{T,W}(z)$  над сечением, а также средней ветровой нагрузки  $F_{m,W}(z)$  над сечением и эквивалентной ветровой нагрузки при порывах ветра  $F_{T,W}(z)$  под сечением (рис. 1, в, г). Если же таких сечений в башне насчитывается несколько, то для каждой панели необходимо также выполнять эти два расчета (рис. 1, д, е).

Следует отметить, что максимальные усилия в мачтах находятся с учетом атмосферной турбулентности от действия результирующей эквивалентной статической нагрузки от среднего



**А.В. Шимановский**  
генеральный директор  
ООО «Укринсталкон  
им. В.Н. Шимановского»,  
член-корреспондент НАН Украины,  
заслуженный деятель науки и техники  
Украины, д.т.н., профессор



**С.М. Кондра**  
главный конструктор отдела  
пространственных сооружений  
ООО «Укринсталкон  
им. В.Н. Шимановского»

ветра при десятиминутном интервале осреднения его скоростного напора и переменной нагрузки от пульсаций. Также стоит подчеркнуть, что при определении усилий в элементах мачты обычно используются статические методы, а метод динамических характеристик применяется для мачт, склонных к сильной реакции на динамические воздействия.

По существу же рассматриваемого вопроса укажем, что при использовании статических методов должны выполняться следующие два условия:

1. Длина консоли над верхней оттяжкой должна быть вдвое меньше половины расстояния между предпоследним и последним ярусом оттяжек, причем величина параметра  $\beta_s$  должна удовлетворять неравенству

$$\beta_s = 4 \left( \frac{E_m I_m}{L_s^2} \right) / \left( \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N K_{G_i} H_{G_i} \right) < 1,$$

при  $K_{G_i} = \frac{1}{2} N_i A_{G_i} E_{G_i} \cos^2 \alpha_{G_i} / L_{G_i}$ ,

где  $N$  – количество ярусов оттяжек;  $A_{G_i}$  – площадь поперечного сечения оттяжки в  $i$ -м ярусе крепления;  $E_{G_i}$  – модуль осевой упругости оттяжки в  $i$ -м ярусе крепления;  $L_{G_i}$  – длина оттяжки в  $i$ -м ярусе крепления;  $N_i$  – количество оттяжек, закрепленных в  $i$ -м ярусе крепления;

$H_{G_i}$  – высота  $i$ -го яруса крепления над основанием мачты;  $\alpha_{G_i}$  – наклон оттяжки к горизонтали в  $i$ -м ярусе крепления;  $E_m$  – модуль упругости мачты;  $I_m$  – средний момент инерции мачты при изгибе;  $L_s$  – среднее расстояние между ярусами креплений оттяжек.

2. Значение параметра  $Q$  должно удовлетворять неравенству

$$Q = \frac{1}{30} \sqrt[3]{\frac{HV_H}{D_0}} \sqrt{\frac{m_0}{HR}} < 1,$$

где  $m_0$  – средняя масса на единицу длины ствола мачты, включая вспомогательные устройства;  $D_0$  – средняя ширина грани мачты;  $V_H$  – средняя скорость ветра на вершине мачты;  $R$  – среднее аэродинамическое сопротивление;  $H$  – высота мачты, включая консоль при ее наличии.

А теперь перейдем к установлению ветровых нагрузок. Итак, средняя ветровая нагрузка при направлении ветра на мачту  $F_{m,w}$  вычисляется по формуле

$$F_{m,w}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} \sum c_w(z)A,$$

где  $c_w(z)$  – коэффициент ветровой нагрузки конструкции и вспомогательных устройств при направлении ветра на данную секцию на высоте  $z$  метров от уровня земли; причем принимается, что эта нагрузка действует на уровне центров площадей граней, включая вспомогательные устройства, в границах высоты секции.

В свою очередь, средняя ветровая нагрузка при направлении ветра перпендикулярно оттяжке  $F_{GW}$  в плоскости оттяжки, находится так:

$$F_{GW}(z) = \frac{q_p(z)}{1 + 7I_v(z)} c_G(z)A,$$

где  $c_G(z)$  – коэффициент ветровой нагрузки для данной оттяжки.

И, наконец, равномерная ветровая нагрузка  $q_p(z)$  определяется для скоростей ветра на высоте, равной  $2/3$  высоты крепления оттяжки к мачте.

Обратимся далее к правилам приложения ветровых нагрузок на мачту. Вполне понятно, что средняя ветровая нагрузка прикладывается по всей высоте ствола мачты, а локальные ветровые нагрузки прикладываются следующим образом: на каждый пролет ствола мачты между соседними ярусами крепления оттяжек, на про-

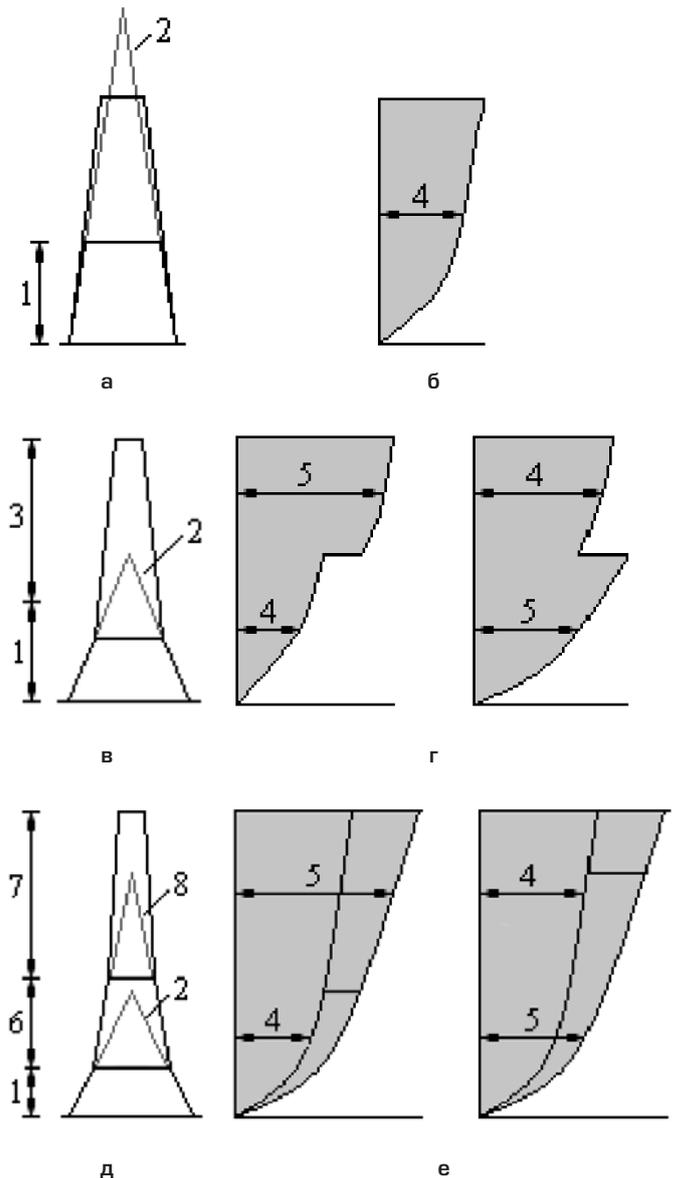
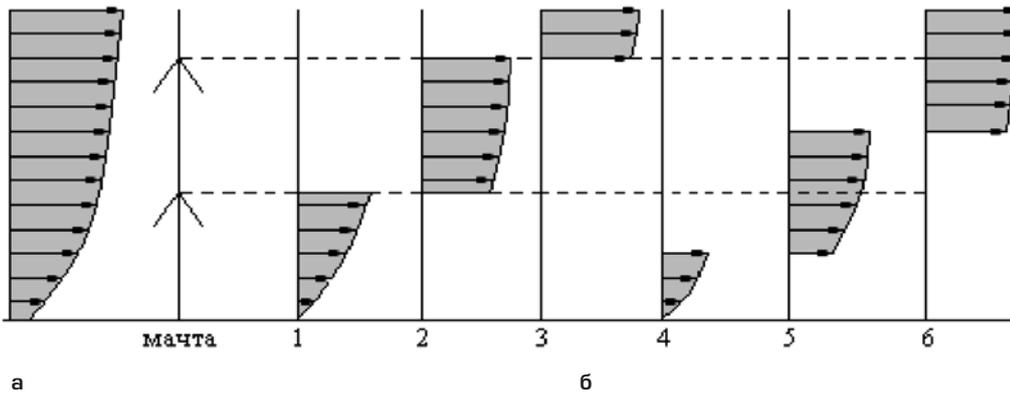


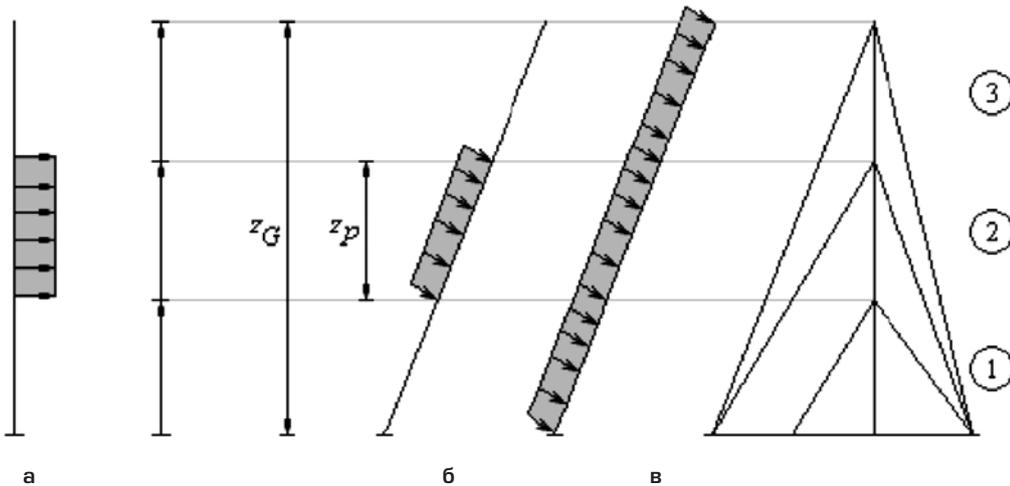
Рис. 1. К определению усилий в связевых конструктивных элементах башни:

а, в, д – одно-, двух- и трехпанельная башни соответственно; б, г, е – схемы действия ветровой нагрузки; 1 – панель «А»; 2 – проекция поясов панели «А»; 3 – панель «Б» (аналогична панели «А» в случае «а»); 4, 5 – порывы ветра (ординаты эпюры ветровой нагрузки); 6 – панель «В»; 7 – панель «Г»; 8 – проекция поясов панели «В»

лет между первым ярусом и базой мачты, на консоль, от центра до центра прилегающих пролетов, от базы мачты до середины высоты первого яруса крепления оттяжек и от середины пролета между предпоследним и последним ярусом крепления оттяжек. При этом локальные ветровые нагрузки необходимо учитывать совместно со средней ветровой нагрузкой. Схема приложения средней и локальных ветровых нагрузок представлена на рис. 2.



**Рис. 2.**  
Общая схема приложения  
средней и локальных  
ветровых нагрузок  
на ствол мачты:  
а – средняя ветровая нагрузка;  
б – локальные ветровые  
нагрузки



**Рис. 3.**  
Общая схема приложения  
распределенных локальных  
нагрузок на оттяжку:  
а – локальная ветровая  
нагрузка на ствол мачты;  
б – локальная ветровая  
нагрузка на оттяжку № 3;  
в – средняя ветровая нагрузка  
на оттяжку № 3

Величина же локальной ветровой нагрузки находится из выражения

$$F_{PW} = 2k_s \frac{q_p(z)}{1+7I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \sum c_w(z)A,$$

в котором дополнительно к ранее введенным обозначениям принято, что  $k_s = 3,5$  – коэффициент масштабирования, учитывающий мульти-модальную реакцию мачты с оттяжками.

Обратим внимание также на то, что локальные ветровые нагрузки на оттяжки  $F_{PG}$  должны учитываться в тех же границах, что и для ствола мачты, и прикладываться перпендикулярно каждой оттяжке в плоскости, в которой расположена оттяжка, и, кроме того, совпадать с направлением ветра. А соотношение для определения их значений имеет вид

$$F_{PG} = 2k_s \frac{q_p(z)}{1+7I_v(z)} \cdot \frac{I_v(z)}{c_0(z)} \sum c_G(z)A.$$

Следует отметить, что с целью упрощения расчетных процедур локальные нагрузки могут быть распределены по всей высоте оттяжки в результате умножения их значений на отношение

$z_p / z_G$ , где  $z_p$  – высота локальной нагрузки на оттяжке, а  $z_G$  – высота крепления оттяжки к мачте. Поясняет порядок вычисления этих параметров рис. 3, на котором изображена схема приложения распределенных локальных нагрузок по всей высоте оттяжки.

Расчет каждого элемента ствола мачты и оттяжки производится на основе последовательного приложения локальных нагрузок  $S_{PLi}$ . При этом определяется разница между воздействием локальной нагрузки в сочетании со средней ветровой нагрузкой и воздействием только средней нагрузки. И для общей реакции от локальных нагрузок  $S_p$  будем иметь:

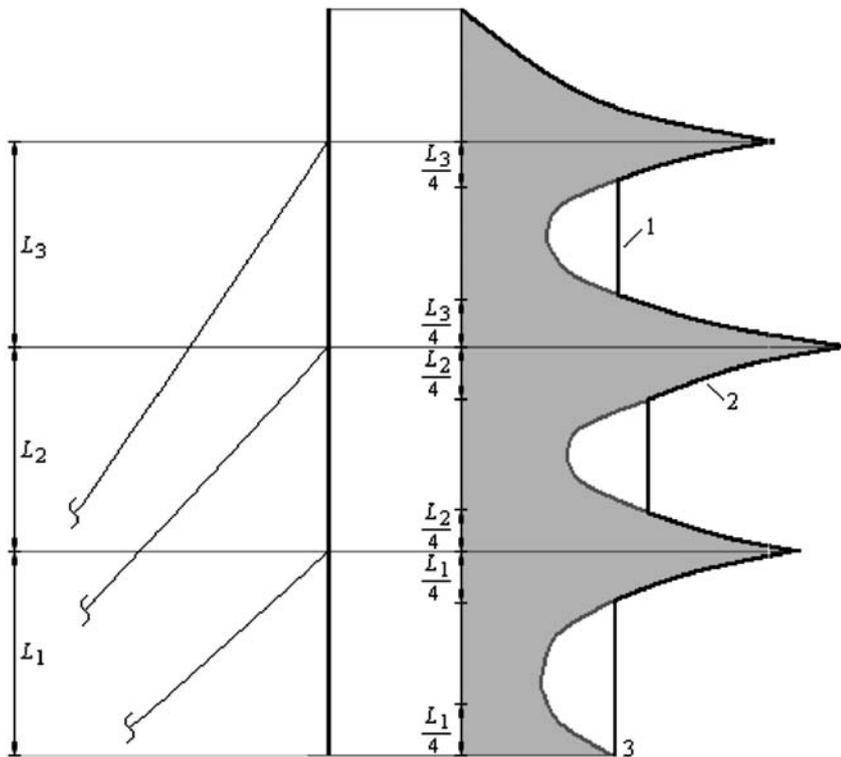
$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^N S_{PLi}^2},$$

где  $S_{PLi}$  – реакция схемы  $i$ -й нагрузки;  $N$  – общее количество необходимых схем нагрузок.

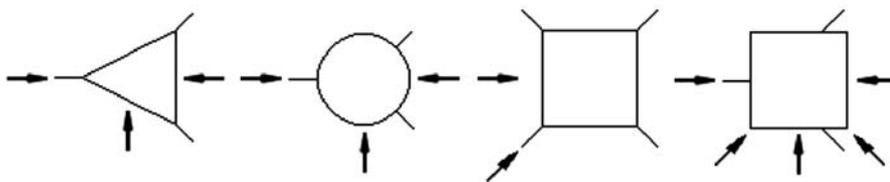
А общая реакция на каждый элемент ствола мачты  $S_{TM}$  находится так:

$$S_{TM} = S_M \pm S_p,$$

где дополнительно положено, что  $S_M$  – реакция от средней нагрузки.



**Рис. 4.**  
**Минимальные усилия в пролетах ствола мачты:**  
1 – минимальное значение, используемое для данного пролета;  
2 – огибающая кривая поперечных сил в результате воздействия локальной нагрузки;  
3 – поперечные силы



**Рис. 5.**  
**Типовые случаи направлений воздушного потока на мачту**

При расчете же общего усилия в каждом пролете минимальное значение в границах пролета должно быть равно максимальному значению, вычисленному на расстоянии одной четверти пролета от узла крепления оттяжки. Пример минимальных усилий в пролетах ствола мачты показан на рис. 4.

Представляется важным также то, что при расчете мачт необходимо учитывать направление воздушного потока, а именно: для трехгранных мачт три направления – 90°, 60° и 30° к грани и для четырехгранных мачт два направления – перпендикулярно грани и под 45° к грани. Типовые случаи учитываемых в расчете направлений ветра изображены на рис. 5.

- [1] Національний стандарт України. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–4. Загальні дії. Вітрові навантаження. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 (EN 1991-1-4:2005, IDT). – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 165 с.
- [2] Національний стандарт України. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 3 – 1. Башти, щогли і димові труби. Башти і щогли. ДСТУ-Н Б EN 1993-3-1:201X (EN 1993-3-1:2007, IDT). Друга, остаточна редакція. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 201X. – 123 с.
- [3] Зміна № 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 (EN 1991-1-4:2005, IDT). Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–4. Загальні дії. Вітрові навантаження. – Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 14 с.

Надійшла 10.05.2016 р.

УДК 624.012.45:624.023.87

## ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СЦЕПЛЕНИЯ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ ПРИ ДЕФОРМАЦИОННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С УЧЕТОМ НИСПАДАЮЩЕЙ ВЕТВИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Представлены основные результаты экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при деформационных воздействиях с учетом ниспадающей ветви деформирования. Получены экспериментальные данные следующих параметров: усилия трещинообразования (в околоарматурной зоне), разрушающего усилия, смещений арматурного стержня относительно бетона при действии кратковременного деформационного нагружения. Построены графики зависимости выдергивающего (вдавливающего) усилия от взаимных смещений арматуры относительно бетона (в бетон), отображающие действительный характер деформирования и трещинообразования экспериментальных образцов при варьировании высоты бетона (длины заанкеривания арматуры в бетоне) с учетом ниспадающей ветви деформирования бетона.

The paper presents the main results of experimental research bond armature with concrete by deformation effects with descending branch of the deformation. Experimental data obtained the following parameters: the efforts of cracking (in the vicinity of the armature area), breaking force, displacements of regarding concrete reinforcing bar under the influence of short-term strain loading. The plots are constructed the pulling (pressed into) the efforts of the mutual relative displacements of armature with concrete (in concrete), reflecting the real character of the deformation and fracture of the experimental samples by varying the height of the concrete (anchoring length of armature in concrete), taking into account the descending branch of the concrete deformation.

**Ключевые слова:** экспериментальные исследования, сцепление арматуры с бетоном, деформационные воздействия, ниспадающая ветвь деформирования, железобетонные конструкции.

**П**роблема сцепления арматуры с бетоном имеет фундаментальное значение для теории и практики железобетона.

Силы сцепления создают сложное напряженно-деформированное состояние в армированных элементах и конструкциях. Точность определения основных параметров сцепления в железобетонном элементе (усилие в стержне, длина его заделки, напряжения и деформации сцепления) в большой степени зависит от учета реальных режимов нагружения и условий эксплуатации конструкций, а также правильного выбора расчетных схем, которые наиболее полно учитывали бы одновременное действие продольных и поперечных напряжений взаимодействия арматуры с бетоном.

Проблема сцепления с учетом деформационного воздействия практически не изучалась. Тем не менее, она является одной из наиболее важных в сопротивлении железобетонных конструкций силовым и деформационным воздействиям.

Среди факторов, определяющих сопротивление сдвигу арматуры в бетоне, следует выделить:

- сопротивление бетона смятию и срезу, вызванное механическим зацеплением неровностей и выступов на поверхности арматуры – механическое сцепление (80–90 %);
- склеивание арматуры с бетоном вследствие клеящей способности цементного геля – физическое и химическое сцепление (10–20 %).


**В.И. Колчунов**

профессор кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, д.т.н., профессор


**И.А. Яковенко**

докторант кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета, к.т.н., доцент


**Е.А. Дмитренко**

аспирант кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета

Силы трения (согласно последним исследованиям) отсутствуют или пренебрежимо малы, а усадка бетона вообще отрицательно сказывается на сопротивлении арматуры сдвигу.

Склеивание цементного камня с арматурой в период схватывания и твердения бетона определяется химическими и физическими процессами, которые приводят к возникновению на поверхности контакта капиллярных и молекулярных сил притяжения. Однако силы адгезии нарушаются при сравнительно небольших напряжениях.

У стержней с гладкой поверхностью сцепление в 5 раз ниже чем у горячекатаных гладких стержней. Особенно эффективно придание поверхности стержней периодического профиля. Сопротивление выдергиванию такой арматуры выше в 2–3 раза по сравнению с гладкой благодаря заклиниванию профиля в бетоне.

Существенное влияние на сцепление оказывает напряженно-деформированное состояние образца: анкеровка концов арматуры в бетоне при различных силовых воздействиях, анкеровка арматуры в опорных участках, а также в узлах ферм, распределение сцепления арматуры с бетоном между трещинами в растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых конструкциях.

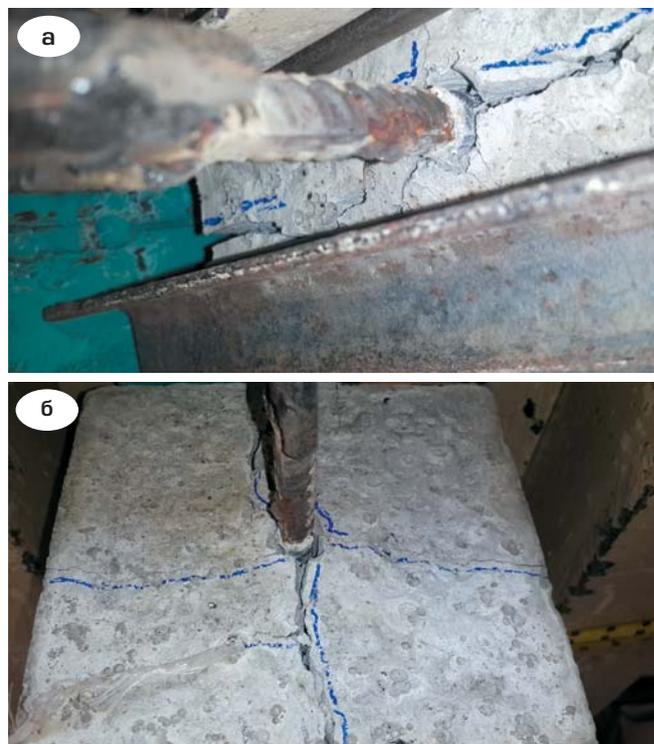
Особенность предварительного напряжения конструкций без специальных анкерных приспособлений состоит в передаче напряжений с арматуры на бетон при отпуске напряженной арматуры. При этом обжатие обеспечивается сцеплением арматуры с бетоном в зоне анкеровки.

**Результаты и анализ опытных данных.** Основными параметрами, за которыми велись наблюдения в эксперименте, являлись взаимные смещения арматуры относительно бетона при выдергивании и вдавливании арматуры в зависимости от действующего усилия. На основании этих данных были построены экспериментальные зависимости сцепления, которые дополняют теоретически разработанные зависимости и уже существующие и применяемые в современной практике законы сцепления, различающиеся между собой как по форме кривых, так и по значениям экспериментально определенных параметров, входящих в эти законы [1]. Особый интерес представлял вид и характер разрушения образцов в зависимости от длины заанкеривания арматурного стержня в бетоне (высоты бетона), а также значения усилия трещинообразования и разрушающего усилия для рассматриваемых образцов. Весьма информативными являются полученные данные о картине развития и распространения трещин в околоарматурной зоне и по торцу образцов в зависимости от действующего выдергивающего усилия.

На основе полученных экспериментальных результатов становится возможным определение предельных напряжений сцепления арматуры с бетоном, при которых происходит срыв связи арматуры с бетоном и её выход из него.

В результате испытаний на выдергивание арматуры из бетона было выявлено *три вида* разрушения образцов:

- вследствие выхода арматуры из бетона (нарушение связей сцепления арматуры с бетоном), что характерно для образцов относительно малой длины заанкеривания арматуры в бетоне (высоты бетона) – образцы АН-V-50-1, АН-V-50-2, АН-V-75-3, АН-V-75-4, АН-V-100-5 – 5 образцов (рис. 1);
- вследствие превышения напряжений в арматуре предела прочности на растяжение  $f_{yd}$ , резкий разрыв арматуры, что характерно для большинства испытанных образцов с длиной заанкеривания (высотой бетона) более 100 мм: АН-V-100-6; АН-V-150-8; АН-V-200-9, 10; АН-V-250-11; АН-V-300-13-17, 20 – 11 образцов (рис. 2);
- вследствие превышения напряжений в арматуре предела текучести арматуры  $f_{yd}$ , резкий разрыв арматуры, что характерно для большинства испытанных образцов с длиной заанкеривания (высотой бетона) более 100мм: АН-V-250-12, АН-V-300-18 – 2 образца; АН-V-150-7, АН-V-300-19 – 2 образца.



**Рис. 1. Разрушение вследствие нарушения связей сцепления арматуры с бетоном при выдергивании в образце АН-V-50-1:**

а – вид сбоку; б – вид сверху



Рис. 2. Разрушение вследствие разрыва арматуры при выдергивании в образце AN-V-300-13

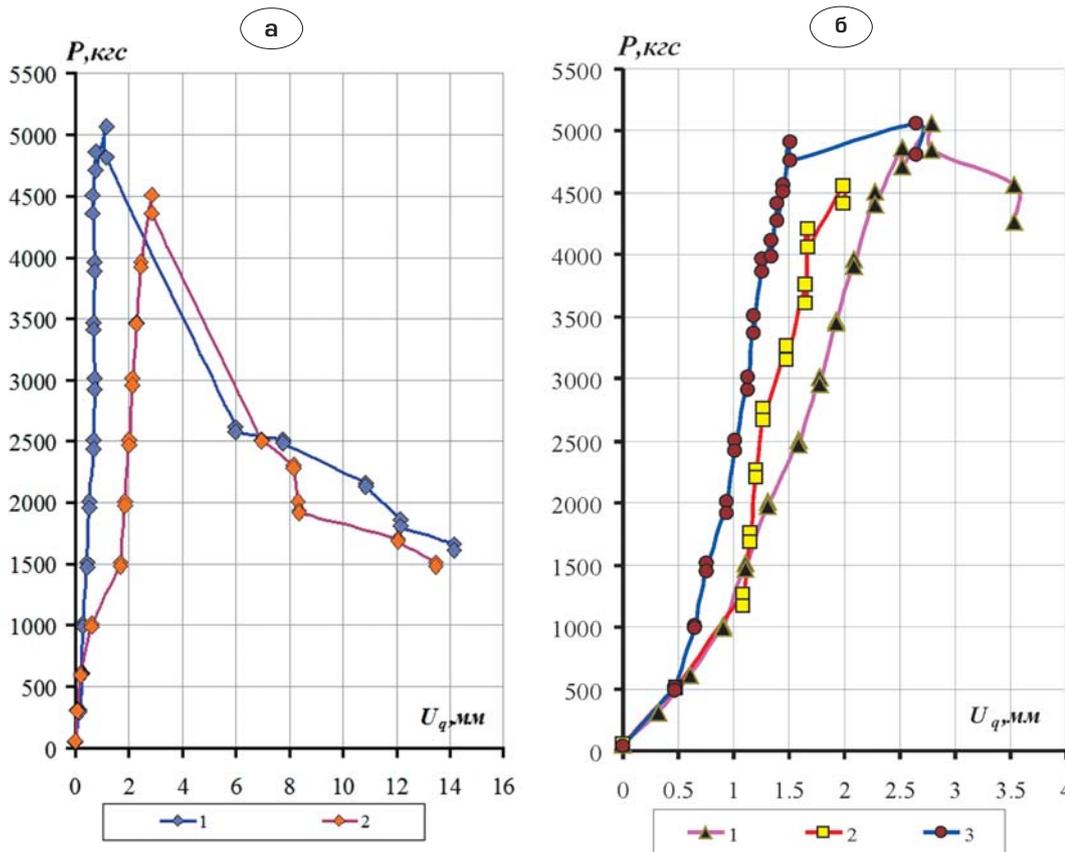


Рис. 3. Графики зависимости выдергивающего усилия  $P$  от взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$ :  
 а – при разрушении вследствие нарушения сцепления;  
 б – при разрушении вследствие разрыва арматуры

1 – AN-V-100-5; 2 – AN-V-75-3

1 – AN-V-100-6; 2 – AN-V-150-7; 3 – AN-V-250-11

Следует заметить, что образцы серии AN-V-100 (имеющих высоту бетона 100 мм) являлись переходными относительно видов раз-

рушения: они разрушались в результате как нарушения связей сцепления, так и разрыва арматуры.

Характерным при разрушении по телу арматуры является одновременное разрушение бетона околоарматурной зоны у торца образца.

На основании выполненных экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании арматурного стержня построены графики зависимости выдергивающего усилия  $P$  от взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$  (рис. 3).

Полученные графики для элементов, разрушенных из-за нарушения связей сцепления, показывают, что максимальное значение выдергивающего усилия повышается с увеличением (заанкеривания) высоты бетона, для образцов серии (по сравнению со средним значением разрушающего усилия  $P$  для образцов серии АН-V-50, табл. 1):

- АН-V-75-3, АН-V-75-4 на 164,4 % и 164,3 % соответственно;
- АН-V-100-5 – на 173,4 %.

Также данные графики характеризуются наличием двух ветвей: восходящей и нисходящей и, что примечательно, наличием прямого участка между ними, которые присутствуют в зависимостях сцепления, представленных в работах [1–4].

Восходящая ветвь характеризуется практически пропорциональным, небольшим (по сравнению со второй ветвью) ростом взаимных смещений арматуры относительно бетона с увеличением выдергивающего усилия  $P$ , который для всех образцов находится в пределах от 1 до 2,8 мм, тогда как прирост взаимных смещений по всей длине нисходящей ветви составил от 9,5 до 13 мм. При этом с увеличением нагрузки на торце бетона постепенно образуются, развиваются и раскрываются трещины сначала в районе околоарматурной зоны с дальнейшим их продолжением и раскрытием вплоть до выхода на боковые грани образцов. Ширина раскрытия трещин для образцов приведена в таблице 1.

Таблица 1

Значения  $P_{crc}$ ,  $a_{crc}$ ,  $P_{fail}$ ,  $P_u$ ,  $C$ , полученных в результате испытаний

Наименование образца	Усилие трещино-образования, $P_{crc}$ , кН	Ширина раскрытия трещин, $a_{crc}$ , мм	Разрушающее усилие $P_{fail}$ , кН	Предельное усилие, (соотв. $U_{q,u}$ ), $P_u$ , кН	Жесткость, $C$ , кН/м
АН-V-50-1	12,89	2,5 – 3,5	26,11	25,86	15725
АН-V-50-2	12,33	0,3 – 1,0	28,36	27,36	16456
АН-V-75-3	15,03	0,5 – 1,6	45,61	14,86	22943
АН-V-75-4	21,22	0,05 – 0,5	45,58	20,36	29845
АН-V-100-5	14,03	0,1 – 0,35	48,11	16,11	59764
АН-V-100-6	15,09	0,05 – 0,25	48,41	42,61	24788
АН-V-150-7	17,62	0,05 – 0,15	47,61	44,11	34178
АН-V-150-8	19,33	0,1 – 0,15	49,25	47,65	49896
АН-V-200-9	15,32	0,2 – 0,25	48,94	46,36	35952
АН-V-200-10	16,89	0,4 – 0,6	47,42	44,50	41269
АН-V-250-11	19,65	0,05 – 0,2	48,53	45,05	45913
АН-V-250-12	17,32	0,05 – 0,3	48,15	48,11	45394
АН-V-300-13	15,30	0,05 – 0,4	47,11	45,60	43569
АН-V-300-14	14,70	0,1 – 0,25	49,61	47,62	52698
АН-V-300-15	16,85	0,05 – 0,45	48,61	47,52	55365
АН-V-300-16	17,96	0,05 – 0,35	47,54	46,25	44352
АН-V-300-17	18,92	0,05 – 0,50	48,65	45,62	48960
АН-V-300-18	21,35	0,05 – 0,75	47,95	46,52	47058
АН-V-300-19	13,69	0,05 – 1,0	46,50	45,63	42369
АН-V-300-20	17,25	0,05 – 0,75	49,21	47,89	51659
В-VI-50-1	10,3	5,5 – 6,0	10,3	0,032	11130
В-VI-50-2	8,96	4,5 – 5,5	8,96	0,043	9555
В-VI-75-3	13,04	1,3 – 2,5	13,04	0,11	8526
В-VI-75-4	14,96	6,0 – 6,5	14,96	0,029	30101
В-VI-100-5	24,02	3,3 – 4,0	24,02	0,12	20547
В-VI-100-6	26,03	4,3 – 5,2	26,03	0,17	19267

При достижении определенного предельного значения нагрузки  $P_u$  наблюдался резкий прирост взаимных смещений арматуры  $U_q$  относительно бетона (который колеблется в пределах от 3,52 до 5,54 мм для всех образцов) вследствие нарушения связей сцепления арматуры с бетоном. При дальнейшем нагружении взаимные смещения только увеличивались, хотя наблюдалось уменьшение выдергивающей нагрузки и сцепления при задании деформационного воздействия.

Графики зависимости выдергивающего усилия  $P$  от взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$  построенные для образцов, которые разрушились вследствие разрыва арматуры, имеют только восходящую ветвь и небольшой, практически прямой участок непосредственно перед резким разрушением образца. Наличие второго прямого участка на графиках объясняется большим относительным удлинением арматуры, «текучестью», возникающими перед её обрывом. Следует отметить, что разрушение образцов вследствие разрыва арматуры происходило как во время задания активного нагружения, так и спустя некоторое время (2–20 мин) после задания нагружения. При разрушении от обрыва арматуры такого участка не наблюдалось.

Предельное выдергивающее усилие  $P_{fail}$ , возникающее перед нарушением связей сцепления арматуры с бетоном, составило для образцов АН-V-50-1 – 26,11 кН; АН-V-50-2 – 28,36 кН; АН-V-75-3 – 45,61 кН; АН-V-75-4 – 45,58 кН; АН-V-100-5 – 48,11 кН.

Предельное выдергивающее усилие  $P_{fail}$ , возникающее от разрыва арматуры, составило для образцов, кН:

АН-V-100-5	– 48,11;	АН-V-100-6	– 48,41;
АН-V-150-7	– 47,61;	АН-V-150-8	– 49,25;
АН-V-200-9	– 48,94;	АН-V-200-10	– 47,42;
АН-V-250-11	– 48,53;	АН-V-250-12	– 48,15;
АН-V-300-13	– 47,11;	АН-V-300-14	– 49,61;
АН-V-300-15	– 48,61;	АН-V-300-16	– 47,54;
АН-V-300-17	– 48,65;	АН-V-300-18	– 47,95;
АН-V-300-19	– 46,50;	АН-V-300-20	– 49,21.

Таким образом, предельное выдергивающее усилие перед нарушением связей сцепления арматуры с бетоном зависит от длины анкеровки и с ее увеличением составляет: при анкеровке 50 мм –  $P_{fail} = 27,235$  кН; при анкеровке 75 мм –  $P_{fail} = 45,595$  кН; при анкеровке 100 мм –  $P_{fail} = 48,11$  кН.

Предельное выдергивающее усилие  $P_{fail}$ , возникающее от разрыва арматуры, для образцов практически не изменяется и составляет в среднем 48,23 кН.

Значения разрушающих усилий для образцов АН-V-75-3, АН-V-75-4, АН-V-100-5, полученные вследствие нарушения связей сцепления арматуры с бетоном, превысили значения усилия, вызывающего напряжения, превышающие расчетный предел текучести арматуры  $f_{yd}$ , которое для арматуры  $\varnothing 10$  мм класса А400С составляет 28,65 кН. Отсюда следует, что арматура получила необратимые пластические деформации до нарушения связей ее сцепления с бетоном, вызывающего резкое увеличение взаимных смещений арматуры относительно бетона. Это говорит о том, что в качестве ограничивающего фактора в разработанной математической модели (когда речь идет не о ширине раскрытия трещин, а о предельных возможностях сопротивления арматурных стержней) следует принимать не предел текучести арматуры  $f_{yd}$ , а временное сопротивление разрыву арматуры  $\sigma_b$  и предельные значения относительных продольных деформаций  $\varepsilon_{s,u}$ , соответствующие разрыву арматуры. Для диаграммы деформирования арматуры необходимо учитывать нелинейность ее работы путем введения дополнительной ветви в аналитическое выражение для арматуры в системе уравнений, приведенной в работе [3]. В то же время для диаграммы деформирования бетона и диаграммы сцепления необходимо введение уже дополнительных нисходящих участков деформирования [3, 5, 6].

Исходя из полученных данных о значении разрушающего усилия  $P_{fail}$  для образцов, разрушенных вследствие разрыва арматуры, можно сделать вывод о том, что эти значения несколько превышают значение усилия, соответствующего временному сопротивлению арматуры разрыву  $\sigma_b$  и составляющему для арматуры  $\varnothing 10$  мм класса А400С 46,3 кН, что полностью соответствует физической стороне задачи. Превышение значения предельного разрушающего усилия  $P_{fail}$  объясняется тем, что временное сопротивление стали разрыву – это наименьшее гарантированное значение сопротивления, указанное в нормах [7], полученное на основании испытаний определенного количества образцов на разрыв.

При этом следует добавить, что величина  $P_{fail}$  для таких образцов не зависит от высоты

бетона образца (длины заанкеривания арматуры). К ним относятся образцы серии АН-V-100-6 и все остальные образцы серии АН с высотой бетона от 150 до 300 мм.

На основании выполненных экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при вдавливании арматурного стержня построены графики зависимости вдавливающего усилия  $P$  от взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$  (рис. 4).

Для образцов, испытанных на вдавливание, характерны две формы разрушения:

- вследствие постепенного разрушения связей сцепления арматуры с бетоном и как результат постепенного выхода арматурного стержня из бетона;
- вследствие раскалывания бетона околоарматурной зоны при вдавливании арматуры в бетон (нарушение связей сцепления арматуры с бетоном), что характерно для образцов относительно малой длины заанкеривания арматуры в бетоне (высоты бетона) – образцы В-VI-50-1; В-VI-50-2, В-VI-75-3; В-VI-75-4.

На полученных графиках следует отметить наличие нескольких участков (см. рис. 4):

- восходящего, который характеризует практически прямо пропорциональный прирост

взаимных смещений  $U_q$  при увеличении действующего усилия  $P$ , что соответствует начальной стадии загрузки, до появления первой трещины;

- первого нисходящего участка, характеризующего резким уменьшением сжимающего усилия  $P$ , возникающего в результате появления первой нормальной трещины;
- следующего за нисходящим восходящего участка, характеризующего увеличением воспринимаемого зоной сцепления образца сжимающего усилия  $P$  при относительно небольшом приросте взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$ ;
- второго нисходящего участка, характеризующего постепенным снижением связей сцепления арматуры с бетоном, что проявляется в значительном увеличении взаимных смещений арматуры относительно бетона при постепенном снижении воспринимаемого зоной сцепления сжимающего усилия. Характерным при этом является то, что при задании нагрузки наблюдается односторонний рост взаимных смещений  $U_q$  без увеличения воспринимаемого зоной сцепления усилия  $P$ , а также происходит уменьшение усилия  $P$  с течением времени выдержки на ступени.

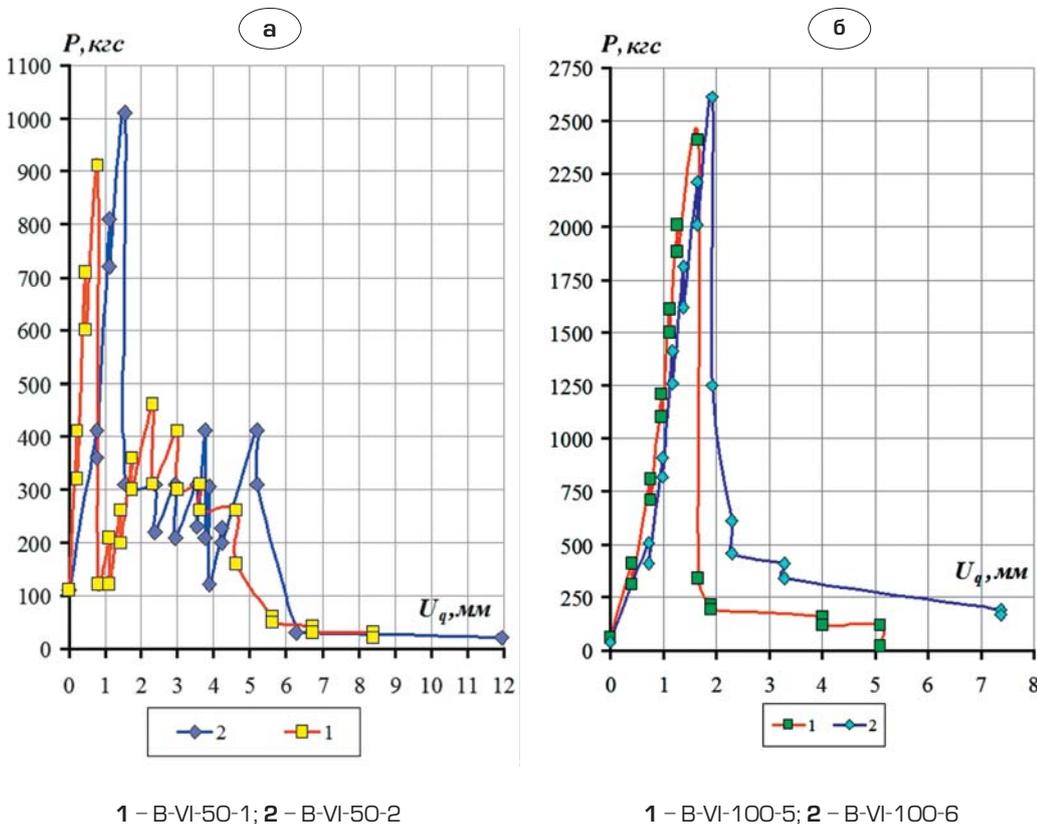


Рис. 4. Графики зависимости вдавливающего усилия  $P$  от взаимных смещений арматуры относительно бетона  $U_q$  для образцов В-VI-50-1; В-VI-50-2 (а) и В-VI-100-5; В-VI-100-6 (б)

Для образцов серии В-VI-100 характерно отсутствие 3-го участка, т.е. после появления первой нормальной трещины наблюдается постепенное уменьшение воспринимаемого зоной сцепления образца усилия  $P$  при интенсивном росте взаимных смещений  $U_q$ .

Предельное сжимающее усилие  $P$ , вызывающее появление первой трещины в образцах, увеличивалось с увеличением высоты бетона (длины заанкеривания арматуры) и составило для образцов, кН: В-VI-50-1 – 10,1; В-VI-50-2 – 9,1; В-VI-75-3 – 13,1; В-VI-75-4 – 15,1; В-VI-100-1 – 24,1 и В-VI-100-2 – 26,1.

Для образцов серий В-VI-50, В-VI-75 при разрушении характерно распространение и раскрытие нормальной трещины по всей высоте бетона, что в ряде случаев привело к раскалыванию испытуемого образца на две части. Также следует отметить, что при разрушении ряда образцов серий В-VI-75, 100 нормальные трещины имели наклонный характер. При разрушении образца серии В-VI-75-3 это привело к сколу нижней части бетона.

Анализируя результаты проведенных экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном при выдергивании и вдавливании, следует отметить, что значения предельных разрушающих усилий  $P_{fail}$ , при которых наблюдалось нарушение связей сцепления арматуры с бетоном, при выдергивании арматурного стержня оказались значительно больше чем при вдавливании, что не соответствует результатам проведенных ранее экспериментальных исследований [1, 4, 8–10], которые свидетельствуют об обратном – сила сцепления арматуры с бетоном при сжатии превышает силу сцепления при растяжении (выдергивании) арматурного стержня из бетона.

Так, для образцов с высотой бетона 50 мм значения  $P_{fail}$  составили при выдергивании 26,11 и 28,36 кН, при вдавливании – 9,1 и 10,1 кН; для образцов с высотой бетона 75 мм при выдергивании 45,61 и 45,58 кН, при вдавливании – 13,1 и 15,1 кН; для образцов с высотой бетона 100 мм разрушающая сила при выдергивании равна 48,15 и 48,41 кН, при вдавливании – 24,1 и 26,1 кН. Как видим, значения  $P_{fail}$  при выдергивании превышают значения разрушающего усилия при вдавливании в диапазоне от 1,85 до 3,34 раза. Это объясняется тем, что образцы, испытываемые на выдергивание, ввиду конструктивных особенностей экспериментальной установки и способа задания выдергивающего усилия для предотвращения растрескивания бетона армировались дополнительной сеткой из гладкой арматуры  $\varnothing 6$  мм класса А240С с размером ячейки 50 мм, расположенной на расстоянии 30 мм от верхнего торца. Образцы для испытания на вдавливание не имели дополнительной арматуры.

Так как испытания ряда экспериментальных образцов на выдергивание были доведены до сдвига арматуры относительно бетона, можем рассчитать среднее (условное) экспериментальное предельное напряжение сцепления  $\tau_{gm}$  по ниже приведенной формуле и сравнить с результатами испытания (табл. 2):

$$\tau_{gm} = \frac{N}{ul} = \frac{\sigma_s A_s}{\pi d_s l}, \quad (1)$$

где  $N$  и  $\sigma_s$  – предельное усилие и напряжение в стержне соответственно;  $A_s$ ,  $d_s$  и  $l$  – площадь поперечного сечения, средний диаметр и длина забетонированного стержня.

При выполнении условия  $N_{gm} < N_{\text{вр}}$  (предельное экспериментальное усилие сцепления образца, выведенное из формулы (1), меньше усилия, соответствующего временному сопро-

Таблица 2

**Определение предельных напряжений (усилий) сцепления и сравнение их с усилием, соответствующим временному сопротивлению разрыву**

Наименование образца	Предельное напряжение сцепления (экспериментальное), $\tau_{gm}$ , МПа	Предельное усилие сцепления (экспериментальное), $N_{gm}$ , кН	Временное сопротивление арматуры класса А400С $\sigma_{\text{вр}}$ , МПа	Усилие, соответствующее временному сопротивлению арматуры, $N_{\text{вр}}$ , кН	Результат испытания
АН-V-50-1	16,62	26,11	590	46,31	$N_{gm} < N_{\text{вр}}$
АН-V-50-2	18,06	28,36	590	46,31	$N_{gm} < N_{\text{вр}}$
АН-V-75-3	19,36	45,61	590	46,31	$N_{gm} < N_{\text{вр}}$
АН-V-75-4	19,34	45,58	590	46,31	$N_{gm} < N_{\text{вр}}$
АН-V-100-5	15,31	48,11	590	46,31	$N_{gm} \approx N_{\text{вр}}$

тивлению арматуры) наблюдается разрушение образцов вследствие нарушения связей сцепления арматуры с бетоном.

При выполнении условия  $N_{gm} \approx N_{\theta p}$  (предельное экспериментальное усилие сцепления образца находится в пределах  $\pm 1,05N_{\theta p}$ ) происходит либо разрушение выхода арматуры вследствие нарушения связей сцепления, либо разрыв арматурного стержня, что наблюдалось при испытании образцов АН-V-100-5, АН-V-100-6.

Вычисляя среднее арифметическое между полученными из эксперимента значениями  $\tau_{gm}$  для образцов, представленных в таблице 2, определяем, что для описанной ранее схемы армирования и конкретных принятых размеров, длины анкеровки, классов бетона и арматуры образцов серии АН-V  $\tau_{gm}$  составляет 17,32 МПа. Среднее значение  $\tau_{gm}$ , применительно к каждой длине анкеровки составило 17,34 МПа для анкеровки длиной 50 мм, 19,35 МПа – длиной 75 мм и 15,31 МПа – для анкеровки длиной 100 мм.

Значение  $\tau_{gm}$  удобно выразить через среднее нормативное сопротивление бетона растяжению  $f_{ctm}$ , которое для тяжелого бетона класса С16/20 равно 1,9 МПа. Таким образом, в ходе экспериментальных исследований установлено, что среднее (условное) экспериментальное предельное напряжение сцепления  $\tau_{gm}$  для образцов, выполненных из тяжелого бетона класса С16/20, определяется по формуле

$$\tau_{gm} = 9,115f_{ctm}. \quad (2)$$

Данное значение удобно использовать для прогнозирования характера разрушения образцов, изготавливаемых и испытываемых согласно методике проведения экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном. Зависимость (2) в первом приближении (до получения соответствующих экспериментальных данных) можно использовать и для других классов бетона и арматуры.

Также полученное значение  $\tau_{gm}$  целесообразно использовать для сопоставления результатов проведенных численных экспериментальных исследований и верификации предлагаемой аналитической модели сцепления арматуры с бетоном [3, 5, 6].

Проведенные экспериментальные исследования дают возможность выполнить проверку рабочих гипотез и достоверности расчетной методики определения ширины раскрытия трещин, усилия закрытия трещин, жесткости арматур-

ного стержня, пересекающего трещину, длины заделки анкером при помощи решения аналитической системы нелинейных дифференциальных уравнений, реализуемых в современных математических пакетах символьной математики.

Таким образом, полученные экспериментальные данные в значительной мере дополняют накопленный экспериментальный материал, уточняют его. Впервые проведенные испытания сцепления арматуры с бетоном при выдергивании/вдавливании арматурного стержня из бетона/в бетон с учетом ниспадающей ветви деформирования бетона предоставляют возможность проверки предлагаемого расчетного аппарата, что позволяет более точно оценивать трещиностойкость элементов железобетонных конструкций и повысить экономический эффект при проектировании новых и обследовании существующих объектов.

#### Выводы.

Разработана методика проведения экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном с учетом деформационного воздействия при центральном и внецентренном растяжении арматурного стержня в представительном объеме бетона; выдергивании арматурного стержня из бетона; вдавливании арматурного стержня в бетон и сдвиге вдоль дискретной трещины с варьированием длины анкеровки, классов бетона, арматуры и диаметров арматуры с учетом ниспадающей ветви деформирования. Основной особенностью методики являются экспериментальные установки, позволяющие при задании нагружения вручную (по деформациям) получить ниспадающую ветвь деформирования испытываемой конструкции. Положение образцов, закрепляемых на установке, позволяет исследовать картину образования, раскрытия и распространения трещин по торцам конструкций под действием нагрузки.

При проведении испытаний на выдергивание выявлено три вида разрушения образцов, а на вдавливание – две формы разрушения. Получены средние (условные) экспериментальные предельные напряжения сцепления.

Полученные экспериментальные данные будут полезными при разработке новых, более усовершенствованных зависимостей сцепления и усовершенствовании на их основе методик расчета железобетонных конструкций.

Анализ экспериментальных данных сцепления арматуры с бетоном при деформационных воздействиях при выдергивании и вдавливании арматурного стержня из бетона (в бетон) и сдвиге вдоль дискретной трещины с варьированием дли-

ны анкеровки, классов бетона (арматуры), диаметров арматуры и учетом нисходящей ветви деформирования может стать основой для проверки существующих или создания новых моделей контактного взаимодействия анкера с бетоном.

- [1] *Бенин А.В.* Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения / *А.В. Бенин, А.С. Семенов, С.Г. Семенов, Б.Е. Мельников* // Инженерно-строительный журнал. – 2013. – № 5. – С. 86–99.
- [2] *Бенин А.В.* Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения / *А.В. Бенин, А.С. Семенов, С.Г. Семенов, Б.Е. Мельников* // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 1. – С. 23–40.
- [3] *Колчунов В.И.* Аналитическая модель сцепления и нелинейная податливость арматурных связей при раскрытии дискретных трещин в железобетонных конструкциях / *В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Е.А. Дмитренко* // Ресурсо-экономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183–196.
- [4] *Холмянский М.М.* Контакт арматуры с бетоном: монография / *М.М. Холмянский*. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
- [5] *Колчунов В.И.* Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления бетона и арматуры в ПК Лира-САГР / *В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Е.А. Дмитренко* // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2016. – № 3. – С. 6–15.
- [6] *Колчунов В.И.* Аналитическая и конечно-элементные стержневые модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2016. – Вип. 60. – С. 184–197.
- [7] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К.: Мінгепіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
- [8] *Delgado C., Fargueta F., Fernandes-Prada M.* A new finite element to analyze bond behaviour in the presence of transverse pressure // 5-th Int. Conf. AMCM-2005.
- [9] *Silva B.V.* Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1 / *B. V. Silva, M. P. Barbosa, L. C. P. Silva Filho, M. S. Lorrain* // Ibracon structures and materials journal. – 2013. – № 5. – Vol. 6 – p.715-736.
- [10] *Torre-Casanova A., Jason L., Davenne L., Pinelli X.* Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure // Engineering Fracture Mechanics. 2013. Vol. 97, pp. 92–104.

Надійшла 07.11.2016 р.

## В АКАДЕМІЇ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ

### У листопаді ц.р. в Академії будівництва України відбулися загальні збори, на яких були підведені підсумки роботи Академії протягом 2014–2016 рр.

Зазначено, що протягом звітнього періоду діяльність президії Академії та її відділень була направлена на підвищення рівня конкурентоспроможності будівельної галузі, розроблення новітніх методів енергоощадження та енергоефективності, вдосконалення технології малоповерхового будівництва, покращення структури Академії, підготовку та внесення пропозицій до Закону України «Про освіту» в частині реформування інженерної освіти в Україні тощо.

З метою більш оперативного вирішення нагальних питань будівельної галузі і промисловості будівельних матеріалів створені нові територіальні та галузеві відділення.

Академія щорічно видає «Вісник», науково-технічні збірки «Будівництво. Наука. Проекти. Економіка», «Техніка будівництва», який є фаховим.

За звітний період 79 членів Академії удостоєно звання лауреатів Премії імені академіка М.С. Буднікова, 7 членів Академії успішно захистили свої роботи і здобули звання «доктора будівництва» Академії будівництва України.

Заслухавши і обговоривши звітну доповідь президії, загальні збори вирішили наступне:

- ✓ Роботу президії за звітний період визнати задовільною.
- ✓ Керівникам галузевих і територіальних відділень:
  - обговорити у відділеннях завдання і напрямки, викладені у звітній доповіді президента Академії Назаренка І.І.;
  - підвищити ефективність науково-технічної роботи відділень;
  - надавати інформацію до виконавчого органу Академії про стан та нагальні питання галузі у регіонах, а також пропозиції щодо розвитку будівельної галузі.
- ✓ Затвердити новий склад президії та нову редакцію Статуту Академії будівництва України.

## БЕЗОПАСНОСТЬ ПРОЕКТИРУЕМЫХ МОСТОВ

Статья посвящена проблеме управления надежностью мостов в течение жизненного цикла. Рассматривается аппарат, принятый в Еврокоде. В качестве инструмента управления безопасностью выступает классификация сооружений по прогнозу ущерба, вызванного возможным разрушением сооружения.

The article deals with the problem of reliability management of bridges over the life cycle. We consider the unit adopted in the Eurocode. As a tool for security management, you are stepping classification structures as predicted by the damage caused by possible destruction facilities.

**Ключевые слова:** надежность, класс последствий, мост, характеристика безопасности

**С**татья посвящена анализу системы управления надежностью проектируемых мостов в рамках Еврокода, признанного в Украине как параллельная ветвь национальных норм [4, 11]. Концепция надежности Еврокода, основанная на новейших достижениях в теории сооружений европейских ученых, принятая как практический инструмент управления надежностью и ресурсом мостов всеми странами Европы, несколько отличается от нашего традиционного подхода. В качестве инструмента управления безопасностью выступает классификация сооружений по прогнозу ущерба, вызванного возможным разрушением сооружения – классы последствий.

Цель этой публикации – привлечь внимание проектировщиков, строителей, инженеров системы эксплуатации мостов к важнейшему базису Еврокода: не только безопасность и минимизация отказов в эксплуатации, но и техническое совершенство конструкции, качественное строительство объекта базируются на принципах надежности.

Побуждающим мотивом к написанию статьи является некоторое разночтение в моделях надежности мостов, принятых в Еврокоде и в национальных нормах [2, 3].

**Ретроспектива.** Понятие класса последствий вызванного возможным разрушением сооружения – весьма новое в теории сооружений, появившееся в национальных нормативных документах 5–6 лет тому назад. Авторами термина «класс последствий» (англ.: «Consequence Class» – CC) были ученые, работавшие под эгидой Объединённого комитета безопасности конструкций – JCSS (Joint Committee on Structural Safety).

Комитет, созданный в 1971 г. по инициативе международных научно-исследовательских организаций в сфере строительства, сегодня объединяет ученых 67 стран мира. Ученые, возглавлявшие комитет в разное время – Дж.Д. Соренсен,



**А.И. Лантух-Лященко**  
профессор Национального  
транспортного университета (НТУ),  
д.т.н.

М.Х. Фабер, Й. Ферри-Боржес, Й. Шнейдер, Р. Раквитц, Т. Вроувенвельдер, – были авторами фундаментального теоретического исследования, названного «Типовая вероятностная модель» (Probabilistic Model Code, 1996) [19, 20, 21], которое стало базисом для разработки европейского стандарта ISO 2394–1998 «Общие принципы оценки надежности строительных конструкций» [18], стандарта ISO 13822 «Основы проектирования конструкций – Техническая оценка эксплуатируемых конструкций» 2003 [17].

Эти документы, излагающие теоретические подходы оценки надежности строительных конструкций, стали в 80–90-х годах платформой управления надежностью в нормах строительного проектирования в странах Европы и в пакете Еврокода [11].

**Классификация классов последствий.** Аппаратом управления безопасностью мостов в рамках Еврокода является дифференциация надежности элементов, основанная на классификации классов последствий, введенной в стандарте ISO 2394-1998 [18]. В качестве факторов, параметров управления надежностью принято следующее:

- регламентация минимального проектного уровня надежности элементов;
- рекомендованная процедура контроля надежности элементов в процессе проектирования;
- регламентация организационных уровней контроля качества проектных решений, обеспечивающих надежность конструкции;

- рекомендации, направленные на снижение человеческих ошибок при проектировании и строительстве;
- рекомендации по классификации надзора за строительством, соответствующие принимаемому уровню надежности элементов.

Предметом анализа в этой статье есть первые два фактора.

Понятие «класс последствий» получило свою нынешнюю трактовку в европейском стандарте ISO 2394 [18] и в заглавном документе Еврокода – EN 1990, 2002 [11] (гармонизированный документ – ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN [4])). Этот термин служит критерием дифференциации надежности и риска строительных объектов. Классы последствий описываются потерей человеческих жизней, экономическими и социальными потерями, ущербом, нанесенным окружающей среде, вызванным возможным разрушением сооружения.

Приведем определение термина в формулировке Еврокода 1990 [4, 11] как описание уровня потерь и ущерба (табл. 1).

Таблица 1

Классификация классов последствий отказа строительных объектов [11]

Класс последствий	Описание
СС3	<b>Значительные последствия</b> – потери человеческой жизни либо экономические, социальные или ущерб для окружающей среды являются очень большими
СС2	<b>Средние последствия</b> – потери человеческой жизни, экономические, социальные или ущерб для окружающей среды являются значительными
СС1	<b>Незначительные последствия</b> – потери человеческой жизни и экономические, социальные последствия или последствия для окружающей среды являются малыми или не принимаемыми в расчет

Обратим внимание, что для класса последствий СС3 рассматриваются потери человеческой жизни либо экономические, социальные или ущерб для окружающей среды, тогда как для класса СС1 рассматриваются все вероятные потери одновременно.

Численных критериев категорий потерь «очень большие», «значительные», «малые» Еврокод 1990 [11] не устанавливает. Нет таких критериев и в международном стандарте ISO 2394-1998 [18]. Вероятностные потери классифицируются здесь следуя чисто лингвистическим определениям.

Понятие категорий потерь было предметом обширных научных исследований и дискуссий в 80–90-х годах. Некоторые аспекты этих исследований, относящихся к мостам, приводятся ниже.

Сегодня в практике управления надежностью проектируемых сооружений всех стран Европы класс последствий устанавливается по аналогии с примерами, приведенными в таблицах классификации классов последствий в ISO 2394-1998 [18] или в Еврокоде 1990 [11].

Каждому классу последствий (СС) соответствует класс надежности сооружений RC (Reliability Classes). Процедура определения класса надежности проектируемых сооружений в рамках нормативного документа именуется европейским стандартом ISO 2394 [18] как «дифференциация надежности».

В других терминах [11, 18] «дифференциация надежности» трактуется как меры, направленные на социально-экономическую оптимизацию ресурсов в строительстве, минимизирующие ожидаемые последствия разрушения и стоимость строительных работ.

Классы надежности, соответствующие классам последствий, и рекомендуемые минимальные значения характеристики безопасности по несущей способности зданий и сооружений [11], представлены в таблице 2.

Таблица 2

Рекомендованные минимальные значения характеристики безопасности по несущей способности

Класс надежности	Минимальные значения характеристики безопасности, $\beta$	
	Базовый период в 1 год	*Базовый период в 50 лет
RC3 (СС3)	5,2	4,3
RC2 (СС2)	4,7	3,8
RC1 (СС1)	4,2	3,3

\*Примечание. Вычисление характеристики безопасности для периода, отличного от базового, выполняется по формуле  $\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n$ , где  $\Phi$  – функция нормального распределения;  $\beta_1$  – характеристики безопасности для базового периода.

**Определение класса последствий.** Класс последствий отказа проектируемых мостов по Еврокоду определяется как СС2 и, следовательно, принимается надежность класса RC2. Сегодня это общепринятая практика в странах Европы [8, 9, 11, 18], США [7], Южной Кореи [22], Гонконге [27].

В начале этого столетия в мире было опубликовано тысячи исследований, посвященных определению класса последствий автодорожных и железнодорожных мостов. Ниже мы приводим выдержки из некоторых публикаций, обосновывающих тот факт, что в рамках Еврокода рассматриваются мосты только класса последствий СС2.

Центральной научной идеей исследований был тезис о том, что мосты класса последствий СС3 составляют категорию уникальных сооружений, к которым предъявляются требования надежности класса RC3, и должны проектироваться по специальным техническим условиям. Это положение сегодня принято не только в Еврокоде, но и в нормах многих стран. Так, например, в стандарте Великобритании BS EN 1990:2002+A1:2005. National annex for EN 1990 (Национальное приложение к EN 1990) [9] находим: *«для уникальных мостов (таких как подвесные, вантовые, мосты с пролетами более 150 м и другие уникальные сооружения класса надежности RC3) необходимые проектные решения, обеспечивающие такой уровень надежности, должны определяться специальными техническими условиями»* (For special bridges (such as suspension bridges, cable stayed bridges, and bridges with span exceeding 150 m) and landmark structures in RC3, the required measures to achieve this reliability level shall be determined on a project-specific basis).

Для систематизации последствий по фактору опасности для здоровья и жизни людей обратимся к истории аварий мостов в мире. Так в работе [16] показано, что в 27 авариях фиксируется один случай с 225 пострадавшими, три случая – 69–91; остальные меньше 50 пострадавших.

За последние 15 лет в мире зарегистрировано (без постсоветских стран) 37 аварий мостов [5], в них среднее количество пострадавших составило 49 чел., в двух случаях пострадавших 355 и 306 и еще в двух случаях более 100 – 139 и 114 человек. Эти данные позволяют утверждать, что по фактору опасности здоровью и жизни людей не следует причислять мосты ни к классу последствий СС2 ни СС3 тем более. В других терминах – мосты относятся к категории сооружений с «экономической ответственностью».

**Материальные и социальные потери.** Прямые материальные потери складываются из балансовой стоимости разрушенного сооружения, затрат на реконструкцию/восстановление,

затрат на очистку территории от разрушенных элементов, затрат на ввод нового сооружения в эксплуатацию.

Социальные потери включают страховые расходы, потери, связанные со снижением функциональности транспортной сети, затраты, вызванные удлинением маршрута и задержками транспорта, дополнительными расходами на управление движением, потери бизнеса и, наконец, потери репутации маршрута.

**Класс последствий СС3.** В соответствии с европейскими нормативными документами [11, 18] к классу СС3 относятся мосты, риск материальных и социальных потерь или угроза для окружающей среды которых являются очень большим (economic, social or environmental consequences very great [11, 18], табл. 1). Многочисленные исследования, выполненные в последние 15–20 лет [1, 13, 14, 15, 22, 23, 24, 25, 26, 29], показывают, что по фактору материальных, социальных и экологических потерь к классу СС3 относятся уникальные мосты, такие, например, как вантовые больших пролетов, подвесные, большие мосты на безальтернативных путях сообщения. Начальная средняя стоимость мостов класса СС3 на порядок или два выше мостов класса СС2.

В обширном отчете, выполненном группой исследователей США под эгидой Федеральной администрации автомобильных дорог (Federal Highway Administration – FHWA) [8], посвященном анализу проектируемых и существующих мостов в Европе, подчеркивается *«Подавляющее большинство мостов относятся к классу СС2 и отнести к классу СС3 возможно только выдающиеся мосты, разрушение которых может привести к очень тяжелым последствиям»* («possibility only for bridges with very high consequences of failure»).

Заметим, что речь идет о тяжелых последствиях, сопоставимых с аварией атомной электростанции. Именно атомная электростанция приводится как пример сооружения класса СС3 в европейских стандартах [11].

В работе [10] приводится пример моста класса СС3 в Европе. Это транспортный переход в Дании через пролив, соединяющий острова Фюн и Зеландия, состоящий из двух мостов и тоннеля. Один из мостов – Большой Бельт Восточный (Great Belt East Bridge) общей длиной 6,8 км имеет центральный пролет в 1624 м.



Главный пролет моста Большой Бельт Восточный

Стоимость сооружения моста 4,8 миллиардов евро в ценах 2002 г. (115 миллиардов грн. в ценах 2015 г.).

Еще один показательный пример определения класса последствий приведем из исследования профессора Сеульского Национального университета С.Х. Ли (Lee, Seung Han; Seoul National University) и др., посвященного дифференциации надежности в проектировании мостов больших пролетов с подвесными системами [22]. Требования минимальной надежности для мостов подвесных систем из этой работы приведены в таблице 3.

Таким образом, приведенный краткий анализ публикаций демонстрирует обоснование того, что в рамках Еврокода рассматриваются мосты только класса последствий СС2 как проектируемые, так и находящиеся в эксплуатации.

**Процедура контроля надежности элементов в процессе проектирования.** Для контроля надежности Еврокодом [11] рекомендуется простой и прозрачный алгоритм, известный нашему инженеру с курса строительной механики (см., например, А.Р. Ржаницын «Строительная механика» [6]) и приведенный в национальных нормативных документах пакета «Мосты и трубы» [2]. Вкратце рекомендованный алгоритм состоит в следующем.

Заданный уровень надежности обеспечивается соблюдением неравенства

$$\beta \geq \beta_{nom} , \tag{1}$$

где  $\beta$  – значение характеристики безопасности, вычисленное относительно проектируемого элемента;  $\beta_{nom}$  – минимальное значение характеристики безопасности, соответствующее уровню надежности RC2.

Характеристика безопасности вычисляется по формуле

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} , \tag{2}$$

где  $\mu_G$  и  $\sigma_G$  – первые моменты распределения (математическое ожидание и стандарт) функции граничного состояния;  $\mu_R$  – среднее значение обобщенного сопротивления элемента;  $\mu_E$  – среднее значение обобщенной нагрузки элемента сооружения;  $\sigma_R$  – среднее квадратичное отклонение (стандарт) обобщенного сопротивления элемента сооружения;  $\sigma_E$  – среднее квадратичное отклонение обобщенной нагрузки элемента сооружения.

В практических расчетах Еврокод [4, 11] рекомендует воспользоваться зависимостью эквивалентной вероятности отказа, записанной через параметры нормального (или логнормального) закона распределения:

$$\mu_E - \alpha_E \beta \sigma_E \leq \mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R . \tag{3}$$

Здесь коэффициенты чувствительности  $\alpha_E$  и  $\alpha_R$  вычисляются через стандарты  $\sigma_E$  и  $\sigma_R$ .

Что касается коэффициентов надежности, зависящих от уровней контроля качества проектных решений и человеческих ошибок при проектировании и строительстве, то они для класса надежности RC2 принимаются равными 1,0.

**Оценка материальных затрат.** Здесь выполним грубую оценку роста материальных затрат исходя из анализа коэффициентов надежности модели сопротивления и модели нагрузки, соответствующие двум классам ответственности: СС2 и СС3.

Таблица 3

Классы последствий сооружений [22]

Уровень последствий	Примеры зданий и сооружений	Надежность, $\beta$ (граничное состояние по прочности)	Класс последствий (по EN 1990)
Высокий	Гражданские здания. Типовые мосты, мосты с подвесными системами	3,72 ( $P_F = 10^{-4}$ )	СС2
Очень высокий	Уникальные мосты с подвесными системами	4,00 ( $P_F = 3,16 \cdot 10^{-5}$ )	Среднегеометрическое между СС2 и СС3

Таблица 5

Коэффициенты надежности модели сопротивления

Класс надежности	Минимальные значения, $\gamma_R$	Максимальные значения, $\gamma_R$
RC2	1,144	1,189
RC3	1,237	1,315

Определим коэффициенты надежности, соответствующие двум уровням надежности – RC2 (класс ответственности СС2) и RC3 (класс ответственности СС3). По определению, коэффициент надежности модели сопротивления вычисляется как отношение характеристического значения переменной к расчетному:

$$\gamma_R = R_k / R_d, \quad (4)$$

где  $R_k$  – характеристическое значение обобщенного сопротивления элемента;  $R_d$  – расчетное значение обобщенного сопротивления элемента;  $\gamma_R$  – коэффициент надежности элемента.

Характеристическое значение  $R_k$  и расчетное значение  $R_d$  в случае логнормального распределения [2, 11, 18] определяются следующим образом:

$$R_k = \mu_R \exp(-1,645V_R); \quad (5)$$

$$R_d = \mu_R \exp(-\alpha_R \beta V_R), \quad (5a)$$

где  $\mu_R$  – среднее значение переменной сопротивления  $R$ ;  $V_R$  – коэффициент вариации элемента;  $\alpha_R$  – коэффициент чувствительности (направляющий косинус),  $\alpha_R = 0,8$ .

Внесем (5) и (5a) в соотношение (4) и получим:

$$\gamma_R = \frac{\exp(-1,645V_R)}{\exp(-\alpha_R \beta V_R)} = \exp(\alpha_R \beta V_R - 1,645V_R). \quad (6)$$

Для определенности будем рассматривать изгибаемые железобетонные элементы. Статистическая модель переменных сопротивления представлена в таблице 4.

Таблица 4

Статистическая модель переменных сопротивления

Переменная	Распределение	Коэффициенты вариации
Арматура преднапряженная	Логнормальное	0,07; 0,09; 0,11
Сжатый бетон в условиях природного твердения	Логнормальное	0,066; 0,082; 0,105

Коэффициент вариации элемента в формулах (5) и (5a) вычисляется по общему правилу математической статистики:

$$V_R = (V_c^2 + V_s^2 + V_c^2 \cdot V_s^2)^{0,5}, \quad (7)$$

где  $V_c$  – коэффициент вариации бетона;  $V_s$  – коэффициент вариации арматуры.

Вычисленные по формуле (3) коэффициенты надежности, соответствующие минимальным и максимальным значениям коэффициентов вариации, представлены в таблице 5.

**Коэффициенты надежности модели нагрузки.** Формула определения коэффициентов надежности модели сопротивления является фундаментальной и применяется для модели нагрузки как обратная к (4):

$$\gamma_{Ei} = E_d / E_k, \quad (4a)$$

где  $\gamma_{Ei}$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Распределение внешней нагрузки принимается нормальным для постоянной нагрузки и Гумбеля для подвижной нагрузки.

**Постоянная нагрузка.** Характеристическое значение нагрузки  $E_k$  и расчетное  $E_d$  в этом случае определяются зависимостями:

$$E_d = \mu_{Ei} (1 - \alpha_E \beta V_{Ei}); \quad (8)$$

$$E_k = \mu_{Ei}, \quad (8a)$$

где  $\mu_{Ei}$  – среднее значение  $i$ -й переменной нагрузки  $R$ ;  $V_{Ei}$  – коэффициент вариации элемента;  $\alpha_E$  – коэффициент чувствительности (направляющий косинус),  $\alpha_E = -0,7$

$$\gamma_{Ei} = 1 - \alpha_E \beta V_{Ei}. \quad (9)$$

**Подвижная нагрузка.** Характеристическое значение подвижной нагрузки  $E_k$  и расчетное  $E_d$  определяются зависимостями:

$$E_k = \mu_{Ei} (1 - V_{Ei} (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(0,98)))); \quad (10)$$

$$E_d = \mu_{Ei} (1 - V_{Ei} (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(\Phi^{-1}(-\alpha_E \beta))))). \quad (11)$$

Здесь  $\Phi$  – стандартная функция нормального распределения.

Статистическая модель переменных нагрузки представлена в таблице 6.

Вычисляется два коэффициента надежности модели нагрузки:  $\gamma_{E1}$  – временной подвижной нагрузки и  $\gamma_{E2}$  – постоянных нагрузок. Соответствующие коэффициенты вариации вычисляются по формулам (12) и (13):

$$V_{E1} = (V_1^2 + V_2^2 + V_3^2 + V_1^2 \cdot V_2^2 + V_1^2 \cdot V_3^2 + V_2^2 \cdot V_3^2)^{0,5}; \quad (12)$$

$$V_{E2} = (V_4^2 + V_5^2 + V_4^2 \cdot V_5^2)^{0,5}. \quad (13)$$

Обозначения коэффициентов вариации приведены в таблице 6.

Таблица 6

Статистическая модель переменных нагрузок

Переменная	Распределение	Коэффициенты вариации	
		Обозначение	Значение
Подвижная нагрузка АК полосовая	Гумбеля	$V_1$	0,24
Тандем нагрузки АК	Гумбеля	$V_2$	0,07
Толпа на тротуаре	Гумбеля	$V_3$	0,14
Постоянная нагрузка проезжей части и тротуаров	Нормальное	$V_4$	0,17
Собственный вес железобетонной конструкции	Нормальное	$V_5$	0,033

Полученные коэффициенты вариации показаны в таблице 7.

Таблица 7

Коэффициенты вариации модели нагрузки

Временная подвижная нагрузка	Постоянная нагрузка
$V_{E1} = 0,289$	$V_{E2} = 0,173$

Вычисленные по формулам (4а), (10), (11) коэффициенты надежности нагрузки, соответствующие коэффициентам вариации, представлены в таблице 8.

Таблица 8

Коэффициенты надежности модели нагрузки

$\beta$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$
3,80	1,46	1,22	1,35
4,30	1,52	1,36	1,50

Здесь  $\gamma_1$  – коэффициент надежности постоянной нагрузки;  $\gamma_2$  – коэффициент надежности временной подвижной нагрузки (АК);  $\gamma_3$  – коэффициент надежности временной нагрузки от толпы.

Обобщенный коэффициент надежности нагрузки получим как среднегеометрическое трех коэффициентов – постоянной нагрузки, временной подвижной нагрузки и временной нагрузки от толпы:

$$\gamma_E = (\gamma_1 \gamma_2 \gamma_3)^{1/3}. \quad (14)$$

Вычисленные по формуле (11) значения обобщенного коэффициента надежности нагрузки, соответствующие классам надежности RC2 и RC3, приведены в таблице 9.

Таблица 9

Свод коэффициентов надежности

Класс надежности	$\beta$	$\gamma_R$	$\gamma_E$	П
RC2	3,8	1,19	1,34	1,60
RC3	4,3	1,32	1,44	1,90

Нижнюю относительную оценку материальных затрат получим из уравнений граничного состояния постоянной высоты сечения по моменту:

$$P_2 \cdot M_{cr} = M_{r2}; \quad (15)$$

$$P_3 \cdot M_{cr} = M_{r3}, \quad (15a)$$

где  $M_{cr}$  – характеристический момент в сечении от всех нагрузок;

$M_{r2}, M_{r3}$  – граничные моменты (несущая способность) сечений, соответствующих классам надежности RC2 и RC3;

$P_2, P_3$  – произведения двух коэффициентов (табл. 9), соответствующих классам надежности RC2 и RC3.

Из зависимостей формул (15, 15а) относительный рост материальных затрат (по арматуре):

$$\xi = M_{cr} / M_{r3} = P_3 / P_2 = 1,90 / 1,60 = 1,19. \quad (16)$$

Таким образом, минимальная нижняя оценка роста материальных затрат (по арматуре) для изгибаемых железобетонных элементов мостов составляет 19 %. С учетом необходимого увеличения объема железобетона общие минимальные затраты возрастают до 35–38 %.

Заканчивая этот обзор, подчеркнем, что установление минимального уровня надежности не является самоцелью – это, прежде всего, базис инструмента для определения коэффициентов надежности нагрузочных эффектов и материалов в рамках соответствующих разделов норм. А с другой стороны – сами коэффициенты надежности выполняют в проектировании не только функции оценки безопасности сооружения, но и выступают мерилем материальных затрат.

**Выводы.**

1. Европейская система управления надежностью проектируемых строительных объектов основана на положениях международного стандарта ISO 2394-1998 «Общие принципы оценки надежности строительных конструкций». Центральным местом стандарта есть аппарат дифференциации надежности, определяющий мини-

мальний рівень надійності проектуємих конструкцій з допомогою поняття «клас наслідств» (CC). Кожному класу наслідств відповідає клас надійності споруджень (RC). Концепція надійності в Єврокоді цілком і повністю збігається з вимогами стандарту ISO 2394-1998.

2. Мости, проектуємих в межах Єврокода, належать до класу наслідств CC2 і, відповідно, мінімальна проектна надійність приймається класу RC2.

3. Унікальні мости великих пролетів, мости на безальтернативних шляхах зв'язу можуть проектуватися в відповідності з рівнем надійності класу RC3. Для цього замовником повинні бути складені спеціальні технічні умови.

4. Звертає на себе увагу той факт, що в Європейській системі надійності визначення класу наслідств проектуємих мостів не є прерогативою проектувальника і встановлюється нормами проектування.

- [1] *Гульванесян Х., Калгаро Ж.-А., Голицки М.* Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990. М.: МГСУ 2011.
- [2] ДБН В.1.3-22-2009 «Мости і труби. Основні вимоги проектування». – Мінрегіонбуд України, К.: – 2009.
- [3] ДБН В.1.2-14-2008 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ». – Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ. – К.: – 2009.
- [4] ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). – Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ. – К.: – 2009.
- [5] Інтернет ресурс [https://en.wikipedia.org/wiki/List\\_of\\_bridge\\_failures](https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_bridge_failures)
- [6] *Ржаницын А.П.* Строительная механика. М.: Высш. школа. – 1982.
- [7] AASHTO Manual for Bridge Evaluation. – 2008.
- [8] Assuring Bridge Safety and Serviceability in Europe. International Technology Scanning Program. 2010 (доступно на <http://international.fhwa.dot.gov/pubs/pl10014/pl10014.pdf>).
- [9] BS EN 1990:2002+A1:2005. National annex for EN 1990.
- [10] *Diamantidis D.* Probabilistic Assessment of Existing Structures. Joint Committee on Structural Safety, RILEM Publications S.A.R.L., – 2001.
- [11] EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels: – 2003.
- [12] *Faber M.H., Khbler O., Fontana M. and Knobloch M.*, 2004. Failure Consequences and Reliability Acceptance Criteria for Exceptional Building Structures. Оценка July 2004. Zurich: Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology.
- [13] Federal Emergency Management Agency (FEMA), HAZUS-MH MR3 Technical Manual, Washington D.C. (доступно на <http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus/>, accessed on April 30th, 2011).
- [14] *Ferry-Borges J. and Castanheta M.* «Structural Safety». – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. – Lissabon 1971.
- [15] *Gulvanessian H. – Calgaro J.-A. – Holicky M.*: Designer's Guide to EN 1990, Eurocode: Basis of structural Design, Thomas Telford, London, 2002, ISBN: 07277 3011 8.
- [16] *Imam B. & Chryssanthopoulos M.* Bridge Failure Consequences. Final Conference, COST Action TU0601, Robustness of Structures, 30–31 May 2011, Prague.
- [17] ISO 13822-2010. Bases for design of structures – Assessment of existing structures. Geneva, Switzerland.
- [18] ISO 2394, General principles on reliability for structures. 2nd edn. Geneva, Switzerland, 1998.
- [19] JCSS Probabilistic Model Code. Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001.
- [20] JCSS: Background documentation, Part 1 of EC 1 Basis of design, 1996.
- [21] JCSS: Probabilistic model code. JCSS working materials, <http://www.jcss.ethz.ch/>, 2001.
- [22] *Lee Seung Han and coll.* Differentiation of Target Reliability and Design Life in Design of Long-span Cable-supported Bridges. 37th Madrid IABSE Symposium 2014.
- [23] Reference Guide for Applying Risk and Reliability-Based Approaches for Bridge Scour Prediction, 2012.
- [24] *Schneider J.* Introduction to Safety and Reliability of Structures. IABSE. – Zurich, 1997.
- [25] *Sorensen J.D.* Reliability Based Optimization of Structural Systems. Proceedings of the 13th IFIP conference. V.113: 1987.
- [26] *Sorensen J.D., I.B. Kroon and M.H. Faber*: Optimal Reliability-Based Code Calibration. Structural Safety, Vol. 14, 1994, pp. 197–208.
- [27] Structures design manual for highways and railways. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. – Hong Kong: 2013.
- [28] *Sykora M., Holicky M. and Markov J.*, 2011. Target reliability levels for assessment of existing structures, In: Proc. ICASP11, 1–4 August 2011 CRC Press/Balkema, pp. 1048–1056.
- [29] *Vrouwenvelder A.C.W.M.* (2012) Target reliability as a function of the design working life. International Forum on Engineering Decision Making. 6th IFED Forum. Lake Louise. Canada. January 26–29, 2012.

Надійшла 04.08.2016 р.

УДК 624.21

## СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Статья посвящена проблеме моделирования подвижных нагрузок мостов в течение жизненного цикла. Рассматриваются нагрузки, принятые нормами ДБН В.1.2-15:2009, СНиП 2.05.03-84, EN 1991-2:2010 и AASHTO LRFD:2012.

The article is devoted to the simulation of bridges transportation loads. over the lifecycle. Load established by norms DBN V.1.2-15:2009, SNIP 2.05.03-84, EN 1991-2:2010 and AASHTO LRFD:2012.

**Ключевые слова:** нагрузка АК, статистические параметры нагрузки, коэффициенты надежности нагрузок, коэффициенты полосности к нагрузкам.

**Д**оля усилий в элементах автодорожного моста от подвижной нагрузки может составлять до 40 % от общих усилий, а в элементах плиты проезда – до 90 %. Корректная оценка величины обращающейся автомобильной нагрузки и тенденции ее изменения в 100-летней перспективе жизни моста определяют его надежность и долговечность.

Целью предлагаемого исследования является сравнительный анализ моделей подвижных нагрузок в нормах проектирования мостов Украины, России, Европы, США. Результаты сравнения моделей дают основания для предложений о корректировке модели автомобильной нагрузки в украинских нормах.

В национальных нормах проектирования автодорожных мостов, нормах России (а ранее и СССР) основной моделью транспортного потока является т.н. «нагрузка АК», представляющая собой две полосы равномерно распределенной нагрузки интенсивности плюс один двухосный тандем на каждой из полос проезда. Появление модели подвижной нормативной нагрузки АК в СССР относится к 70-м годам прошлого века. Нагрузка А11 (К – класс нагрузки 11) была использована вместо подвижной нагрузки из сосредоточенных сил Н30 в 1974 г. при проектировании вантового моста через р. Днепр в Киеве, где требовался вероятностный подход при загрузении 300-метрового пролета.

Вероятностную оценку нагрузки от подвижного состава автодорожных мостов поясняет автор модели АК профессор А.И. Васильев. В работе [1] сказано, что нормативные значения нагрузок АК были приняты как наибольшие обращающиеся на момент написания норм, т.е. 40 лет тому назад. В работе [2] указывается, что нормативное (характеристическое) значение нагрузки АК отстоит в гистограмме нормального распределения от среднего на 3–4  $\sigma$ , а расчетные



**М.М. Корнеев**  
000 «Киевстройпроект», к.т.н.

нагрузки на 5–6  $\sigma$ , где  $\sigma$  – среднеквадратическое отклонение (рис.1).

При этом, дистанция между средними и характеристическими нагрузками при малой длине может быть принята равной  $3\sigma$ , между средними и расчетными  $6\sigma$  и для больших длин загрузений –  $4\sigma$  и  $5\sigma$  соответственно. Эти статистические данные легли в основу определения значений коэффициентов надежности в СНиП 2.05.03-84\*. Для тандемов принято: АК  $\gamma_f = 1,5$ ; для распределенной нагрузки:  $\gamma_f = 1,15$ .

За 20 лет с момента написания норм автодорожные нагрузки возросли, и в 2004 г. в украинских нормах класс нагрузки был поднят до 14, а с выходом ДБН В.1.2-15:2009 увеличен до 15, также принят новый принцип деления проезжей части на полосы нагружения шириной 3,5 м. Эти изменения позволили существенно увеличить расчетные значения нагрузок.

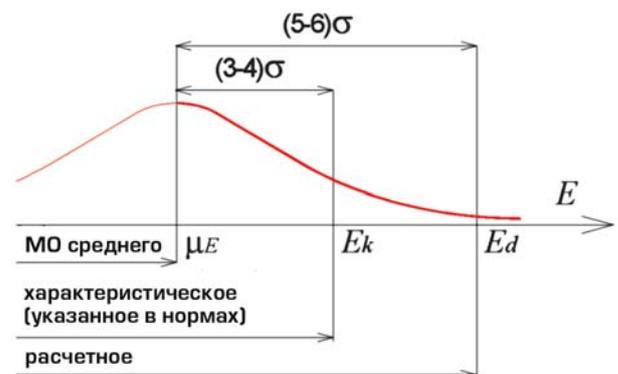


Рис. 1. Среднее, характеристическое и расчетное значения нагрузок АК по СНиП 2.05.03-84\*

Нагрузки были увеличены и в российских нормах до класса 14. В ГОСТ 32960-2014 [3], который распространяется на страны СНГ, также принят принцип деления проезжей части на полосы нагружения шириной 3,0 м. Но отвечают ли характеристические значения увеличенных нагрузок модели АК наибольшим в потоке автомобильного движения? Обратимся к европейскому опыту.

В руководстве к EN 1991-2 [4] указано, что для установления характеристических величин транспортных нагрузок была выполнена чрезвычайно масштабная работа по замерам характеристик потока автомобильного движения на автомагистралях европейских стран. Замеры производились на 21 дороге во Франции, Нидерландах, Германии, Англии и Италии. Для выбора расчетной модели оценивались: вес осей, расстояния между осями, вес экипажей, изменения по полосам движения. Эти данные были статистически обработаны и выполнен прогноз на будущее.

Основной в Еврокоде стала модель LM1. Эта модель отвечает не свободному транспортному потоку, а имитирует очень напряженное движение, близкое к пробкам на автомагистра-

лях с высокой долей грузовых машин. Приведем пример нагрузки LM1 на первой полосе проезжей части на примере описанных в [4] грузовиков типа 3. Можно составить схему расположения грузов, показанную на рисунке 2. В этой схеме один из грузовиков имеет характеристический вес 880 кН, а к нему вплотную примыкают грузовики со средним весом 440 кН. Такой крайний случай на полосе иллюстрирует автомобильную пробку, состоящую исключительно из тяжелых грузовиков.

Для подтверждения того, что нагрузки по схеме на рисунке 2 близки к нагрузке LM1, в таблице 1 для характерных линий влияния выполнено сравнение нагрузочных эффектов.

Кривые распределения фактической, обрабатываемой по дорогам, нагрузки – грузовики, контейнеровозы нагрузки LM1 по EN 1991-2 представлены на гистограммах (рис. 3).

Замеры транспортного потока показывают, что характеристическое значение отстоит от среднего на 5-10 стандартов, а расчетное от среднего – на 8-15 стандартов, т.е., значения для средних и расчетных значений нагрузки LM1, могут быть выражены по минимуму числами 5 и 8 стандартов соответственно.

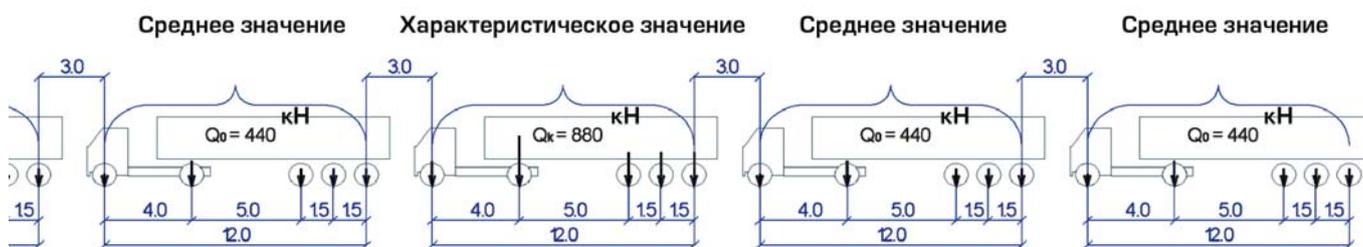


Рис. 2. Расположение грузовиков в пробках

Таблица 1

Линии влияния		Изгибающие моменты, кНм					
		L = 40 м		L = 60 м		L = 80 м	
		LM1	рис. 2	LM1	рис. 2	LM1	рис. 2
$M_0$		1140	960	2114	1905	3360	3152
$M_1^+$		725	696	1375	1243	2314	2446
$M_2$		-765	-744	-1553	-1497	-2619	-2664

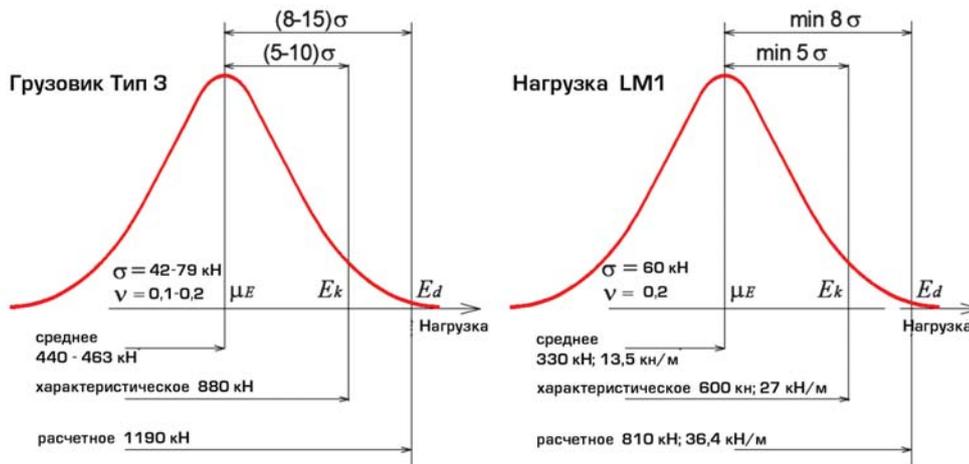


Рис. 3. Среднее, характеристическое и расчетное значения нагрузок по EN 1991-2.

Значение 5 стандартов свидетельствует о том, что вероятность появления грузовика типа 3 на мосту менее  $10^{-7}$ , т.е. менее чем один из 10 миллионов, а вероятность появления примыкающих грузовиков весом 440 кН высока, так как их доля в потоке может превышать 30 %. Такой случай нагружения на протяжении 100-летней эксплуатации моста не кажется невероятным.

Средний вес экипажей в потоке автомобильного движения по магистралям Европы сейчас превышает средний вес на наших дорогах. Но, тенденции к увеличению нагрузок у нас несомненно существуют, и нет оснований предполагать, что нагрузки в Украине не достигнут уровня европейских, например, через 20–30 лет.

**Сопоставление автомобильных нагрузок в нормах проектирования мостов.** Для сопоставления выбраны нормы проектирования мостов Украины, России, Еврокода и США. В таблицах 2–5 приведена информация из перечисленных норм о величине характеристических и расчетных автомобильных нагрузок на мосты при разной ширине автопроезда. Величина нагрузок связана с числом полос нагружения<sup>1</sup>. Число полос нагружения определяется как:  $W/b_L$ , где  $W$  – ширина между ограждениями проезда;  $b_L$  – ширина полосы нагружения. Ширина полосы нагружения принята разной в разных нормах: 3,5 м – в ДБН В.1.2-15:2009; 3,0 м – в ГОСТ 32960:2014 и в EN 1991-2:2010, 12 футов или 3,66 м – в AASHTO LRFD:2012.

Таблица 2

ДБН В.1.2-15:2009

Номера полос движения по 3,5 м		1	2	3	4	5	Коэффициенты к расчетным нагрузкам		
Коэффициенты полосности	$P$	–	1	0,6	0,6	0,6	0,6	$\gamma_f$	$1 + \mu$
	$T$	–	1	1	0,75	0,5	0		
Характеристические нагрузки	$P$	т/м	1,5	0,9	0,9	0,9	0,9		
	$T$	т	30	30	22,5	15	0		
Расчетные нагрузки	$P$	т/м	2,25	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	1,0
	$T$	т	58,50	58,50	43,88	29,25	0,00	1,5	1,3

Таблица 3

ГОСТ 32960-2014

Номера полос движения по 3,0 м		1	2	3	4	5	Коэффициенты к расчетным нагрузкам		
Коэффициенты полосности	$P$	–	1	0,6	0,3	0,3	0,3	$\gamma_f$	$1 + \mu$
	$T$	–	1	0,6	0,3	0,3	0,3		
Характеристические нагрузки	$P$	т/м	1,4	0,9	0,45	0,45	0,45		
	$T$	т	28	18	9,0	9,0	9,0		
Расчетные нагрузки	$P$	т/м	1,75	1,35	0,68	0,68	0,68	1,25	1,0
	$T$	т	58,80	35,10	17,55	17,55	17,55	1,50	1,4

1 В Еврокоде величина распределенных по площади нагрузок связана не с числом полос движения, а с шириной автопроезда.

Таблица 4

Мостовые нормы США AASHTO LRFD:2012

Номера полос движения по 3,66 м			1	2	3	4	5	Коэффициенты к расчетным нагрузкам	
Коэффициенты к суммарной нагрузке по полосам*			1,2	1	0,85	0,65	0,65		
Характеристические нагрузки (суммарные по полосам)	<i>P</i>	т/м	1,14	1,90	2,42	2,47	3,09		
	<i>T</i>	т	27,18	45,3	57,76	58,89	73,61	$\gamma_f$	<i>IM</i>
Расчетные нагрузки	<i>P</i>	т/м	2,00	3,33	4,24	4,33	5,41	1,75	1,0
	<i>T</i>	т	63,3	105,4	134,4	137,1	171,3	1,75	1,33

Характеристическая распределенная нагрузка на полосу равна 0,64 klf (или 0,951 т/м).  
 Характеристическая нагрузка от тандемов 25,0 kip (или 22,65 т) на ось; расстояние между осями 1,2 м; расстояние поперек 1,83 м.  
 \* Коэффициенты вводятся не к каждой отдельной полосе, а к суммарным нагрузкам по всем полосам на мосту.

Таблица 5

EN 1991-2:2010

Номера полос движения по 3,0 м			1	2	3	4	5	Коэффициенты к расчетным нагрузкам	
Коэффициенты полосности	<i>P</i>	–	1	0,278	0,278	0,278	0,278		
	<i>T</i>	–	1	0,667	0,333	0	0		
Характеристические нагрузки	<i>P</i>	т/м	2,7	0,75	0,75	0,75	0,75		
	<i>T</i>	т	60	40,0	20,0	0	0	$\gamma_f$	<i>IM</i>
Расчетные нагрузки	<i>P</i>	т/м	3,65	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,0
	<i>T</i>	т	81,0	54,0	27,0	0	0	1,35	1,0

В таблице распределенная по площади нагрузка приведена к условной полосовой для сопоставления с нагрузками по прочим нормам.

В таблицах обозначено: *P* – распределенная нагрузка; *T* – нагрузка от тандемов;  $\gamma_f$  – коэффициенты надежности по нагрузке;  $1 + \mu$  или *IM* – динамические коэффициенты.



Рис. 4. Изменение величины расчетной распределенной нагрузки по ширине моста

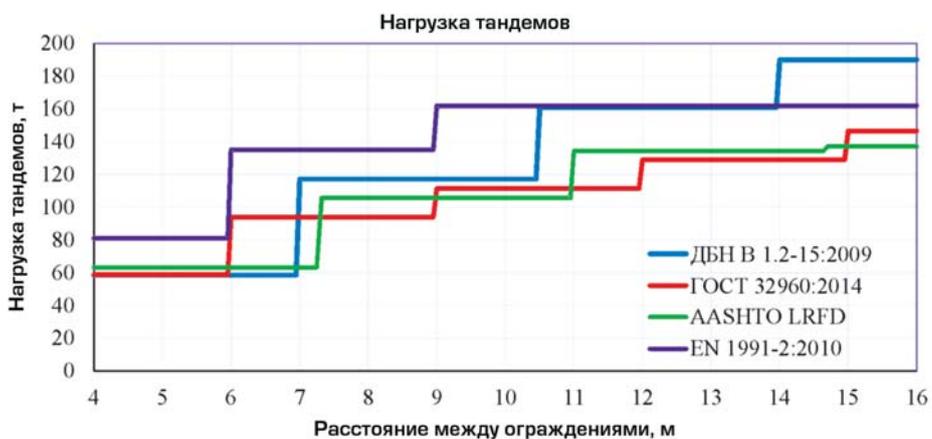


Рис. 5. Изменение величины расчетной нагрузки от тандемов по ширине моста

На рисунках 4 и 5 построены графики, иллюстрирующие величины расчетных нагрузок на мост в действующих нормах, в зависимости от ширины проезда между ограждениями, для распределенной нагрузки и от тандемов.

**Уточнение автомобильной нагрузки в национальных нормах.**

1. Распределенная нагрузка по EN превышает нагрузки по прочим нормам, а разница наибольшая при малой ширине моста, что связано с большой нагрузкой на первой полосе. Распределенная нагрузка по EN растет по прямой линии, в то время как нагрузка по другим нормам растет ступенчато. Это объясняется тем, что нагрузка по EN отнесена к площади, а площадь пропорциональна ширине автопроезда. В осталь-

ных нормах нагрузка отнесена к полосе, и с изменением числа полос меняется ступенчато.

2. Все рассмотренные нормы привязали нагрузку от тандемов к полосам нагружения. Такой подход удобен для расположения нагрузок по ширине моста.

3. Нагрузка по EN автором рассматривается как наиболее обоснованная, поэтому она должна быть ориентиром для сопоставления. На рис. 5 видно, что нагрузка от тандемов по ДБН при ширине проезда 14 м превосходит нагрузку LM1 по EN и нагрузку по прочим нормам. Хотя автор принимал непосредственное участие в создании всего пакета национальных норм «Мосты и трубы», но со временем становятся заметны недостатки, которые следует устранить.

Таблица 6

ДБН В 1.2-15: проект

Номера полос движения по 3,0 м			1	2	3	4	5	Коэффициенты к расчетным нагрузкам	
Коэффициенты полосности	<i>P</i>	–	1	0,6	0,3	0,3	0,3		
	<i>T</i>	–	1	1	0,6	0	0		
Характеристические нагрузки	<i>P</i>	т/м	1,5	0,9	0,45	0,45	0,45	$\gamma_f$	$1 + \mu$
	<i>T</i>	т	30	30	18	0	0		
Расчетные нагрузки	<i>P</i>	т/м	2,25	1,35	0,68	0,68	0,68	1,5	1,0
	<i>T</i>	т	58,50	58,50	35,10	0	0		

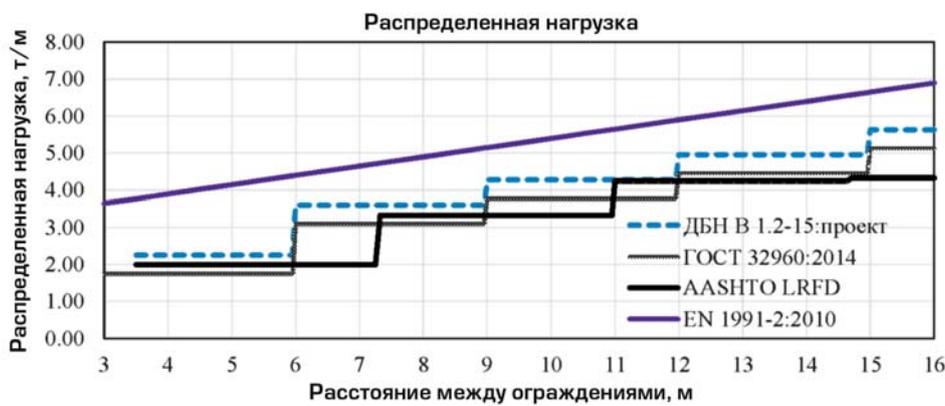


Рис. 6. Изменение величины расчетной распределенной нагрузки на мост при изменении ширины моста (пунктир – измененные ДБН)

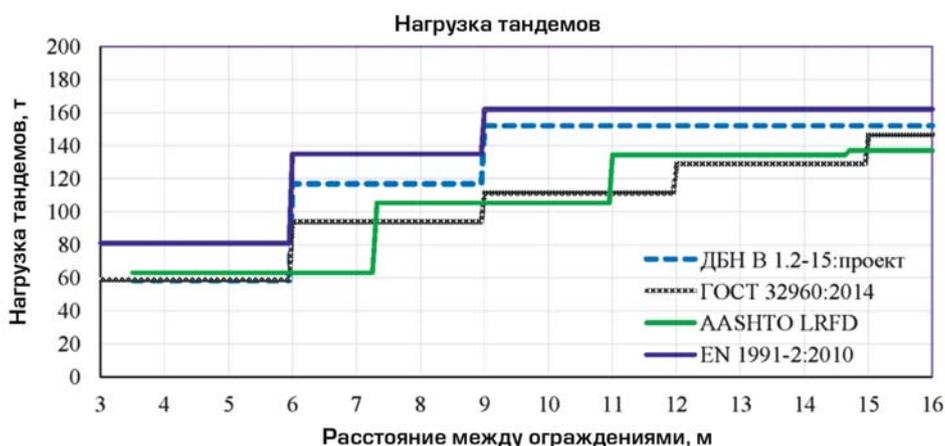


Рис. 7. Изменение величины расчетной нагрузки от тандемов на мост при изменении ширины моста (пунктир – измененные ДБН)

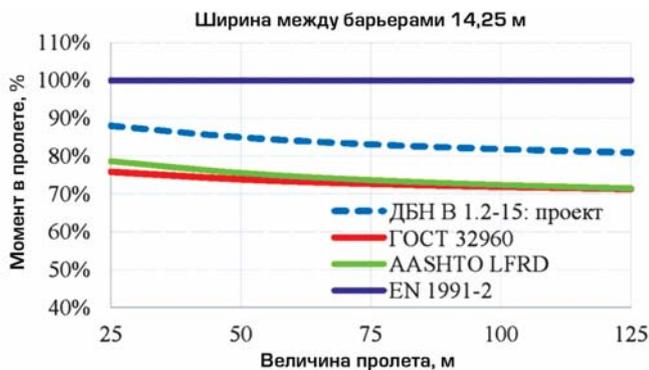


Рис. 8. Изгибающие моменты в пролете

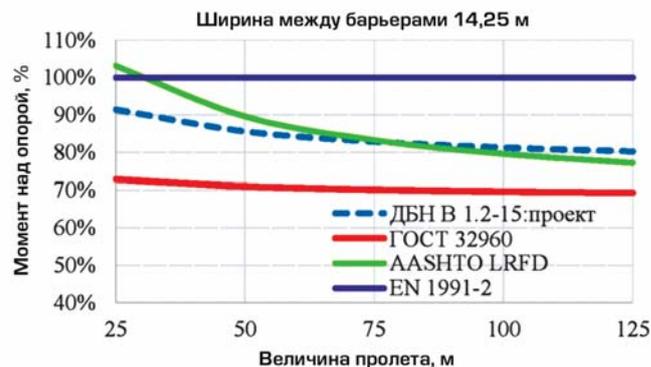


Рис. 9. Изгибающие моменты над промежуточной опорой

Ниже изложены следующие предложения по корректировке национальных норм ДБН В.1.2-15:2009 [5]:

3.1. При делении проезжей части на полосы нагружения, ширину полосы следует уменьшить с 3,5 до 3,0 м.

3.2. Следует отказаться от дополнительных полос нагружения. Учет дополнительных полос усложнил расчеты, но мало повлиял на результаты.

3.3. Следует откорректировать значения коэффициентов полосности. От распределенной части АК: первая полоса –  $s_1 = 1,0$ ; вторая полоса –  $s_1 = 0,6$ ; третья и последующие полосы –  $s_1 = 0,3$ . От нагрузки тандемами АК: первая полоса и вторая полоса –  $s_1 = 1,0$ ; третья полоса –  $s_1 = 0,6$ ; нагрузки на четвертой и последующих полосах не учитываются.

Предлагаемые коррективы сведены в таблице 6 и проиллюстрированы на рис. 6 и 7, где нагрузка по ДБН показана пунктирной линией. Видно, что линия нагрузок находится ниже линии нагрузок LM1 и параллельна ей.

Оценить значения нагрузок, показанных на рис. 6 и 7, можно по величине изгибающих моментов в неразрезной балке в пролете и над опорой. На рис. 8 и 9 приведены такие кривые в диапазоне пролетов от 25 до 125 м.

Видно, что предлагаемые нагрузки по ДБН составляют 80–90 % от нагрузок по EN, принятых за 100 %. Моменты над промежуточными опорами по нормам ДБН и AASHTO определялись при загрузении двумя тандемами на каждой полосе.

#### Выводы.

1. Характеристическое значение автомобильной нагрузки АК по ДБН и коэффициенты надежности к ней выглядят вполне обоснованными как при расположении нагрузок поперек моста, так вдоль моста в диапазоне рассмотренных пролетов.

2. Изменение класса нагрузки АК не требуется.

3. Для большего уточнения нагрузок следует рассмотреть возможность ее корректировки в части коэффициентов полосности и выбора ширины полосы нагружения.

[1] А.И. Васильев Основы надежности транспортных сооружений, Учебное пособие. – М.  
 [2] А.И. Васильев Сравнительный анализ обеспеченности нормативных автомобильных нагрузок на мосты в России, США и Европе, доклад Мадрид, 2013.  
 [3] ГОСТ 32960-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки. Расчетные схемы нагружения. – М.Б. – 2015.

[4] Background document to EN 1991- Part 2 – Traffic loads for road bridges – and consequences for the design, G. Sedlacek, G. Merzenich, M. Paschen, A. Bruls, L. Sanpaolesi, P. Croce, J.A. Calgaro, M. Pratt, Jacob, M. Leendertz, v. de Boer, A. Vrouwenfelder, G. Hanswille. First Edition, 2008.  
 [5] ДБН В.1.2-15:2009 Мости та труби. Навантаження та впливи, 2009 р.

## НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ И ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ЕМКОСТЬЮ 6,5 тыс. т



**А.В. Шимановский**  
генеральный директор  
ООО «Укринсталькон  
им. В.Н. Шимановского»,  
член-корреспондент НАН Украины,  
заслуженный деятель науки и техники  
Украины, д.т.н., профессор



**Л.В. Заярный**  
главный конструктор  
по железобетонным конструкциям  
ПАО «ДИОС», г. Донецк



**В.В. Кириллов**  
директор Мариупольского  
комплексного отделения  
ООО «Укринсталькон  
им. В.Н. Шимановского»



**А.Ю. Разумов**  
директор по производству  
ПАО «ДИОС», г. Донецк



**В.Д. Белогуров**  
главный инженер Мариупольского  
комплексного отделения  
ООО «Укринсталькон  
им. В.Н. Шимановского»



**Д.А. Курочкин**  
главный конструктор  
по строительным конструкциям  
ПАО «ДИОС», г. Донецк



**Р.З. Уманский**  
генеральный директор  
ПАО «ДИОС», г. Донецк



**Р.Я. Святун**  
начальник строительного отдела  
ПАО «ДИОС», г. Донецк

Украина занимает одно из лидирующих мест в мире по производству и экспорту подсолнечного масла, который в настоящее время составляет около 4 миллионов тонн. Для его хранения необходима развитая инфраструктура в непосредственной близости к морским портам. Исходя из динамики роста экспорта в 2013 г. компания ООО «Евро Ойл» приняла решение о строительстве склада масла в Мариупольском морском порту с возможностью его погрузки в танкеры.

Генеральным проектировщиком выступил Донецкий проектный институт ПАО «ДИОС». Проектом было предусмотрено строительство следующих объектов: наливной причал в порту, склад масла емкостью 26000 т, автомобильные весы ВС-60000А/18 г/п 60 т, насосная станция противопожарного водоснабжения, насосные

станции для слива масла из автотранспорта, операторские автомобильных весов, сливная эстакада на шесть железнодорожных цистерн, сливно-наливные эстакады на одну автоцистерну, а также бытовые помещения и резервуары запаса воды.

Параметры склада масла были определены на основании экономической составляющей проекта и максимального сокращения времени загрузки танкера маслом.

В связи со стесненными условиями площадки строительства проектируемый склад имеет ограниченные размеры в плане. После проработки различных технологических схем и определения требуемой вместимости резервуара 6500 т, на этапе предварительных расчетов были приняты следующие геометрические размеры:

диаметр по внутренней грани стенки – 17100 мм и высота стенки 32060 мм, геометрический объем резервуара – 7374 м<sup>3</sup>, полезный объем – 7065 м<sup>3</sup>, т.е. геометрические размеры резервуара были приняты с отступлением от параметров, рекомендуемых ДСТУ Б В.2.6-183:2011 «Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов», согласно п. 4.7 которого резервуары такого объема относятся к III-му классу опасности.

Склад подсолнечного масла состоит из четырех основных резервуаров для хранения масла и одного резервного внутри железобетонной чаши (рис. 1) – монолитной конструкции из бетона С25/30 с переменной толщиной стены от 500 до 250 мм и высотой 6,4 м. По всему периметру стены выполнен проход шириной 600 мм с металлическим ограждением высотой 1100 мм. Дно чаши, которое одновременно является фундаментом под резервуары, представляет собой плиту переменной толщины 1500 мм под резервуарами и 500 мм – на остальной площади. Основанием плиты служит грунт, усиленный цементацией по буросмесительному методу. Выбор основания приведен в отдельной работе [1].

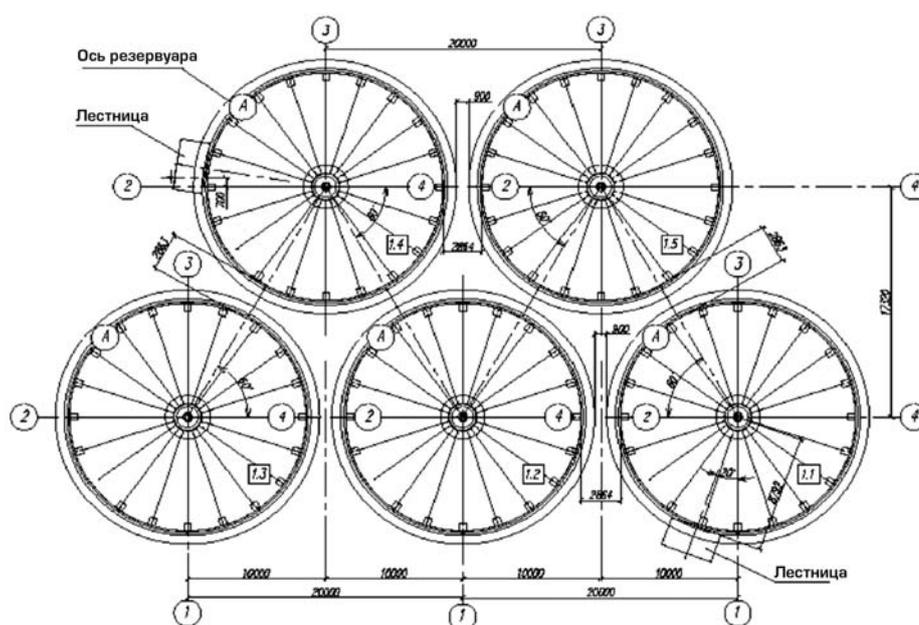
Склад масла является объектом повышенного уровня ответственности (его разрушение может привести не только к развалу транспортной инфраструктуры порта, но и к экологическому бедствию в бассейне Азовского моря). Инженерно-геологические условия представлены

неоднородными грунтами, в состав которых входят водонасыщенные текучие илы. Площадка строительства, расположенная в г. Мариуполе, характеризуется интенсивностью сейсмического воздействия 7 баллов с учетом грунтовых условий.

Проектируемый склад согласно ДБН В.1.2-5:2007 «Научно-техническое сопровождение строительных объектов» относится к категории объектов, требующих научно-технического сопровождения на этапе проектирования и строительства. Научно-техническое сопровождение на этапе проектирования осуществлялось Мариупольским комплексным отделением ООО «Украинский институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского» по отдельному договору с ПАО «ДИОС».

Следует отметить, что надежность и прочность резервуаров зависит от правильного выбора исходных данных при проектировании, принятых для расчета прочностных характеристик конструкций, обеспечения оптимального технологического режима эксплуатации, защиты металлоконструкций от коррозии, а также от выполнения монтажа с учетом строгого соблюдения требований проекта производства работ, допусков, устанавливаемых соответствующими нормативными документами или проектом.

Резервуары соединены металлическими переходными площадками на отм. +33.000, подъем на которые осуществляется через две шахтные лестницы маршевого типа.



Показатели резервуара

Наименование	Величина	Примечание
Геометрическая емкость, м <sup>3</sup>	7323,0	
Полезная емкость, м <sup>3</sup>	7065,0	
Площадь зеркала масла, м <sup>2</sup>	230	
Расчетный уровень налива масла, м	30,72	
Объемный вес хранимого продукта, т/м <sup>3</sup>	0,92	
Масса хранимого продукта, т	6500	

Рис. 1. Схема расположения резервуаров

Сложность разработки конструктивных элементов резервуара была вызвана следующими факторами:

- значительной высотой резервуара;
- рядом конструктивных и технологических ограничений и большим количеством отверстий для труб в нижних поясах;
- непосредственной близостью к морю;
- невозможностью размещения в плане резервуаров с размерами, рекомендуемыми нормативной документацией, а также необходимостью поиска оптимального соотношения диаметра и высоты для удовлетворения технологических потребностей по объему хранимого продукта;
- тяжелыми условиями эксплуатации.

В силу того что расстояние между резервуарами сокращено из-за стесненных условий строительства, а высота стенки равна 32,06 м, единственным способом монтажа может быть только полистовая сборка. Следовательно, все швы должны выполняться при монтаже. Чтобы свести их количество к минимуму, было принято решение использовать при проектировании резервуара максимально возможно большие размеры листов: для стенки – 2×8 м, для центральной части – 2,5×6 м, для окраек днища – 1,5×6 м. Применение для окраек больших листов привело бы к значительному перерасходу металла на отходы.

Благодаря предусмотренным компенсирующим противопожарным мероприятиям разрывы между резервуарами были сокращены и согласованы с Главным управлением Гостехнобезопасности в Донецкой области. Стадия

«Проект» получила положительное заключение Укрросстройэкспертизы.

Расчет резервуара, учитывая сложность конструкции, а также ряд технологических ограничений, выполнялся в две стадии.

На *первой* предварительно определялись усилия и толщины стенки в соответствии с ДСТУ Б В.2.6-183:2011 «Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов» [2]. В связи с отсутствием украинских утвержденных методик, ручной расчет на сейсмические воздействия производился согласно методике, приведенной в СН РК 3.05-24-2004 «Инструкция по проектированию, изготовлению и монтажу вертикальных цилиндрических стальных резервуаров для нефти и нефтепродуктов» (Республика Казахстан).

На *второй* стадии выполнялся проверочный расчет на программном комплексе SCAD.

Комбинации загружений, на которые проводился расчет, представлены в таблице 1.

Нормативные и расчетные значения нагрузок для каждого расчетного сочетания нагрузок приведены в таблицах 2–5.

Расчет резервуара на сейсмическое воздействие производился на основании исходных данных, приведенных в таблице 6.

Расчетный период повторяемости землетрясения заданной интенсивности принят равным 5000 лет исходя из расположения резервуаров вблизи моря. Ввиду отсутствия экспериментальных данных, коэффициент вертикального сейсмического ускорения принят равным  $A_v = 0,5 A_h$ .

Таблица 1

Вид нагрузки	Расчетные сочетания нагрузок			
	Сочетание 1	Сочетание 2	Сочетание 3	Сочетание 4
	Условия эксплуатации	Гидравлические испытания	Условия землетрясения	Устойчивость пустого резервуара
Вес продукта (или воды при гидравлических испытаниях)	+	+	+	–
Вес конструкций и теплоизоляции	–	–	+	+
Избыточное давление	+	+	+	–
Вакуум при опорожнении	–	–	–	+
Ветровая нагрузка	–	–	–	+
Вес снегового покрова	–	–	+	+
Сейсмическая нагрузка	–	–	+	–

Таблица 2

Вид нагрузки	Обозначение нормативного значения нагрузки	Расчетное сочетание нагрузок 1 (условия эксплуатации)		
		Коэффициент сочетаний	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки
Удельный вес продукта, кН/м <sup>3</sup>	$p \times g = 0,92 \times 9,8$	1,0	1,05	$1,05 p \times g$
Избыточное давление, кПа	$p_{изб}$	1,0	1,2	$1,2 p_{изб}$

Таблица 3

Вид нагрузки	Обозначение нормативного значения нагрузки	Расчетное сочетание нагрузок 2 (условия гидравлических испытаний)		
		Коэффициент сочетаний	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки
Удельный вес воды, используемой для гидравлических испытаний, кН/м <sup>3</sup>	$p_r \times g = 1,0 \times 9,8$	1,0	1,0	$1,0 p_r \times g$
Избыточное давление, кПа	$p_{изб} = 2$	1,0	1,2	$1,2 p_{изб}$

Таблица 4

Вид нагрузки	Обозначение нормативного значения нагрузки	Расчетное сочетание нагрузок 3 (условия землетрясения)		
		Коэффициент сочетаний	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки
Удельный вес продукта, кН/м <sup>3</sup>	$p \times g = 0,92 \times 9,8$	1,0	1,0	$1,0 p \times g$
Вес стенки и крыши, кН	$G_1$	1,0	1,05	$1,05 G_1$
Вес стационарного оборудования, кН	$G_2$	0,95	1,05	$G_2$
Избыточное давление, кПа	$p_{изб} = 2$	0,95	1,2	$1,14 p_{изб}$
Снеговая нагрузка, кПа	$S = 1,38$	0,9	1,04	$0,936 s$
Сейсмическая нагрузка, кПа	–	1,0	1,0	–

Таблица 5

Вид нагрузки	Обозначение нормативного значения нагрузки	Расчетное сочетание нагрузок 4 (устойчивость пустого резервуара)		
		Коэффициент сочетаний	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки
Вес стенки и крыши, кН	$G_1$	1,0	1,05	$1,05 G_1$
Вес стационарного оборудования, кН	$G_2$	0,95	1,05	$G_2$
Вакуум при опорожнении резервуара, кПа	$p_{вак} = 0,25$	0,95	1,2	$1,14 p_{вак}$
Ветровая нагрузка, кПа	$w_0 = 0,6$	0,9	0,5	$0,45 k w_0$
Снеговая нагрузка, кПа	$S = 1,38$	0,9	1,04	$0,936 f_s s$

Таблица 6

Наименование	Единица измерения	Обозначение
Коэффициент горизонтального сейсмического ускорения	доли от $g = 9,8 \text{ мм/с}^2$	$A_H = 0,1$
Коэффициент вертикального сейсмического ускорения	доли от $g = 9,8 \text{ мм/с}^2$	$A_V = 0,05$
Расчетный период повторяемости землетрясений заданной интенсивности	годы	5000
Категория грунта по сейсмическим свойствам в соответствии с классификацией ДБН В.1.1-12:2006	–	III

В процессе расчета на сейсмические воздействия проверялась прочность и устойчивость нижнего пояса; определялись реакции в основании резервуара в процессе землетрясения; рассчитывалась необходимость установки анкерных болтов; определялись минимальные толщины стенки резервуара при действии сейсмических нагрузок и максимальные высоты заполнения резервуара, с учетом высоты волны на поверхности продукта в процессе землетрясения исходя из условия

$$H_э + \Delta H + d_{\max} < H,$$

где  $H_э$  – проектный уровень налива продукта, м;  $H$  – высота стенки, м;  $d_{\max}$  – высота волны на поверхности продукта, м.

На этапе проектирования при проведении научно-технического сопровождения выполнялись проверочные и дублирующие расчеты резервуара, определялись степень и вид агрессивности морской воздушной среды, предоставлялись информационные услуги по конструктивным решениям.

В результате была разработана конструкция резервуара, имеющая следующие характеристики:

- Толщины поясов:

1 пояс . . . . .	18 мм, С345;
2 пояс . . . . .	16 мм, С345;
3, 4 пояса . . . . .	14 мм, С345;
5, 6, 7 пояса . . . . .	12 мм, С345;
8, 9, 10, 11 пояса . . . . .	10 мм, С345;
12, 13, 14, 15, 16 пояса . . . . .	8 мм, С255.

При этом пояса стенки с 1 по 11 приняты из низколегированной стали, что позволило значительно уменьшить толщину стенки и металлоемкость. Впрочем уменьшение толщин повлияло на устойчивость стенки, поэтому возникла необходимость в дополнительных кольцах жесткости: на расстоянии 5050 мм от верха резервуара и 150 мм ниже поясов толщиной 8 мм. Этого оказалось достаточно, однако, учитывая высоту резервуара, были установлены еще два дополнительных кольца на расстоянии 5970 мм между ними. Расстояние от низа резервуара до нижнего кольца жесткости – 9800 мм. Принятая схема резервуара приведена на рис. 2.

- Вертикальные стыки поясов смещены относительно друг друга в соседних поясах на половину длины царг таким образом, чтобы через пояс стыки были на одной вертикали, причем вертикальные стыки первого пояса

смещены относительно стыков окраек не менее чем на 200–250 мм.

- Днище резервуара, кроме окраек, выполнено из стали С255 толщиной 5 мм. В связи с листовым методом изготовления габаритные марки сварены внахлестку, а стыки расположены вразбежку. Окрайки выполнены из листов стали С345 по ГОСТ 27772-88 толщиной 16 мм.
- Для восприятия сейсмических воздействий установлены анкерные болты по периметру резервуара через 1,5 м. Усилие, воспринимаемое болтами, передается через кольцевую анкерную плиту толщиной 30 мм из стали С345 согласно ГОСТ 27772-88. Узел анкерного крепления показан на рис. 3.

В связи с возникновением зон возмущения краевого эффекта от кольцевой анкерной плиты и от сопряжения стенки резервуара с окрайкой днища и для исключения их взаимного влияния, высота расположения кольцевой анкерной плиты от днища должна составлять не менее 600 мм. Поскольку по технологической схеме на этом уровне размещаются трубы для забора масла, было принято решение анкерное кольцо разместить по высоте между двумя трубами на расстоянии 740 мм от днища. Усиливающие накладки патрубков были доведены до анкерного кольца и окрайки днища (рис. 4). Такое расположение позволило обеспечить прочность резервуара и надежность узла всаса, несмотря на отступление от норм по минимальному расстоянию между патрубками и усиливающими накладками.

- Крыша стационарная, собираемая из 20 крупногабаритных щитов заводского изготовления, опирающихся на центральное кольцо покрытия и на стенку резервуара. Уклон кровли 1:8.

Кроме того были учтены следующие дополнительные требования к монтажу резервуаров:

– «Предельные отклонения от вертикали образующей стенки принять  $1/300 H$ , где  $H$  – расстояние от днища до точки измерения» (изменен п. 3 табл. 13 ДСТУ Б В.2.6-183:2011, где указано  $1/200 H$ );

– «Вертикальные сварные соединения первого пояса подлежат физическому контролю 100 %» (остальные – согласно табл. 20 ДСТУ Б В.2.6-183:2011).

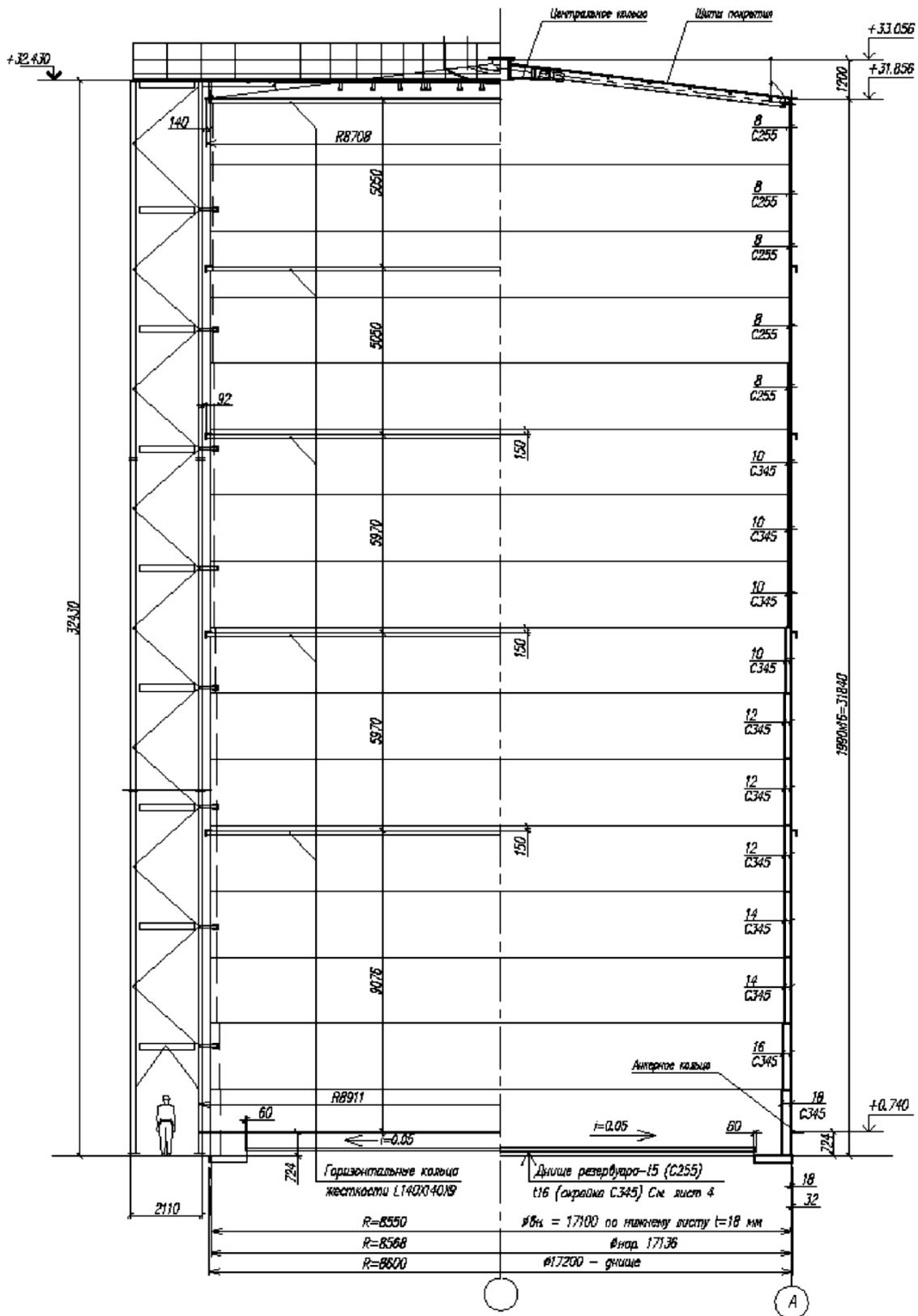


Рис. 2. Схема резервуара

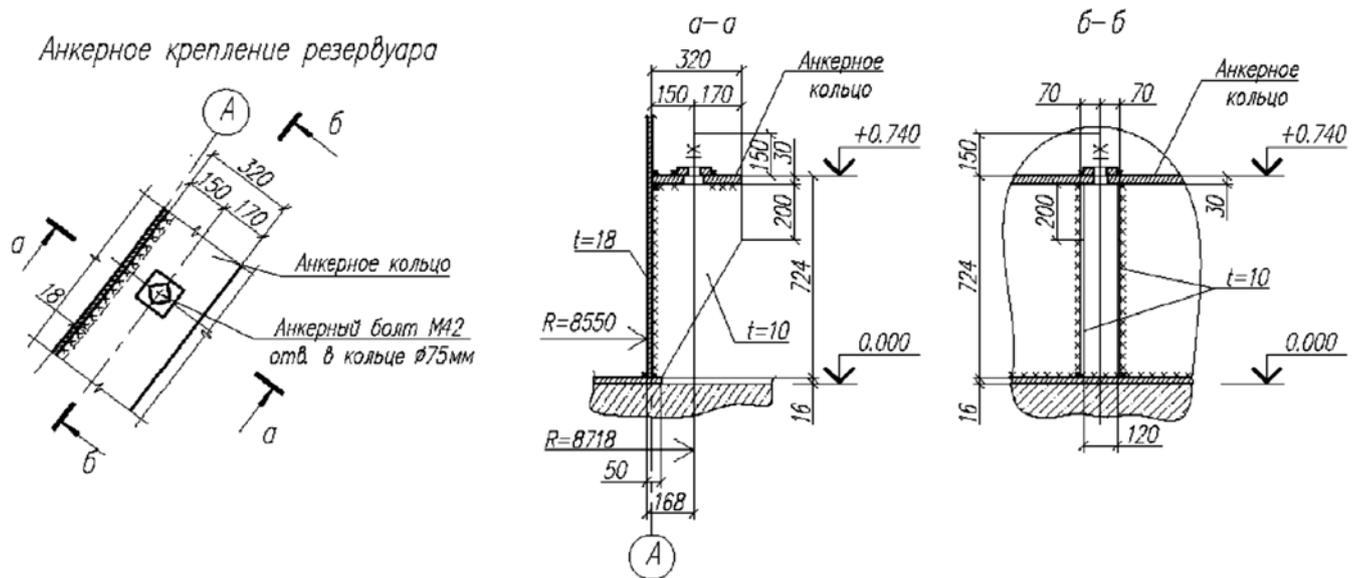


Рис. 3. Анкерное крепление

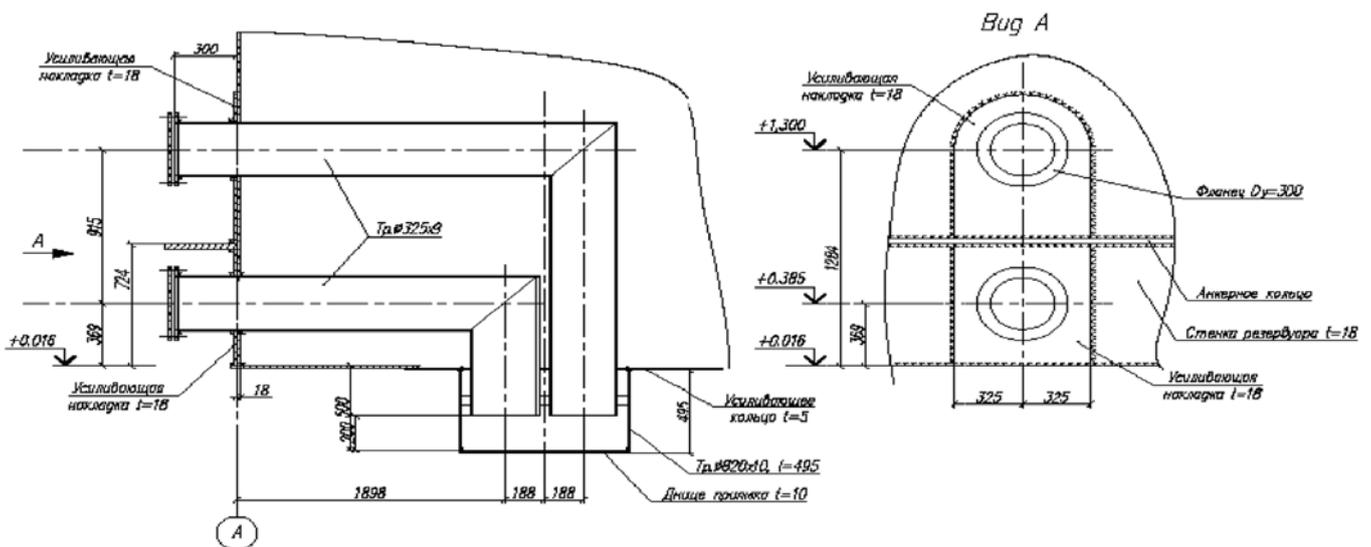


Рис. 4. Узел всая У

■ После детального изучения условий эксплуатации и химического состава воздушной среды были приняты следующие степени коррозионной агрессивности среды для металлических конструкций в соответствии с разделом 5 ДСТУ Б В.2.6-193:2013:

– Внутренняя поверхность верхнего пояса и кровли резервуара (паровоздушная среда) А3 – низкоагрессивная (В3 – среднеагрессивная по СНиП 2.03.11-85, С4 – высокая по ISO 12944).

– Внутренняя поверхность стенки резервуара (масло): А2 – слабоагрессивная (В2 – слабоагрессивная по СНиП 2.03.11-85, С3 – средняя по ISO 12944).

– Внутренняя поверхность нижнего пояса и днища резервуара (подтоварная вода, масло, блуждающие токи): А4 – высокоагрессивная (В3 – по СНиП 2.03.11-85, С5-1 – очень высокая по ISO 12944).

– Наружная поверхность стенки и кровли резервуара (промышленная, морская среда): А4-М – высокоагрессивная (В3 – среднеагрессивная по СНиП 2.03.11-85, С5-М – очень высокая по ISO 12944).

Требования по долговечности стальных конструкций и их защитных покрытий установлены согласно ДБН В.1.2-14-2009, табл. 2), меры первичной и вторичной защиты – ДСТУ Б В.2.6-193:2013, табл. К1).

Система противокоррозионной защиты стальных конструкций резервуара разработана для уровня коррозионной опасности К1 (ДСТУ Б В.2.6-193:2013, табл. 8).

Безопасность и надежность объектов в течение установленного срока эксплуатации обеспечивается с учетом заданных категорий ответственности конструкций и их защитных покрытий:

1. Категория ПЗ для наружной поверхности конструкций кровли и стенки резервуара допускает снижение защитных свойств вторичной защиты.

2. Категория П4 для конструкций наружной поверхности днища и внутренней поверхности кровли, стенки и днища резервуара допускает снижение защитных свойств первичной защиты.

В процессе проектирования рассматривались два варианта системы антикоррозионной защиты.

*Вариант 1.* Стальные конструкции и кровля резервуара покрываются протекторным составом ZINTEC®. Внутренняя поверхность днища – одним слоем рулонного материала «Техно Пласт» – FIBAROLL (стандартный) толщиной 1200 мкм. Для наружной поверхности днища применяется гидрофобизирующее основание.

*Вариант 2.* Внутренние поверхности обрабатываются двумя слоями двухкомпонентного

фенолэпоксидного покрытия Интерлайн 850 с общей толщиной сухой пленки 270 мкм. Наружные поверхности резервуара – одним слоем двухкомпонентного модифицированного эпоксидного Интерсил 670 HS с толщиной сухой пленки 200 мкм, покрывной слой – акрилово-полиуретанового покрытия Интертейн 990 с толщиной сухой пленки 80 мкм. Для наружных и внутренних поверхностей днища используются катодные станции.

Тем не менее на этапе окончательной выдачи проектной документации после изучения ценовых предложений антикоррозионных систем аналогичного качества окончательно была принята система с применением материалов бельгийской компании Sigma Coatings:

1. Наружные поверхности – один слой двухкомпонентного быстро сохнущего эпоксидного покрытия с фосфатом цинка Sigmafast 278 с толщиной сухой пленки 220 мкм, верхний слой – акрилово-полиуретановое покрытие Sigmadur 550 с толщиной сухой пленки 60 мкм.

2. Внутренние поверхности – два слоя двухкомпонентного эпоксидного покрытия Sigma-guard 720 с общей толщиной сухой пленки 250 мкм.

Степень абразивоструйной очистки поверхности для степени ржавости металла А, В Sa 2 1/2 согласно ISO 8501-1:2007, шероховатость 40–70 мкм.

[1] Усиление основания склада масла емкостью 26000 тонн в Мариуполе / М.Л. Зоценко, С.В. Шокарев, А.В. Шаповал, В.В. Гриценко, Р.Я. Святун / Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – Вип 1(46). – 319 с.

[2] Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов Общие технические условия: ДСТУ Б В.2.6-183:2011. – К.: Минрегион Украины, 2012. – 77 с.

Надійшла 15.08.2013 р.

## ВІТАЄМО ЛАУРЕАТІВ ПРЕМІЇ ІМЕНІ АКАДЕМІКА М.С. БУДНІКОВА

Рішенням президії Академії будівництва України Премією імені академіка М.С. Буднікова нагороджено творчий колектив проектувальників ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» та ПАТ «ДІОС», до складу якого ввійшли

**Шимановський О.В., Кириллов В.В., Белогуров В.Д., Уманський Р.З., Разумов А.Ю., Зяярний Л.В., Курочкін Д.О.**

за роботу

**«Досвід науково-технічного супроводження та особливості проектування вертикальних сталевих резервуарів ємністю по 6,5 тис. тонн на об'єкті «Склад соняшникової олії ємністю 26000 тонн і наливний причал у Мариупільському торговельному порту»**

**В роботі вирішується ряд оптимальних та нестандартних новацій, що дають змогу отримати значний економічний ефект.**

## К РЕШЕНИЮ ПРОБЛЕМЫ МОНТАЖА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК

**М**еталлические цилиндрические сетчатые оболочки имеют свою уникальную историю и с давних пор зарекомендовали себя как интересные и перспективные конструкции. Их успешно применяют во многих отраслях науки и техники. Причем в строительстве они давно уже стали объектом особого внимания и получили самое широкое распространение. В частности такие оболочки используются в виде покрытий зданий и сооружений [1–5]. Однако массовое их из-

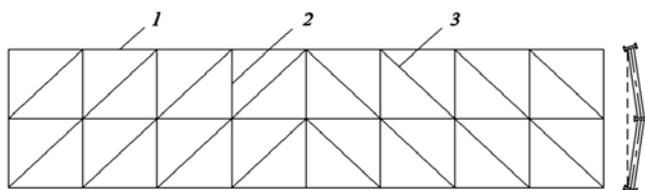


Рис. 1. Укрупненный монтажный блок металлической цилиндрической сетчатой оболочки:  
1 – элемент пояса; 2 – стойка; 3 – раскос

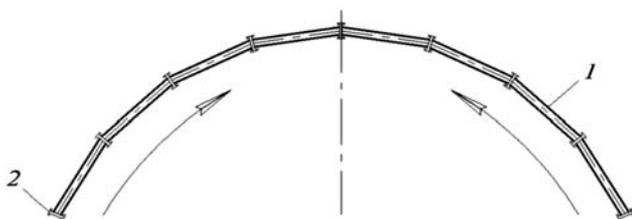


Рис. 2. Схема поперечного сечения собранной металлической цилиндрической сетчатой оболочки:  
1 – граневая ферма; 2 – узловое соединение;  
→ – направление монтажа

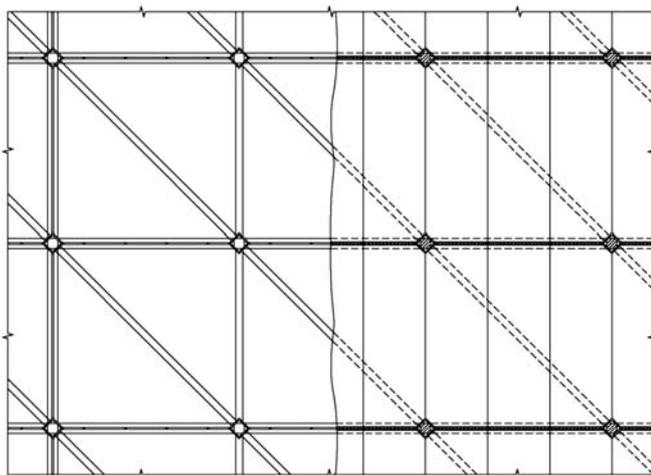


Рис. 3. Фрагмент плана металлической цилиндрической сетчатой оболочки со сборными граневыми фермами



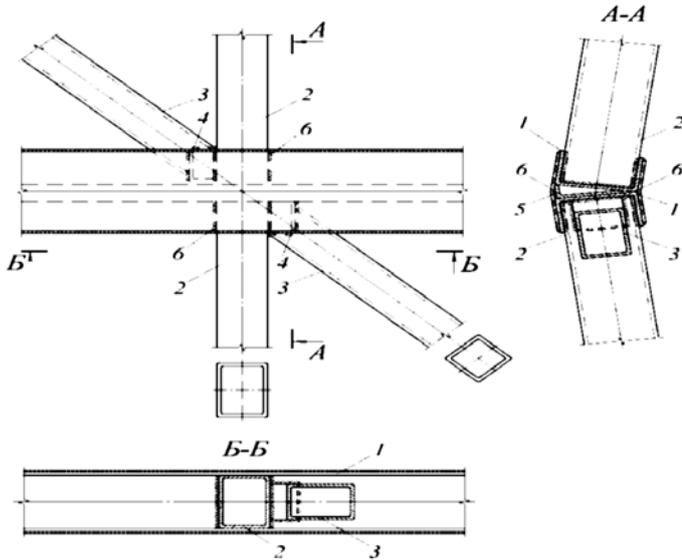
**А.И. Сиянов**

доцент кафедры строительства, городского хозяйства и архитектуры Винницкого национального технического университета, доцент, к.т.н.

готовление сдерживается отсутствием детально разработанной технологии монтажа [6].

Решение указанной проблемы предусматривает сведение к минимуму работ на проектных отметках. А это возможно лишь используя принцип однотипности элементов и тщательно разработанную схему крупноблочной сборки. Возникает задача обеспечения полной строительной готовности путем непосредственного введения в блоки несущих и ограждающих конструкций. Все монтажные соединения при этом должны осуществляться на высокопрочных болтах. Обязательным условием к тому же является выполнение внизу всего комплекса работ по антикоррозионной и противопожарной защите. В таком случае наиболее рациональной схемой монтажа является крупноблочная сборка от низа к вершине с применением необходимых средств механизации и вспомогательных опор [7]. Реализация предложенной монтажной схемы предусматривает разработку конструктивного решения укрупненного блока и узлового соединения, оценку влияния узловых эксцентриситетов на несущую способность стержней и создание методики определения толщин деталей, компенсирующих возможные отклонения узлов в процессе сборки. Поставленные задачи сформулированы в рамках крупноблочного монтажа и требуют комплексного решения для рассматриваемых оболочек. Естественно в каждом конкретном случае размеры монтажных блоков должны назначаться с учетом длины, стрелы подъема и угла описанной окружности конструкции. Немаловажным является также учет климатических условий и местности строительства.

Проведенный анализ информационных источников показал, что первые реальные предложения в области создания конструктивного



**Рис. 4.** Узловое соединение для крупноблочной сборки металлической цилиндрической сетчатой оболочки:

1 – элементы поясов; 2 – стойки; 3 – раскосы; 4 – вспомогательные элементы; 5 – узловая вставка; 6 – соединительный элемент

решения для обеспечения крупноблочного монтажа металлической цилиндрической стержневой системы упомянуты в работе И.Г. Попова [8]. Уже тогда, в середине прошлого столетия, предлагалось монтировать конструкцию укрупненными блоками путем объединения двух граневых ферм стяжными элементами (рис. 1).

При их стыковке пояс плоской сборочной марки решен в виде двух уголков или корыт, а поперечное сечение продольных стержней оболочки разделено на части для элементов стыкуемых ферм (рис. 2). В дальнейшем данное конструктивное решение нашло развитие в трудах В.Д. Свердлова. Именно он в своей работе [9] подробно изложил последовательность сборки рассматриваемой оболочки (рис. 3).

Так, в соответствии с его рекомендациями, в заводских условиях изготавливают поясные элементы, раскосы и стойки граневых ферм. Пояса выполняют из гнутых профилей швеллерного типа, а стойки и раскосы из стержней замкнутого сечения. Элементы приваривают к узловой вставке из уголка. Далее собранные панели поставляют на строительную площадку, где при монтаже уголки сваривают вдоль пера, образуя единый сборочный блок. Для обеспечения необходимой жесткости конструкции пространство между швеллерами заполняют вставкой из листовой стали. После соединения граневых ферм стык перекрывают элементом нужной конфигурации.

Такое решение весьма интересно, но достаточно материалоемкое и, как следствие, требует тщательного анализа и серьезной доработки. Поэтому в рамках исследования проблемы монтажа рассматриваемых оболочек было усовершенствовано разработанное ранее узловое соединение, суть которого состоит в том, что для крепления раскосов предложено использовать две вспомогательные прямоугольные трубы, которые приваривают к продольным элементам пояса (рис. 4) [5, 10]. Зазор, образованный наклоном стержней, заполняют узловой вставкой из гнутого неравнополочного уголка. Вставку по обушку и перу меньшей полки крепят к поясам. Таким образом, все стержни фиксируют в проектном положении. Причем ширину меньшей полки гнутого неравнополочного уголка подбирают в соответствии с углом наклона стоек и раскосов, а к их стыкам с обеих сторон приваривают соединительный элемент из гнутого листа.

Современные средства механизации работ позволяют быстро выполнять сборку готовых граневых ферм в укрупненные блоки и качественно монтировать цилиндрические сетчатые оболочки. Применение одинаковых отправочных марок позволяет снизить все виды затрат, уменьшить стоимость элементов конструкций и обеспечить полную или частичную транспортировку граневых ферм.

- [1] Таиров В.Д. Сетчатые пространственные конструкции / В.Д. Таиров. – К.: Будівельник, 1966. – 73 с.
- [2] Патцельт О. Стальные решетчатые пространственные конструкции / О. Патцельт; пер. с нем. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1970. – 95 с.
- [3] Трущев А.Г. Пространственные металлические конструкции: учеб. пос. для вузов. / Трущев А.Г. – М.: Стройиздат, 1983. – 215 с.
- [4] Инженерные конструкции: [учеб. для вузов] / В.Н. Голосов, В.В. Ермолов, Н.В. Лебедева [и др.]; под ред. В.В. Ермолова. – М.: Высш. школа, 1991. – 408 с.
- [5] Сіянов О.І. Металеві циліндричні стержневі покриття: конструювання та розрахунок: монографія / О.І. Сіянов. – Вінниця: ВНТУ, 2012. – 140 с.
- [6] Сіянов О.І. Аналіз можливих конструктивних рішень і деякі аспекти технології монтажу металевих одношарових циліндричних стержневих покриттів / О.І. Сіянов // Дороги і мости: збірник наук. праць. – Київ: ДерждорНДІ, 2007. – Т. 2. Вип. 7. С. 179–183.
- [7] Свердлов В.Д. Металеві циліндричні стержневі покриття: монографія / В.Д. Свердлов, О.І. Сіянов. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 1999. – 134 с.
- [8] Попов И.Г. Цилиндрические стержневые системы / И.Г. Попов. – Л.: М.: Гос. изд-во лит. по стр-ву и арх-ре, 1952. – 112 с.
- [9] Свердлов В.Д. Исследование пространственных цилиндрических стержневых систем покрытий: дис. на соискание уч. степени канд. техн. наук 05.23.01 / Свердлов Владимир Деонисович. – К., 1977. – 174 с. – Библиогр.: С. 153–161.
- [10] Патент на корисну модель № 70128 України, МПК Е04В 1/58 (2006.01). Вузол з'єднання елементів циліндричної стержневої оболонки покриття / О.І. Сіянов (Україна). – № у 2011 13977; заявл. 28.11.11; опубл. 25.05.12. Бюл. № 10. – 4 с.

Надійшла 06.07.2016 р.

## ПОВЫШЕНИЕ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ РАМНЫХ УЗЛОВ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ ПУТЕМ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНЫХ ТЕРМОУПРОЧНЕННЫХ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ СТАЛЕЙ (ТМСР)

**П**од технологичностью конструкции понимается соответствие конструктивной формы передовым технологическим возможностям их производства. При этом технологичным конструктивным решением будет такое, которое обеспечивает наиболее простое, быстрое и экономичное изготовление, транспортировку и монтаж, надежную и экономичную эксплуатацию при обязательном соблюдении условий прочности, устойчивости, выносливости, стойкости к агрессивным воздействиям и других эксплуатационных качеств сооружения [1].

Рамные (жесткие) узлы при проектировании металлоконструкций сооружений различного назначения применяются, в основном, во многоэтажных зданиях, промышленных этажерках, зданиях больших пролетов и других сооружений при соответствующей оптимизации расчетной схемы. При этом конструктивное выполнение этих узлов, как правило, соответствует узлам групп А, В, С по [2] или традиционной конструкции сварных узлов с применением накладок («рыбок»).

Общим недостатком подобных конструкций является выполнение узлов на монтаже.

Сварные узлы с накладками требуют, во-первых, качественного выполнения торцевых сварных швов и последующего их контроля, во-вторых, применения в полках колонн проката повышенной толщины согласно требованиям табл. 1.3.1 ДБН В.2.6-163:2010 [3] для предотвращения явления «расслоя» при направлении усилия в направлении толщины проката.

Узлы группы А и В требуют применения марки стали 14Г2АФ, что при ее дефиците и, как правило, относительно небольших объемах не является технологичным решением.

При применении высокопрочных болтов для соединения в узле необходимо выполнять специальные требования как к собственно болтам, так и к технологии изготовления металлоконструкций и их монтажу. Последнее относится также и к узлам группы С.

Отметим, что при значительных усилиях  $M$  и  $N$  в ригеле необходимое количество и диаметр высокопрочных болтов в соединениях, определяемых расчетом, невозможно разместить.



**Е.И. Гезенцвей**

начальник проектно-строительного отдела ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепр

Наиболее технологичным можно считать узел с приваренной частью ригеля на заводе-изготовителе в виде консоли (см. рисунок). При этом:

- сварные швы узла выполняются на заводе-изготовителе с соблюдением требуемого технологического и температурного режима сварки;
- сварка выполняется на сварочных потоках в процессе изготовления колонн с возможным применением полуавтоматической и автоматической сварки (т.е. наличие совмещение операций и доступность любого вида контроля сварных швов);
- согласно п. 5.2, табл. 4 и разд. 13 п. 4 ДСТУ EN 10025-4:2007 [4] стали с конечной мелкозернистой структурой, достигаемой прокаткой в диапазоне температур 900–700 °С и микролегированием (ТМСР), имеют гарантированное значение временного сопротивления, одинаковое как при действии усилия «вдоль проката», так и в направлении «поперек проката», что дает возможность эффективного их использования, в т.ч. для предотвращения негативных явлений в зонах «расслоя»; такими зонами – зонами максимальной интенсивности напряжений – являются точки стенки колонны в местах примыкания полок ригелей к полке колонны [5]. Предлагаемое конструктивное решение узла позволяет перераспределить передачу продольных усилий в полках ригелей через сварные швы;
- подобная конструкция узла обеспечивает значительно меньшую деформативность, чем конструкции узлов групп А и В (с применением фланцев);
- в данной конструкции узла отсутствуют детали (фланцы, накладки), требующие дополнительного изготовления и дополни-

тельных затрат при монтаже и оказывающие влияние на величину строительного коэффициента;

- нет необходимости фрезеровки торцов ригеля, обязательного для фланцевых узлов;
- при выполнении огнезащиты предлагаемые узлы повышают ее надежность.

Длина консоли колонны определяется исходя из конкретных усилий, действующих при невыгодном сочетании нагрузок на сооружение. При этом возможно выполнить ригель в виде составной конструкции; в пролете ригель выполняется из сечения, подобранного по моменту в пролете из обычных марок сталей. Место соединения с консолью выбирается из условия места нулевого изгибающего момента в ригеле с учетом требований габаритности при транспортировке, что минимизирует затраты на оформление его узлов.

При значительных усилиях  $M$  и  $N$  в узле количество и диаметры болтов в соединении как фланцевом, так и на накладках таковы, что разместить их в узле с учетом конструктивных требований не представляется возможным.

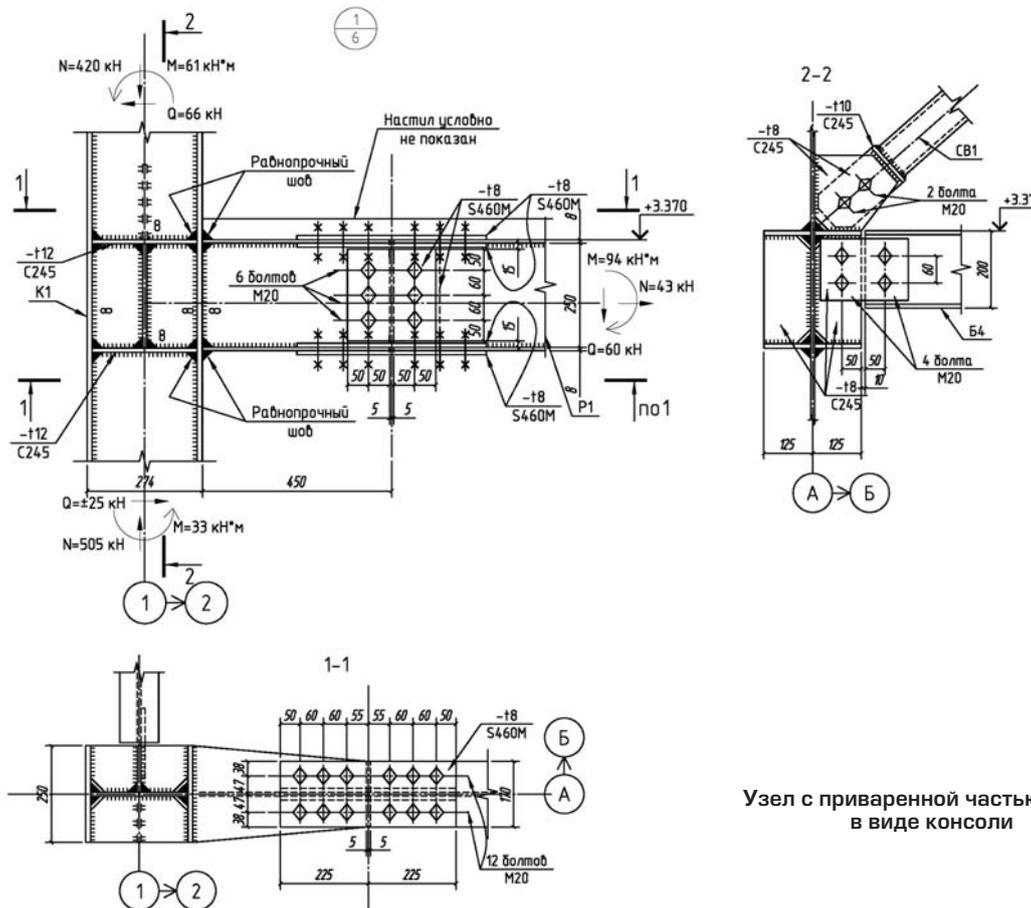
При проектировании рамных узлов расчет по традиционной схеме «в осях» дает завыше-

ние расчетного изгибающего момента в опорном сечении ригеля на 20 %. Экспериментальным путем установлено, что для определения внутренних усилий в раме в расчет следует принимать схему со вставками конечной жесткости по концам ригелей [5]. Такая расчетная схема наиболее точно отражает физическую работу узла предлагаемой конструкции.

Предельное состояние соединения может быть обозначено как начало текучести или потеря устойчивости какого-либо элемента соединения; при этом соединение проектируется так, чтобы ни в одном месте не был превышен предел текучести или исключается потеря устойчивости. Исходя из этого весьма перспективно применение стали марки 10Г2ФБ, имеющей статическую прочность и пластичность [9]:

- вдоль проката  $\sigma_m = 576$  МПа;  $\sigma_\delta = 660$  МПа;
- поперек проката  $\sigma_m = 521$  МПа;  $\sigma_\delta = 608$  МПа.

Испытания, выполненные в Институте электросварки им. Патона, на склонность сталей к полойному разрушению согласно ГОСТ 1497-84, показали, что в отличие от стали 09Г2С микролегированная сталь 10Г2ФБ обладает высокими значениями относительного сужения не только вдоль и поперек проката, а и по его толщине.



Узел с приваренной частью ригеля в виде консоли

Это говорит о том, что такие стали обладают высоким сопротивлением к послойному разрушению и могут успешно применяться в сварных соединениях, которые испытывают высокие нагрузки в Z-направлении.

Для ручной дуговой сварки стали 10Г2ФБ применяются электроды марки АНП-10, а для механической в среде защитных газов порошковая проволока Megafil 821R. При этом установлена высокая сопротивляемость образованию холодных трещин стыковых и тавровых соединений. Исходя из этого, расчет рамных узлов сопряжений ригелей со стойками состоит из следующих этапов [6]:

- определение напряженно-деформированного состояния узла для проверки прочности элементов стойки и ригеля (консоли);
- расчет элементов, входящих в состав узла, на местную устойчивость.

Напряженно-деформированное состояние узла определяется осевыми силами: в полках ригеля  $N_1^p = -N_2^p = M^p/h$  ( $h$  – расстояние между осями поясов ригеля) и в полках колонны  $N_1^k = -N_2^k = N/2 \pm M^k/H$  ( $H$  – расстояние между осями поясов колонны).

При этом стенка узла подвержена сдвигу, на восприятие которого должна быть запроектирована стенка колонны (с выполнением требований прочности и устойчивости).

Результирующая напряжений сдвига, действующих по верху стенки, определяется по формуле  $T = \tau h_s d_s$ , где  $h_s$  – ширина стенки колонны;  $d_s$  – толщина стенки в узле.

$$\text{Согласно [8] толщина стенки } d_s = \frac{M_{pl}}{\sigma h_s h_t} \sqrt{3}.$$

Учитывая физико-механические характеристики сталей ТМСП, из них возможно выполнять стенки узлов не устанавливая ребра жесткости, рекомендованные [2, 6, 8].

В качестве расчетной схемы возможно принять консольную балку, нагруженную осевыми силами в полках колонны и поперечной силой  $Q$  на конце консоли, опорные реакции которой являются сосредоточенными воздействиями на стенку колонны.

При расчетах возможно пренебречь различиями между прокатными и сварными балками, считая, что соединение пояса со стенкой в обоих случаях недеформировано. Толщина сварного шва настолько незначительна по сравнению с высотой стенки, что влияние податливости шва на величину местных напряжений ничтожно. Также аналитически установлено, что учет касательных напряжений весьма незначительно увеличивает напряжение под грузом, ввиду чего ими можно пренебречь [7].

Швы, прикрепляющие стенку колонны к полке ригеля, возможно не рассчитывать на сосредоточенную нагрузку, назначая их размеры так, чтобы было выполнено условие равнопрочности швов и стенки при работе на смятие.

Это будет выполнено, если суммарная величина катета швов  $k_f$  будет удовлетворять неравенство: при ручной сварке  $k_f \geq 0,7t$ ; при автоматической сварке  $k_f \geq 0,5t$ , где  $t$  – толщина стенки колонны [7].

В реальных проектах узлы такого типа запроектированы в ряде сооружений комплекса пылеугольного топлива меткомбината «Азов-сталь».

[1] М.М. Сахновский «Технологичность строительных стальных конструкций». – К.: Будивельник, 1970.  
 [2] Серия 2.440-2, вып. 1. «Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам». Чертежи КМ. ЦНИИ ПСК, 1988.  
 [3] ДБН В.2.6-163:2010 Стальные конструкции. Нормы проектирования, изготовления и монтажа. – К.: – 2011.  
 [4] ДСТУ EN 10025-4:2007 Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. Частина 4. Технічні умови постачання термомеханічнооброблених зварюваних дрібнозернистих сталей – К.: – 2010.  
 [5] В.Н. Алехин и др. «Экспериментальная проверка расчетной модели металлической многоярусной однопролетной рамы». УДК:624.01. Екатеринбург.

[6] Катюшин В.В. «Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство)» – М.: Стройиздат, 2005.  
 [7] Б.М. Броуде «Распределение сосредоточенного давления в металлических балках». – М.: Стройиздат, 1950.  
 [8] Мразик А., Тохачек М. «Расчет и проектирование стальных конструкций с учетом пластических деформаций» – М.: Стройиздат, 1986.  
 [9] В.Д. Поздняков и др. «Структура и механические особенности металла зоны термического влияния соединений стали 10Г2ФБ после сварки и циклического нагружения изгибом». XXV Международная научно-практическая конференция Стародубовские чтения. Днепропетровск, 2015 г.

## ПРОБЛЕМЫ НАДЕЖНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

**В** настоящее время оценку надежности зданий и сооружений выполняют по углубленным расчетам статической прочности строительных конструкций [1, 2] или дополняют расчетами на усталость и продолжительную прочность [2] с учетом соответствующих вероятностных представлений [3].

Так как обеспечение прочности и надежности конструкций, зданий и сооружений является одним из наиболее важных условий повышения эффективности их использования и снижения материалоемкости, то указанное требует разработки новых методов расчета прочности, долговечности и эксплуатационных свойств материалов, в т.ч. и их поведения в условиях воздействия высоких температур.

На стадии проектирования одной из основных задач является определение запасов прочности и начального ресурса безопасной эксплуатации. При этом в расчетах прочности проектировщики используют исходные данные нагрузок и воздействий на конструкции. Расчеты в общем случае выполняют с применением ПК для определения эксплуатационных воздействий. В расчетах, как правило, используют данные о материалах, которые предусматривают для применения в качестве несущих и ограждающих конструкций. Такие данные содержатся в нормах, справочниках, прайс-листах предприятий-производителей, internet и т.п.

При введении сооружений в эксплуатацию все большее значение приобретает контроль их состояния с определением повреждений и остаточного ресурса. Для этой цели разрабатывают и создают информационно-измерительные комплексы натуральных измерений с многоточечной аппаратурой для регистрации дефектов и повреждений. По результатам эксплуатационного контроля прочности и ресурса уточняют режимы эксплуатации, определяют остаточный ресурс. Перечисленные мероприятия особенно важны для сложных и ответственных объектов, которыми являются тепловые (ТЕЦ) и атомные (АЭС) электростанции и атомные электроцентралы (АТЕЦ).



**Л.В. Хаткова**

доцент, заместитель начальника кафедры пожарно-профилактической работы Черкасского института пожарной безопасности имени Героев Чернобыля Национального университета гражданской обороны Украины, к.п.н.



**В.Г. Дагиль**

старший преподаватель кафедры строительных конструкций Черкасского института пожарной безопасности имени Героев Чернобыля Национального университета гражданской обороны Украины

Целью работы является обоснование проблемы прочности и надежности зданий и сооружений на трех основных стадиях создания и определение направления исследований.

Прочность и надежность зданий и сооружений на трех основных стадиях создания (проектирование, строительство, эксплуатация) включают три элемента:

- начальную (исходную) информацию об условиях нагружения;
- расчетные и эксплуатационные данные о номинальных и местных напряжениях в несущих конструкциях;
- критерии прочности для соответствующих условий нагрузки и основные расчетные зависимости.

Данные об условиях эксплуатации являются исходными для назначения основных расчетных параметров и последующих расчетов прочности и ресурса. К ним относят: механические нагрузки, полезные нагрузки, усилия предварительного напряжения и т.п. Тепловые нагрузки обусловлены неравномерностью температурных расширений вследствие разности температур в пределах данного элемента, неоднородностью линейного расширения использованных материалов при изотермических и неизотермических условиях. Одним из важнейших эксплуатационных факторов, которые определяют прочность и ресурс для перечислен-

ных сооружений, есть температура [8, 9] Температурный фактор проявляется не только в появлении температурных напряжений, но и в существенном изменении расчетных характеристик механических свойств материалов, снижении прочности, потере пластичности, сцепления и т.п., что приводит к ускорению накопленных повреждений и уменьшению надежности.

Такой режим работы конструкций с учетом уровня механических и тепловых нагрузок, абсолютных значений температур эксплуатации влияет на несущую способность и долговечность наиболее нагруженных элементов. Ускоренное изменение режимов и увеличение количества этих изменений является одним из основных факторов ускоренного накопления повреждений и уменьшения ресурса. Кроме того, изменчивость режимов приводит к дополнительному увеличению номинальной и местной нагрузок, которые, в свою очередь, дают дополнительные эксплуатационные повреждения.

Поскольку большинство строительных материалов, которые используют в широком диапазоне повышенных температур, имеют выраженные реологические свойства, то фактор времени становится наиважнейшим расчетным параметром прочности и ресурса [10]. Увеличение времени работы в режимах с максимальными температурами содействует снижению сопротивления деформирования и ускоренного накопления повреждений в зонах с высокими местными напряжениями, например, таких как стыки несущих конструкций.

Комплекс указанных выше данных при условии эксплуатационной нагрузки, по величинам номинальных и местных напряжений и деформаций и по предельным характеристикам прочности, и является основой для определения прочности и надежности конструкций. К этим характеристикам относят:

- запасы прочности по указанным критериям разрушения;
- исходный (начальный) ресурс по параметрам долговечности (числом циклов или временами);
- накопленные продолжительные или циклические повреждения;
- остаточный ресурс.

Эти проблемы являются следствием интенсивного увеличения в последние десятилетия

параметров современных конструкций: эксплуатационных нагрузок, скоростей, температур, влияния окружающей среды. Недостаточное изучение этой проблемы и отсутствие в связи с этим практических методов расчетного определения показателей прочности и надежности строительных конструкций, обоснованных рекомендаций по выбору соответствующих материалов и режимов эксплуатационной нагрузки привели к тому, что в ряде областей промышленности были выявлены опасные эксплуатационные повреждения. Это относится к конструкциям энергетических установок (корпуса ТЭС и АЭС), мостов и туннелей, плавучих конструкций, технологических установок (фундаменты турбоагрегатов, прокатных станков, прессов и т.п.).

Анализируя выполненные на сегодняшний день исследования в описываемой области, надо отметить проведенную очень большую работу.

Благодаря экспериментально-теоретическим исследованиям, проведенным в КНУСА под руководством проф. А.Я. Барашикова [1, 2, 5], удалось установить закономерности поведения бетонных и железобетонных конструкций под действием силовых малоциклических нагрузок при нормальной температуре окружающей среды. Установлено, что нагрузки небольших уровней (30–40 % от разрушительных) могут повышать прочность элементов конструкций за счет уплотнения бетона; при нагрузках эксплуатационных уровней (в пределах 50–60 % от разрушительных) материалы элементов и конструкций ведут себя как циклически стабильные, которые быстро (5–7 циклов) приспособляются к указанным влияниям; при нагрузках высоких уровней (больше 75 % от разрушительного) бетон в конструкциях может достичь малоциклической утомляемости, которые способствуют их полному разрушению.

По результату проведения исследований температурных воздействий, проведенных в ДонНАСА под руководством профессоров О.П. Кричевского и В.И. Корсуна и в ХДТУСА под руководством проф. С.Л. Фомина [4, 6, 7], а также кафедрой строительных конструкций ЧИПБ им. Героев Чернобыля [8, 9, 10], были установлены основные свойства бетонов при кратковременном действии повышенных температур: при сжатии снижение прочности при

нагрівани до температури 90–120 °С складає 20–30 %, при розтяженні міцність бетону, нагрітого до 200 °С, зменшується на 50 %. Аналогічне впливання температури відзначено на модуль упругості і межові деформації бетону. Разом з тим зафіксовано, що тривале нагрівання елементів конструкцій більш сприятливо і навіть може підвищити міцність бетону. Підвищені температури суттєво впливають на граничні величини усадки і повзучості бетону. Так при підвищенні температур до 120–200 °С величина деформації повзучості збільшується в 3,2–3,5 рази порівняно з повзучістю бетону при нормальній температурі.

Короткочасне нагрівання елементів конструкцій до 150 °С одночасно з циклічною навантаженням на рівні 60–70 % від руйнівної практично не впливає на міцність.

**Висновки.** Результати перерахованих досліджень є лише першими кроками в розв'язанні складних виробничих проблем. Відсутні рішення методологічних питань визначення міцності і надійності найбільш відповідальних конструкцій. До таких конструкцій належать захисні оболонки атомних реакторів, димових труб, конструкцій металургічних підприємств, ємкості високого тиску, плавильні споруди, мости, естакади і т.п.

Виконуючи подальші дослідження, пропонується об'єднати необхідну інформацію про механічне поведінку матеріалів і напруженості несучих елементів, а також методів, засобів і точності розрахунків на стадії проектування, виготовлення і експлуатації конструкцій для підвищення міцності і оцінки надійності конструкцій і споруд.

- 
- [1] *Барашиков А.Я.* Надійність і довговічність залізобетонних конструкцій при тривалому змінному навантаженні // Надійність і довговічність машин і споруд, 1982. – Вип. 2. – С. 55–64.
- [2] *Барашиков А.Я.* Розрахунок конструкцій будівель і споруд з урахуванням реальних умов будівництва і експлуатації // Надійність і довговічність машин і споруд, 1988. – Вип. 14. – С. 23–32.
- [3] *Болотин В.В.* Методи теорії ймовірностей і теорії надійності в розрахунках споруд. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
- [4] *Кричевський А.П.* Розрахунок залізобетонних інженерних споруд на температурні впливи. – М.: Стройиздат, 1984. – 149 с.
- [5] *Барашиков А.Я., Скорук Т.В.* Вплив повторних навантажень на міцність та деформації рамних вузлів // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 78–85.
- [6] *Корсун В.И.* Оцінка характеристик міцності і деформативних властивостей при повторних навантаженнях в умовах впливу підвищених температур // Вестник ДонГАСА. – Вип. 2004-1(43): Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макеевка, 2004. – С. 209–213.
- [7] *Фомін С.А.* Оцінка вогнестійкості багатопверхових каркасних будинків з урахуванням їх просторової жорсткості // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16. – Част. 1. – С. 204–212.
- [8] *Отрош Ю.А.* Особливості проектування залізобетонних конструкцій при спільній дії силових, деформаційних та високотемпературних впливів // Збірник наукових праць «Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди» – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – Част. 1. – С. 347–354.
- [9] *Отрош Ю.А., Дагиль В.Г.* Проблеми міцності, вогнестійкості і надійності будівельних конструкцій при впливі навантажень і високих температур // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, 2012. – Вип. 70 – С. 399–404.
- [10] *Отрош Ю.А., Дагиль В.Г., Малигін Г.О.* Актуальність забезпечення безпеки об'єктів будівництва // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХНУБА, 2012. – Вип. 70 – С. 457–462.

Надійшла 30.11.2015 р.

## СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ПОДГОТОВКИ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТОВ К ПОСТАНОВКЕ В КОНСТРУКЦИИ

**В**ажным технологическим параметром в производстве высокопрочных метизов является обеспечение оптимальных условий трения в резьбе и по опоре гайки. Этот параметр характеризуется коэффициентом закручивания  $K_3$ , от величины и стабильности которого зависит качество контролируемой затяжки болтов при сборке соединений, а также уровень касательных напряжений, передаваемых стержню болта при его натяжении закручиванием гайки.

Заданное технической документацией усилие натяжения высокопрочных болтов обеспечивают закручиванием гайки с необходимым расчетным моментом закручивания (натяжением по моменту закручивания).

Расчетный момент закручивания  $M_3$ , необходимый для натяжения болта, определяют по формуле  $M_3 = K_3 P d$ , где  $P$  – расчетное усилие натяжения болта, приведенное в технической документации;  $d$  – номинальный диаметра болта.

Высокопрочные болты, гайки и шайбы перед установкой в конструкцию должны быть очищены от грязи, консервирующего масла и подготовлены таким образом, чтобы при натяжении обеспечивались регламентированные стандартами значения  $K_3$  и исключалось загрязнение соединяемых болтами контактных поверхностей, как правило, фрикционных соединений. Гайка должна свободно (от руки) накручиваться по резьбе болта.

Согласно требованиям ГОСТ 22356-77 и ГОСТ Р 52644-2006 болты должны иметь коэффициент закручивания не более 0,20 и не менее 0,14.

Как показывают результаты исследований, при сухом трении в резьбовом соединении получаются очень высокие коэффициенты трения и, как следствие, высокий коэффициент закручивания. Консистентная смазка, нанесенная на сухие обезжиренные поверхности, не создает сплошной граничной пленки, и хотя коэффициент трения в резьбе снижается более чем в 2 раза, значение коэффициента закручивания остается еще высоким.

Резкое снижение рассматриваемых показателей наблюдается при нанесении на заводе консервирующей смазки на горячие (после термообработки) изделия. Эти результаты нельзя считать устойчивыми, так как часто болты под-



**Л.М. Рабер**

доцент  
Национальной металлургической  
академии Украины, к.т.н.,  
г. Днепр



**А.Е. Червинский**

ассистент  
Национальной металлургической  
академии Украины,  
г. Днепр



**В.К. Сидоренко**

старший преподаватель  
Национальной металлургической  
академии Украины,  
г. Днепр

вергаются консервации не сразу после термообработки, а в холодном состоянии. Кроме того, свойства смазки с течением времени изменяются: при хранении на приобъектном складе она высыхает, загрязняется абразивной пылью.

Дополнительное нанесение на смазанную при заводской консервации резьбу графитной смазки типа НК-50, солидола практически не влияет на коэффициент трения. Значительно снижает коэффициент трения в резьбе и коэффициент закручивания сернисто-молибденовая смазка. Почти такой же эффект получается при нанесении на обезжиренную и нагретую примерно до 100 °С поверхность тонкого слоя минерального масла. Особенно низкие значения коэффициента трения наблюдаются при нанесении парафина (нагретые болты и гайки окунают в расплав).

При выборе эффективных сортов смазок для высокопрочных болтов парафин был исключен из-за низкой температуры плавления и изменения свойств при отрицательной температуре. Сернисто-молибденовая смазка не получила широкого применения в связи с высокой стоимостью и дефицитностью.

Минеральная смазка не имеет указанных недостатков. Разработанный контейнерный способ ее нанесения позволяет за один прием [1] подготовить большое количество болтов и гаек. При этом их очистка от заводской консервирующей смазки и различных загрязнений осуществляется в следующем порядке. Размещенные в решетчатом контейнере изделия погружают в бак с кипящей водой. После небольшой выдержки контейнер вместе с нагретыми до температуры 70–80 °С изделиями перегружается в бак со смесью неэтилированного бензина с 10–15 % минерального масла типа «автол». В результате на трущихся поверхностях остается тонкая сплошная пленка смазки (бензин с нагретой поверхности испаряется), которая служит граничным слоем при трении. Испытания показали, что такой способ подготовки болтов обеспечивает стабильное среднее значение коэффициента закручивания 0,180 (среднеквадратическое отклонение 0,0086) и достаточно низкий уровень касательных напряжений в стержне болта от скручивания.

Однако нанесенная таким способом смазка недолговечна. Подготовленные болты должны быть установлены в конструкции и затянуты до нормативного усилия в течение 10 дней.

Наличие на резьбе болтов и гаек минерального масла затрудняет сборку фрикционных соединений, поскольку смазка не должна попадать на специально подготовленные поверхности соединяемых элементов.

Кроме того метод требует повышенного внимания к пожарной безопасности, поскольку смазка содержит 85–90 % бензина. Тем не менее такой способ регламентирован и широко применяется при монтаже стальных конструкций различного назначения.

Точно такой способ смазки принят при монтаже стальных конструкций мостов. Отличие состоит в том, что очистку болтов, гаек и шайб от заводской консервирующей смазки производят в подогреваемом до 80–90 °С щелочном растворе [2]. Однако это отличие не способствует увеличению долговечности смазки.

**Метод проб и ошибок.** Устранению отмеченных недостатков в значительной мере способствует способ, разработанный Научно-производственным центром мостов [3].

Способ включает обезжиривание поверхности метизов раствором технического моющего средства О-БИСМ концентрацией 1,5–4,0 мас. %, содержащим кальцинированную соду и неионогенное ПАВ при температуре 45–55 °С в те-

чение 5–10 мин, первую сушку обдувом воздуха в течение 3–5 мин, последующее фосфатирование поверхности метизов в течение 30–60 мин ингибирующим составом, содержащим ортофосфорную кислоту, азотнокислый натрий, цинковый порошок, ингибитор НДА (нитрит дициклогексилламина), органический пигмент гелиоген зеленый L8730, этиловый спирт, воду, вторую сушку, комплектацию и упаковку метизов для транспортировки и/или хранения. Ингибирующий состав содержит следующие компоненты, мас. %: ортофосфорную кислоту, азотнокислый натрий 0,2–0,3, порошок цинка 10,0–12,0, ингибитор НДА (нитрит дициклогексилламина) 0,5–1,0, органический пигмент гелиоген зеленый L8730 0,15–0,17, этиловый спирт 0,5–1,0, вода – остальное. Способ позволяет обеспечить временную антикоррозионную защиту высокопрочных метизов еще на этапе изготовления, а также на период их транспортировки и хранения в течение одного года, исключая дополнительную подготовку при проведении монтажных работ.

Перед отгрузкой на монтаж в заводских условиях контролируют коэффициент закручивания.

Авторы приведенного способа рассматривают случаи, характеризующие исходное состояние болтов, имеющих различные загрязнения, коррозию, а также повторно используемых. От оценки исходного состояния зависит количественный состав компонентов, преимущественно ортофосфорной кислоты.

В случае, если после окончательной подготовки болтов полученные значения коэффициентов закручивания  $K_z$  не удовлетворяют регламентированным требованиям, то цикл подготовки, включая обезжиривание, повторяют. При этом варьируют количеством ортофосфорной кислоты методом проб и ошибок.

Причем исходное состояние болтов, в т.ч. после их обезжиривания и первой сушки, определяют визуально, т.е. субъективно. Поэтому совершенствование методов подготовки высокопрочных болтов остается актуальной проблемой.

**Экспериментально-аналитический метод.** Как свидетельствуют результаты проведенных авторами исследований, отмеченные недостатки могут быть устранены.

В ходе исследований в качестве варьируемых параметров принимали значения после первой сушки и количество ортофосфорной кислоты в ингибирующем составе. Результаты исследований приведены в таблице.

Среднее значение $K'_3$ после первой сушки (обезжиривание)	Количество ортофосфорной кислоты, ОФ, %	$\frac{ОФ}{K'_3}$	Среднее значение $K_3$ после второй сушки	Коэффициент вариации $v = \frac{\sigma_{кв}^*}{K_3} \cdot 100\%$
0,2	15	75	0,21	20
	20	100	0,17	8
	25	125	0,1	10
0,3	25	83	0,25	10
	30	100	0,18	7
	35	117	0,12	20
0,4	35	88	0,28	15
	40	100	0,2	8
	45	113	0,2	25
0,5	45	90	0,3	22
	50	100	0,2	10
	55	110	0,18	30

$\sigma_{кв}^*$  – среднеквадратическое отклонение (стандарт)

Как видно из таблицы, влияние субъективной (визуальной) оценки исходного состояния резьбы устраняется инструментальным определением  $K'_3$  после первой сушки. При этом наилучший результат по величине и стабильности, т.е.  $0,17 \leq K_3 \leq 0,20$ , а коэффициент вариации  $v$  находится в пределах 7–10 %, достигается при условии когда  $ОФ = 100 \cdot K'_3$

Причем область существования этой зависимости находится в пределах  $0,20 \leq K_3 \leq 0,50$ .

Целесообразность такого ограничения объясняется тем, что после первой сушки не бывает значения  $K'_3 < 0,2$ .  $K'_3 > 0,5$  встречается в затянутых до нормативных усилий болтах, которые длительное время находились в эксплуатации. Как показали опыты, при таких усилиях (удельных давлениях) и длительном неподвижном контакте на участках сопряжения резьбы болта и гайки образуются мостики холодной сварки. При повороте гайки одновременно с разрушением этих мостиков деформируются поверхностные слои (пропахивание). Такие болты и гайки не могут быть повторно использованы.

В отдельных случаях (3-я и 6-я строки таблицы)  $K_3$  находится ниже регламентированного стандартом уровня. Для натяжения таких болтов потребуются меньший момент закручивания. Это способствует снижению трудоемкости выполнения соединений. Однако в динамически нагруженных конструкциях такие значения  $K_3$  неприемлемы, поскольку при действии циклических, вибрационных и других динамических нагрузок натяжение болтов может уменьшиться (легко закрутить, легко и открутить). Кроме того, при  $\frac{ОФ}{K'_3} > 100$  наблюдается

избыток ортофосфорной кислоты. В этом случае приходится применять промывку метизов водой от остатков кислоты.

Необходимые для реализации способа значения  $K'_3$  и  $K_3$  можно определить по методике, рекомендованной ГОСТ 22356-77, ГОСТ Р 52643-2006, в лабораторных условиях. В производственных условиях – способом согласно патенту на изобретение [4].

Количество болтов, подлежащих испытанию, определяется принятой доверительной вероятностью и доверительной оценкой точности измерения  $K_3$ .

**Вывод.** Таким образом, разработанный экспериментально-аналитический метод подготовки высокопрочных метизов даёт возможность объективно учитывать их исходное состояние. Это достигается тем, что вместо визуальной предложена инструментальная оценка. При этом многооперационный метод проб и ошибок в ходе приготовления смазочного состава заменен одной вычислительной операцией с использованием простой зависимости, область существования которой подтверждена практическим опытом.

Метод защищён патентом Украины [5] и может быть успешно использован в ходе монтажа, ремонта и реновации металлоконструкций различного назначения.

- [1] Рекомендации и нормативы по технологии постановки болтов в монтажных соединениях металлоконструкций. М.: ЦНИИПроектстальконструкция им. Мельникова, 1988. 23 с.
- [2] СТП 006-97. Устройство соединений на высокопрочных болтах в стальных конструкциях мостов. – М.: Трансстройиздат, 1998, с. 13–15.
- [3] Патент РФ на изобретение №2354748. Способ подготовки высокопрочных метизов для монтажа крупногабаритных конструкций и ингибирующий состав для их обработки / Агеев В.С., Кабанов Е.Б., Кунин С.С., Хусид Р.Г. – Заявл. 23.05.2007, Опубл. 10.05.2009. Бюл. №14.

- [4] Патент РФ на изобретение №2148805. Способ определения коэффициента закручивания резьбового соединения / Рабер Л.М., Кондратов В.В., Хусид Р.Г., Миролобов Ю.П. – Заявл. 26.11.1997, Опубл. 10.05.2000. Бюл. №13.
- [5] Патент України на корисну модель №107131. Спосіб підготовки високоміцних болтів для монтажу металлоконструкцій / Рабер Л.М., Червінський А.Є. – Заявл. 10.11.2015, Опубл. 25.05.2016. Бюл. №10

Надійшла 30.05.2016 р.

*Поздравляем с 75-летием*

## СТОЯНОВА ВЛАДИМИРА ВАСИЛЬЕВИЧА

**известного ученого в области конструкций из металла, дерева и пластмасс, доктора технических наук, профессора, заведующего кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Одесской государственной академии строительства и архитектуры, члена редакционной коллегии журнала «Промислове будівництво та інженерні споруди»**

Стоянов Владимир Васильевич окончил Одесский инженерно-строительный институт. Свою трудовую деятельность начал с преподавательской работы в строительном техникуме в г. Джезказган (Казахстан). Затем был призван в Приморский военный округ, где несколько лет руководил строительством различных зданий и сооружений.

В 1971 г. Владимир Васильевич начал преподавать в Кишиневском политехническом институте на строительном факультете, активно занимаясь исследованиями сборных гиперболических оболочек. В этот период под руководством известного ученого в области деревянных конструкций проф. Г.Г. Карлсена он перешел от исследований моделей к натурным конструкциям. В 1980 г. Стоянов В.В. защитил кандидатскую диссертацию в ЦНИИСК им. В. Кучеренко (г. Москва) на тему: «Покрытия типа сборного гиперболического параболоида и его напряженно-деформированное состояние».

С 1983 г. Владимир Васильевич заведовал кафедрой, которая занималась тремя конструкторскими направлениями: металлические, деревянные и железобетонные конструкции. На кафедре развернулись работы по древесным композитам. В монографии Стоянова В.В. «Лозолитовые материалы и конструкции» среди многих элементов разработанных конструкций отмечаются крупнопанельные бескаркасные перегородки размером 3000х2000х80 мм. Оценка несущей способности и деформативности таких перегородок приобретает осо-



бую значимость в сейсмических районах, где они имеют существенное преимущество при развитии пластических деформаций, т.к. способствуют перераспределению напряжений и предупреждают хрупкое разрушение конструкций.

В 1990 г. в г. София Стоянов В.В. защитил докторскую диссертацию «Лозолитовые композиты и конструкции. Экспериментальные и теоретические исследования и расчет».

В 1992 г. Владимир Васильевич вернулся в Одессу в ОГАСА на кафедру МД и ПК. Здесь он организовал ежегодные симпозиумы и издание сборника научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины», за что был отмечен Премией им. академика М.С. Будникова.

Стоянов В.В. впервые ввел понятие «консервация трещин» металлических конструкций, что означает замедление роста трещин при циклическом нагружении конструкций, то есть ограничение возможности раздвижения берегов трещин на определенный период, разработал патент на послойное армирование в условиях заводского изготовления клееных деревянных конструкций, способствующее повышению несущей способности и исключаяющее возможность развития поперечных трещин.

Владимир Васильевич подготовил 12 кандидатских диссертаций, опубликовал 14 монографий, получил 20 авторских свидетельств и 3 патента.



*Искренне желаем Владимиру Васильевичу доброго здоровья и дальнейших успехов в профессиональной деятельности*

**ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**

**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, psx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ  
У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»  
(передплатний індекс – 98848)  
АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

**Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»**

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон  
ім. В.М. Шимановського» (протокол № 4 від 08.12.2016 р.)

**Адреса редакції та видавця:** вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

**тел. (044) 516-52-85, e-mail: [redakpbis@urdisc.com.ua](mailto:redakpbis@urdisc.com.ua)**

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»  
Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**  
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 08.12.2016 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

**Віддруковано ТОВ «Поліпрінт»**, вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

- \* Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
- \* Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
- \* Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
- \* За зміст реклами відповідає подавач
- \* Редакція не завжди поділяє думку авторів
- \* Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали