

**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 2012 — 2013 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)
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)
Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)
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)
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



2'2013

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

АКАДЕМІЇ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ – 20 2

О.В. Шимановський

СТАТИКА ГНУЧКИХ НИТОК ЗА МЕЖЕЮ ПРУЖНОСТІ.
ПОВІДОМЛЕННЯ 2. ІДЕАЛЬНИЙ ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНИЙ МАТЕРІАЛ. 4

О.П. Носенко

КРИТЕРИИ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОФИЛЕЙ,
РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ 10

ЮВІЛЕЙНІ ДАТУ

АНАТОЛИЙ ВИКТОРОВИЧ ПЕРЕЛЬМУТЕР
(к 80-летию со дня рождения) 15

ДОСЛІДЖЕННЯ

В.М. Першаков

ЭФФЕКТИВНИ ТАВРОВІ ПРОГОНИ ДЛЯ ПОКРИТТЯ БУДІВЕЛЬ 16

ОБ'ЄКТИ ДО ЄВРО-2012

Ю.И. Серегин, И.Н. Лебедич, И.Д. Козьявкин

КОМПЛЕКСНАЯ РЕКОНСТРУКЦИЯ С СОЗДАНИЕМ УНИКАЛЬНОГО
ВАНТОВО-ПОДВЕСНОГО НАВЕСА НАД ЗРИТЕЛЬСКИМИ ТРИБУНАМИ
НСК «ОЛИМПИЙСКИЙ» 21

ПРОЕКТУВАННЯ

А.И. Оглобля, С.Л. Раздайбеда

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СТАЛЬНЫХ НАЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ
ХВОСТОВЫХ ХОЗЯЙСТВ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНЫХ КОМБИНАТОВ УКРАИНЫ 27

РЕКОНСТРУКЦІЯ

В.С. Шмуклер, Д.Ф. Гончаренко, А.С. Константинов, В.М. Зинченко

ВОССТАНОВЛЕНИЕ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЗДАНИЯ,
РАЗРУШЕННОГО В РЕЗУЛЬТАТЕ ТЕХНОГЕННОЙ КАТАСТРОФЫ 34

НОРМАТИВНА БАЗА

В.З. Клименко

МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ И КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА
В РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ. 40

БОЛТОВІ З'ЄДНАННЯ

Л.М. Рабер, А.Е. Червинский

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ
СОПРИКАСАЮЩИХСЯ ПОВЕРХНОСТЕЙ ФРИКЦИОННЫХ СОЕДИНЕНИЙ
НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ 46

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

АКАДЕМІЇ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ – 20

На початку 1990-х років в Україні розпочався процес перетворень у суспільстві, який кардинально змінив систему господарських відносин і структур та сформував нові громадські утворення. У цей непростий період провідні вчені і досвідчені інженери прагнули зберегти будівельний комплекс держави та його науково-технічний потенціал. Саме за цих обставин за ініціативи Спілки цивільних інженерів України, підтриманої Міністерством України у справах будівництва і архітектури, державними будівельними корпораціями, науково-дослідними і проектними інститутами, вищими навчальними закладами у червні 1993 року відбулися установчі збори щодо відродження Академії будівництва України (АБУ) на засадах громадської організації.

Заснування такої організації було вимогою часу, адже необхідно було консолідувати творчий потенціал будівельної галузі з метою створення та забезпечення високого науково-технічного рівня будівельного виробництва в сучасних умовах. Йдеться про визначення пріоритетних шляхів розвитку будівельної галузі країни, формування головних напрямків науково-дослідних і дослідно-конструкторських робіт, втілення в проектування та будівництво найбільш прогресивних рішень, що забезпечують високу надійність будівель і споруд, ефективність і технологічність будівництва з урахуванням екологічних вимог, створення сучасної нормативної бази галузі, проведення незалежних експертиз проектів, пов'язаних із вирішенням складних інженерних проблем, підготовку нового покоління вчених і фахівців для фондоутворювальної галузі.

До складу Академії будівництва України увійшли як дипломовані представники науки, так і досвідчені виробничники, серед яких лауреати державних премій, заслужені діячі науки і техніки, заслужені будівельники та працівники вищої школи, а також ветерани галузі.

Академія є громадською організацією з широким представництвом інженерів будівельного фаху, які об'єдналися на добровільних засадах на принципах рівноправності її членів, демократичного самоуправління, колегіальності,



Перші загальні збори АБУ (1994 р.).
Доповідач Злобін Г.К.

власності та законності. Академія здійснює міжнародне науково-технічне співробітництво, створює умови для зростання талановитих вчених, спеціалістів, веде активну діяльність щодо пропаганди інженерно-технічних досягнень шляхом проведення виставок, конкурсів, конференцій, семінарів, публікацій у пресі. Вона представляє і захищає законні інтереси своїх членів у державних і громадських організаціях, засновує проблемні інститути згідно із законодавством, вносить пропозиції до органів влади з питань будівництва, співпрацює з іншими галузевими академіями і спілками. У складі Академії працюють 18 територіальних та 35 галузевих відділень із загальною чисельністю біля 1800 осіб, серед яких відомі вчені та спеціалісти із багатьох країн – Росії, Білорусі, Азербайджану, Казахстану, Туркменії, Польщі, Німеччини.

За час, що минув від початку заснування Академії, її членами було виконано значний обсяг робіт, пов'язаних із проведенням науково-прикладних досліджень широкого кола питань, розробленням комплексних науково-дослідних програм щодо актуальних проблем будівельного виробництва, підготовки пропозицій відносно стратегії вдосконалення будівельної галузі, видавничої діяльності, розроблення та оновлення нормативної бази та обміну передовим досвідом у галузі будівельного виробництва та будівельної науки.

Надаючи великого значення інноваційному розвитку вітчизняного будівництва, президією Академії було започатковано премію Академії будівництва України імені академіка М.С. Буднікова, вчене звання «доктор будівництва», а з 2013 року «Велику срібну медаль Академії будівництва України». Лауреатами премії імені академіка М.С. Буднікова стали 526 осіб, 50 академіків є лауреатами Державної премії України в галузі науки і техніки за 1993–2012 роки, багатьох членів Академії нагороджено орденами та відзнаками Президента України, Грамотами Верховної Ради та Кабінету Міністрів України та відзначено званням «заслужений будівельник». У складі Академії працює 206 докторів і 369 кандидатів технічних та економічних наук.



Загальні збори АБУ (2004 р.)



Засідання президії АБУ (2011 р.)

Центром із напрацювання стратегії науково-технічного розвитку будівельної галузі та організаційного забезпечення діяльності Академії є її президія, яка підтримує постійні зв'язки із своїми відділеннями, обласними та міськими держадміністраціями, державними органами управління, розглядає на своїх засіданнях актуальні питання подальшого розвитку галузевої науки та проектної справи, впровадження нових технологій будівельно-монтажних робіт, розвитку виробництва ефективних та конкурентоздатних будівельних матеріалів і виробів, реформування вищої освіти та інші питання.

Практична робота Академії висвітлюється у «Віснику Академії будівництва України» і таких фахових журналах, як «Техніка будівництва», «Нові технології в будівництві», «Будівництво. Наука. Проекти. Економіка», «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Вісниках» Харківського та Одеського будівельних університетів, «Строительной газете» (Росія), журналах «Будмайстер», «Будівництво та реконструкція». Академія веде активну видавничу діяльність. Її фахівцями було підготовлено та видано монографію «Чорнобиль: післяварійна програма будівництва», книги «Видатні інженери України», «Академія будівництва України – 15 років звершень», «Академія будівництва України. Справи та особистості», «Академія будівництва України. Творчі досягнення колективів і особистостей».

Від початку створення Академії будівництва України до теперішнього часу її президентом є знаний фахівець і організатор будівельного виробництва, заслужений будівельник України, лауреат Державної премії у галузі науки і техніки України, доктор будівництва АБУ, професор **Злобін Геннадій Карпович**. Під його керівництвом Академія сьогодні стала однією з найавторитетніших громадських організацій у будівельному комплексі України.

Відзначаючи 20-річний ювілей Академії будівництва України, будівельна спільнота сподівається, що Академія і надалі залишиться флагманом вітчизняної будівельної науки, спрямованої на подальше перетворення будівельного комплексу України на сучасну, конкурентоспроможну галузь економіки.

***Бажаємо усім членам Академії нових звершень, успіхів, творчої наснаги
задля процвітання нашої незалежної держави***

УДК 539.3:624.074.04

СТАТИКА ГНУЧКИХ НИТОК ЗА МЕЖЕЮ ПРУЖНОСТІ. ПОВІДОМЛЕННЯ 2. ІДЕАЛЬНИЙ ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНИЙ МАТЕРІАЛ

Викладена постановка задачі та наведені основні залежності для визначення напружено-деформованого стану гнучкої нитки, робота матеріалу якої описується моделлю ідеального жорстко-пластичного тіла без та з урахуванням зміцнення. Представлені умови змін фаз роботи нитки та рівняння для визначення розпору в нитці для кожної із фаз.

Statement of a task is stated and the main dependences for definition of the stress-strained state of flexible thread which work of a material is described by model of an ideal rigid-plastic body without and with hardening are given. Conditions of change of phases of work of a thread and the equation for definition of efforts in a thread for each of phases are presented.

Ключові слова: гнучка нитка, поперечний переріз, граничний стан, ідеальне жорстко-пластичне тіло, зміцнення.

Всеохоплюючий облік пластичних властивостей матеріалу дає можливість отримати найбільш точні дані про величину фактичного запасу міцності конструкції. Відомо, що при наявності відомостей про поведінку конструкції у пружній і навіть пружно-пластичній стадіях роботи не завжди вдається скласти правильне уявлення про її стан при дії навантажень, що перевищують розрахункові [1]. Тому розвиток методів розрахунку, які дозволяють правильно відобразити роботу конструкції в області пластичних деформацій, є актуальною задачею. Найпростіше розв'язати зазначену задачу можна шляхом введення додаткових допущень у передумови пружно-пластичного розрахунку, а саме: в діаграму напруження–деформація шляхом її подальшої схематизації. За можливості повної відмови від урахування пружної стадії роботи матеріалу може бути використана діаграма жорстко-пластичного тіла [3], яка останнім часом набула значного застосування. Ще більш істотно схематизувати вид цієї залежності можна, якщо додатково прийняти, що матеріал є ідеально пластичним (т.з. тіло Мізеса). При цьому для модуля пружності приймається нескінченне значення при переході від кривої деформації з пружною ділянкою до кривої деформації з одним лише майданчиком текучості. У цьому випадку тіло залишається абсолютно недеформованим або, іншими словами, жорстким, поки напружений стан у ньому не стане де-небудь задовольняти умову текучості. Таким чином, розрахунок конструкції, матеріал якої є ідеальним жорстко-пластичним, дозволяє знайти значення її граничного навантаження і одночасно отримати уявлення про її роботу в граничному стані.



О.В. Шимановський
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор

Слід зазначити також, що дана робота продовжує викладення результатів, отриманих при проведенні циклу досліджень статички гнучких ниток за межею пружності, початок якому було покладено в роботі [4].

Робота поперечного перерізу нитки. Зазначимо, що у випадку гнучкої жорстко-пластичної нитки, що розглядається, загальна послідовність виведення залежності, яка описує настання в її поперечному перерізі граничного стану, буде практично аналогічною тій, яка представлена для пружно-пластичної нитки [4]. Єдина відмінність безпосередньо пов'язана з відмінностями в застосовуваних для пружно- і жорстко-пластичної нитки моделях матеріалу, а саме: в наявності і відсутності пружної ділянки на діаграмах напруження–деформація. Таким чином, якщо розпір, який діє в гнучкій нитці, не викликає напружень текучості, то поперечний переріз пружно-пластичної нитки працює в пружній, а жорстко-пластичної нитки – в жорсткій стадії, тобто за визначенням є недеформованим.

Вивчення поведінки гнучкої жорстко-пластичної нитки почнемо з розгляду напружено-деформованого стану її довільного поперечного перерізу (рис. 1, а). Встановимо вид залежності між поточним значенням розпору в нитці і його граничною величиною, яка описує настання в поперечному перерізі граничного стану.

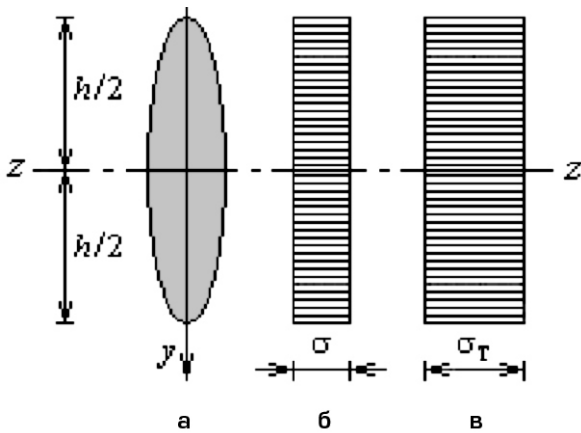


Рис. 1. Робота поперечного перерізу гнучкої жорстко-пластичної нитки:

а – поперечний переріз нитки; б – епюра напружень у жорсткій стадії роботи; в – епюра напружень у граничному стані

Для її виведення спроектуємо діючі в площині перерізу нитки елементарні сили (епюра розподілу яких показана на рис. 1, б) на горизонтальну вісь $z-z$:

$$dF = N \cdot dH, \quad (1)$$

де N – нормальне напруження; F – площа перерізу нитки; H – розпір.

Жорстка стадія роботи перерізу закінчується, коли розпір у нитці H досягне свого граничного значення $H_{гр} = \sigma_T F$, а напруження досягнуть межі текучості σ_T . Після цього у відповідності з прийнятою діаграмою розтягування матеріалу їх величина зростати не буде.

Цілком очевидно, що умову появи пластичних деформацій і, як наслідок, реалізації в поперечному перерізі нитки граничного стану (рис. 1, в) можна встановити за допомогою рівняння рівноваги (1), прирівнявши у ньому

σ_T . В результаті отримуємо наступний вираз:

$$\frac{N}{H_{гр}} = 1. \quad (2)$$

Порівнюючи умову появи пластичних деформацій у поперечному перерізі жорстко-пластичної нитки (2) із аналогічною умовою для пружно-пластичної нитки [4], неважко переконатися в абсолютній тотожності цих залежностей. Останнє дозволяє дійти висновку, що поява в перерізі гнучкої нитки пластичних деформацій еквівалентна реалізації в ньому граничного стану незалежно від моделі матеріалу, який використовується. З цього твердження також випливає, що реалізація граничного стану у

будь-якому довільному поперечному перерізі гнучкої жорстко-пластичної (також як і пружно-пластичної) нитки призводить до поширення пластичних деформацій за всією її довжиною. Тому робота гнучкої жорстко-пластичної нитки відбувається у наступній послідовності: при $\sigma < \sigma_T$ усі поперечні перерізи нитки працюють у жорсткій стадії і є недеформованими, а при $\sigma = \sigma_T$ – усі вони переходять у граничний стан.

Основні залежності розрахунку ниток. Використаємо отримані результати для складання рівнянь теорії гнучких жорстко-пластичних ниток. Розглянемо поведінку гнучкої нитки в стані рівноваги, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивності $q = q_1 + q_2$ (рис. 2, а). Будемо вважати, що матеріал нитки є ідеальним жорстко-пластичним.

Робота гнучкої жорстко-пластичної нитки в першій – жорсткій – фазі (рис. 2, б), коли нитка є недеформованою, подібна розглянутій у монографії [2] роботі нерозтяжної нитки. Жорстка фаза роботи нитки закінчується, коли розпір у ній досягне значення, яке відповідає появі пластичних деформацій. Природно, що при цьому має задовольнятися умова (2), яка, як уже було показано вище, є повністю ідентичною умові появи пластичних деформацій у пружно-пластичній гнучкій нитці [4].

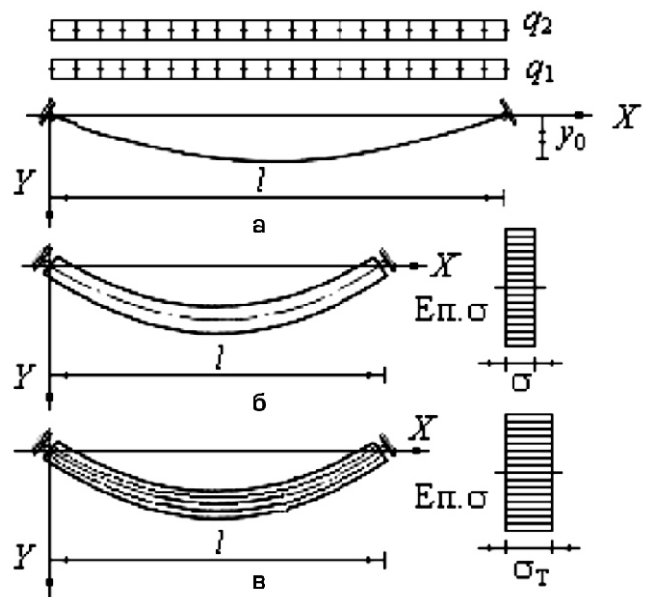


Рис. 2. Схема роботи гнучкої жорстко-пластичної нитки: а – розрахункова схема нитки; б – жорстка фаза роботи; в – пластична фаза роботи

Визначивши відповідно до положень теорії нерозтяжних ниток [2] розпір і підставивши його у співвідношення (2), отримаємо умову появи в нитці пластичних деформацій:

$$\frac{ql^2}{8y_0H_{гр}} \geq 1 \quad (3)$$

де прийнято, що l – прогін нитки, а y_0 – початкова стріла її провисання.

Коли зовнішнє навантаження досягне величини, яка задовольняє умову (3), настає друга – пластична – фаза роботи нитки, коли пластичні деформації, які виникли в момент закінчення першої фази, охоплюють всю нитку, тим самим реалізуючи в ній граничний стан (рис. 2, в).

Залежності, що визначають умови закінчення першої і початку другої фази роботи гнучкої жорстко-пластичної нитки, а також величину її граничного навантаження для інших типів навантажень, можуть бути знайдені аналогічним шляхом. Для деяких найбільш поширених типів навантажень ці залежності наведені в таблиці.

Таким чином, повністю визначено поведінку гнучкої жорстко-пластичної нитки за межею пружності і встановлені залежності для знаходження параметрів напружено-деформованого стану нитки у всіх фазах її роботи.

Тепер розглянемо, зупиняючись на найбільш характерних моментах, деформування ниток із ідеального жорстко-пластичного матеріалу зі зміцненням. Як відомо, врахування зміцнення у задачах пластичного деформування дає можливість не тільки краще врахувати особливості дійсного характеру роботи матеріалу, але й одночасно виявити невраховані раніше запаси міцності конструкції. У низці практичних випадків розрахунку ці запаси можуть бути достатньо значними, тому таке уточнення діаграми призводить до більш достовірних рішень у порівнянні з тими, які виходять при використанні ідеальної жорстко-пластичної діаграми розтягування.

Робота гнучких ниток із матеріалу зі зміцненням може бути розглянута з використанням припущень і передумов, прийнятих при вивченні роботи ідеально пластичних ниток. Також зауважимо, що загальна послідовність побудови рішення для ниток із матеріалу зі зміцненням практично не відрізняється від аналогічних задач для жорстко-пластичних ниток. Однак рі-

шення, як правило, виходить більш складним. У зв'язку з цим розглянемо найбільш просту, після ідеально пластичної, апроксимацію діаграми роботи матеріалу, а саме: приймемо матеріал таким, що зміцнюється лінійно.

Робота поперечного перерізу нитки. Розглянемо роботу поперечного перерізу гнучкої нитки, вважаючи матеріал жорстко-пластичним із лінійним зміцненням. Для цього звернемося до рівняння рівноваги (1) і розглянемо на його основі роботу довільного поперечного перерізу гнучкої нитки (рис. 3, а). Цілком зрозуміло, що напруження і деформація, які входять до рівняння (1), будуть пов'язані відомою умовою [1, 3]

$$\sigma = E_0 \epsilon \quad (4)$$

де E_0 – модуль зміцнення; ϵ – відносне подовження.

Відзначимо, що зазначена умова справедлива тільки у тому випадку, якщо величина напруження перевищує межу текучості матеріалу σ_T ; в іншому ж випадку (тобто при $\sigma < \sigma_T$) розвиток деформацій у жорстко-пластичному матеріалі за визначенням неможливий і $\epsilon = 0$.

На основі рівняння рівноваги (1) розглянемо роботу довільного поперечного перерізу гнучкої нитки (рис. 3, а). У випадку жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням необхідно розглянути дві стадії роботи перерізу: першу – жорстку (рис. 3, б) і другу – пластичну, коли переріз перебуває в стані лінійного зміцнення (рис. 3, в).

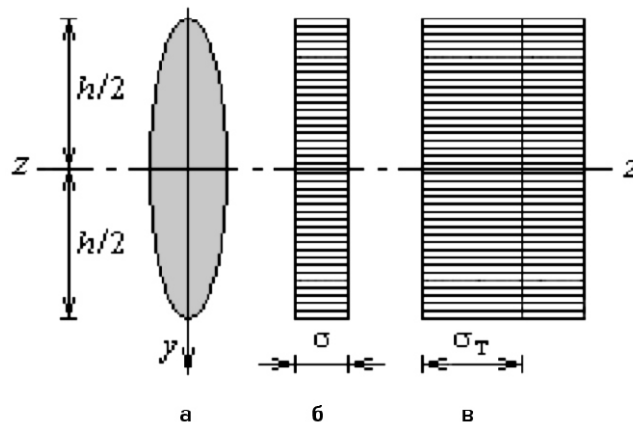
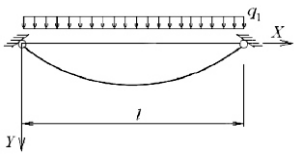
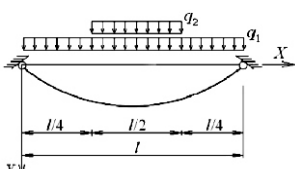
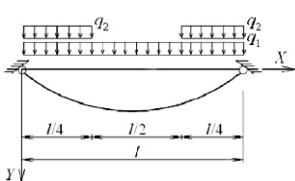
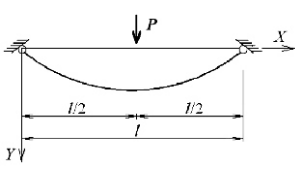
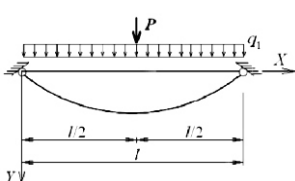
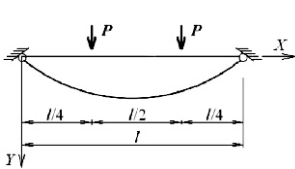
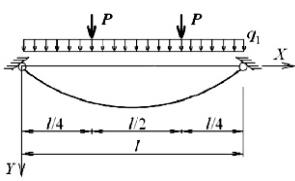


Рис. 3. Робота поперечного перерізу гнучкої нитки із жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням: а – поперечний переріз нитки; б – епюра напружень у жорсткій стадії роботи; в – епюра напружень у пластичній стадії роботи

Таблиця

Схема навантаження	Вид залежності для умови закінчення першої і початку другої фази роботи жорстко-пластичної нитки	Величина граничного навантаження жорстко-пластичної нитки
	$\frac{ql^2}{8y_0H_{гр}} \quad 1 \quad 0$	$q_{1,гр} \quad \frac{8y_0H_{гр}}{l^2}$
	$\frac{1}{y_0H_{гр}} \quad \frac{q_1l^2}{8} \quad \frac{3q_2l^2}{32} \quad 1 \quad 0$	$q_{2,гр} \quad \frac{32}{3} \quad \frac{y_0H_{гр}}{l^2} \quad \frac{q_1}{8}$
	$\frac{4}{3y_0H_{гр}} \quad \frac{3q_1l^2}{32} \quad \frac{q_2l^2}{32} \quad 1 \quad 0$	$q_{2,гр} \quad 24 \quad \frac{y_0H_{гр}}{l^2} \quad \frac{q_1}{8}$
	$\frac{Pl}{4y_0H_{гр}} \quad 1 \quad 0$	$P_{гр} \quad \frac{4y_0H_{гр}}{l}$
	$\frac{1}{y_0H_{гр}} \quad \frac{q_1l^2}{8} \quad \frac{Pl}{4} \quad 1 \quad 0$	$P_{гр} \quad \frac{4y_0H_{гр}}{l} \quad \frac{q_1l}{2}$
	$\frac{Pl}{3y_0H_{гр}} \quad 1 \quad 0$	$P_{гр} \quad \frac{3y_0H_{гр}}{l}$
	$\frac{4}{3y_0H_{гр}} \quad \frac{3q_1l^2}{32} \quad \frac{Pl}{4} \quad 1 \quad 0$	$P_{гр} \quad 3 \quad \frac{y_0H_{гр}}{l} \quad \frac{q_1l}{8}$

Примітка. В таблиці прийнято, що у разі дії початкового і додаткового навантажень різного типу величина граничного навантаження приведена для додаткового навантаження.

Робота поперечного перерізу нитки в першій – жорсткій – стадії була розглянута раніше. Тому тут лише нагадаємо, що співвідношення, що характеризує умову появи пластич-

них деформацій у довільному поперечному перерізі, має вид (2). При цьому реалізація граничного стану в будь-якому довільному поперечному перерізі жорстко-пластичної гнучкої нит-

ки, що зміцнюється, призводить до поширення пластичних деформацій за всією її довжиною. Отже, умова закінчення жорсткої стадії роботи перерізу є одночасно умовою початку пластичної стадії його роботи.

Визначимо тепер вид залежності для відносного подовження осі нитки ϵ_0 у другій стадії роботи поперечного перерізу (рис. 3, в). Підставляючи у рівняння рівноваги (1) умову (4), цю залежність, після інтегрування і нескладних перетворень, представимо в наступному виді:

$$\frac{E_0 \epsilon_0}{\tau} = \frac{H}{H_{гр}} - 1 \quad (5)$$

Таким чином, розглянуті всі можливі стадії роботи довільного поперечного перерізу гнучкої нитки з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням, а також отримані залежності, що зв'язують діючий у нитці розпір із відносним подовженням її осі.

Основні залежності розрахунку ниток. Використаємо отримані раніше результати для виведення розрахункових залежностей уточненої теорії деформування гнучких жорстко-пластичних ниток із лінійним зміцненням матеріалу в пластичній фазі роботи. Для цього застосуємо принцип можливих переміщень.

Припустимо, що гнучка нитка з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням із поперечним перерізом F і модулем лінійного зміцнення E_0 навантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивності $q = q_1 + q_2$ і перебуває в стані рівноваги (рис. 4, а). Виберемо в якості незалежної змінної жорсткість нитки на розтяг у пластичній фазі роботи $\sigma_0 = E_0 F$, а в якості шуканої функції приймемо величину розпору H .

Поведінка гнучкої нитки в жорсткій фазі (рис. 4, б) буде однаковою у всіх розрахункових випадках незалежно від властивостей матеріалу в пластичній області. Жорстка фаза роботи закінчується, коли розпір у нитці досягне значення, при якому з'являються пластичні деформації. Нагадаємо, що для цього має задовольнятися умова (2). Після досягнення зовнішнім навантаженням значення, що задовольняє цю умову, настає друга – пластична – фаза роботи (рис. 4, в), яка характеризується тим, що матеріал нитки працює з лінійним зміцненням. Для подальшого розв'язання задачі визначимо розрахункові залежності при деформуванні гнучкої нитки в другій фазі її роботи.

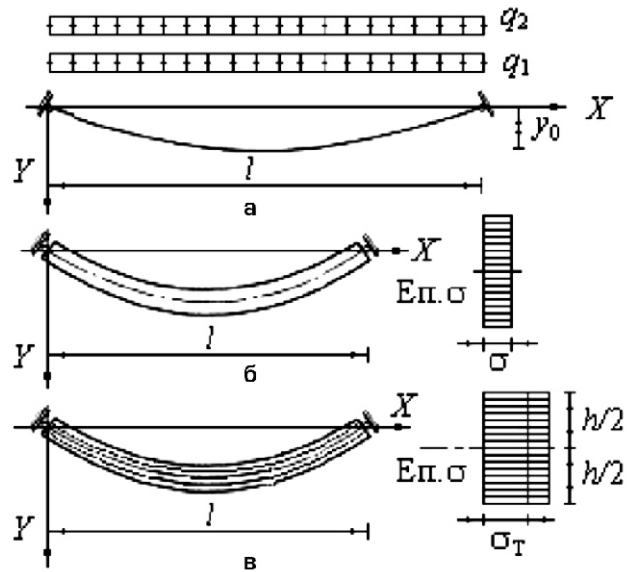


Рис. 4. Схема роботи гнучкої нитки із жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням:

а – розрахункова схема нитки; б – жорстка фаза роботи; в – пластична фаза роботи з лінійним зміцненням матеріалу

Нехай жорсткість σ_0 отримала дуже малий, але кінцевий приріст своєї величини, що дорівнює σ_0 . Тоді розпір H отримає деяке збільшення ΔH , а нитка переміститься зі свого положення рівноваги на величину $y(x)$. Використовуючи рівняння рівноваги нитки, зазначена величина може бути записана так:

$$y = \frac{M^6}{H} - \frac{M^6}{H} + \frac{M^6 H}{H(H - H)}, \quad (6)$$

причому тут під M^6 розуміється згинальний момент від заданого навантаження q в умовній прямолінійній балці, яка за всіма іншими параметрами аналогічна гнучкій нитці.

Знайдемо тепер роботу зовнішніх сил, тобто навантаження q на переміщеннях y :

$$U_1 = \int_0^l \frac{M^6 H}{H(H - H)} dx = \frac{D H}{H(H - H)}, \quad (7)$$

де $D = \int_0^l q M^6 dx$ – характеристика навантаження.

Цілком зрозуміло, що оскільки вирази (6) і (7) отримані з використанням лише рівнянь рівноваги, то вони є справедливими при будь-якій діаграмі $\sigma - \epsilon$.

Визначимо тепер роботу внутрішніх сил. У другій фазі роботи нитки подовження її нескінченно малого елемента ds можна представити таким чином:

$$ds \frac{T_0 T_{gp} T_0}{T_0 T_{gp} T_0} ds \quad (8)$$

$$\frac{T_0 T_{gp} T_0}{T_0 T_{gp} T_0} ds,$$

де T – поздовжнє зусилля в нитці, T_0 – приращення величини цього зусилля, а T_{gp} – граничне поздовжнє зусилля в нитці.

Елементарна робота внутрішніх сил визначається як добуток зі зворотним знаком подовження ds на величину діючого в елементі зусилля, що дорівнює $T + T_0$, а повна робота – як інтеграл цього добутку, поширений на всю довжину нитки L :

$$U_2 = \int_0^L (T_0 + T) ds \quad (9)$$

Не розглядаючи усі проміжні розв'язки, відразу наведемо диференціальну залежність між незалежною змінною (жорсткістю нитки на розтяг) і шуканою функцією (розпором), яка визначає роботу гнучкої нитки з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням у пластичній фазі її роботи, загальний вид якої записується таким чином:

$$\frac{dH_0}{dH} = \frac{H_0}{H H_{gp}} \frac{D_0}{lm^3 H^2 (H - H_{gp})^2} = 0. \quad (10)$$

Потрібно зазначити, що отримана залежність є одним із окремих випадків диференціального рівняння Бернуллі, загальний інтеграл якого має вид

$$\frac{1}{H - H_{gp}} = \frac{C}{H - H_{gp}} \frac{D[H \ln H - H \ln(H - H_{gp}) - H_{gp}]}{lm^3 H H_{gp}^2 (H - H_{gp})}. \quad (11)$$

Зауважимо, що зіставлення співвідношень (6)–(10) з їх аналогічними виразами у роботі [4] для пружно-пластичних гнучких ниток, що зміцнюються, свідчить про їх повну подібність. Останнє твердження відображає повну ідентичність поведінки пружно- й жорстко-пластичних гнучких ниток у пластичній фазі при роботі

матеріалу з лінійним зміцненням (у зв'язку з тождністю других ділянок діаграми напруження–деформація).

Тому тут важливо звернути увагу на те, що для зазначених типів ниток збігається не лише послідовність виведення розрахункових рівнянь і всі інші проміжні рішення і співвідношення, отримані при встановленні шуканої диференціальної залежності, але також сама диференціальна залежність і її загальний інтеграл.

Відмінність же між остаточним розв'язком задачі для гнучких пружно- і жорстко-пластичних ниток при роботі матеріалу з лінійним зміцненням полягає тільки у способі визначення довільної сталої інтегрування C , яка входить до загального рішення. Відповідно для даної задачі значення довільної сталої інтегрування можна знайти, якщо прийняти, що гнучка жорстко-пластична нитка, що зміцнюється, є недеформованою, тобто коли її жорсткість H_0 , і величина розпору H_1 визначається за допомогою відомих рішень для гнучких нерозтяжних ниток [2]. Якщо підставити потім значення C в загальний інтеграл диференціальної залежності, то отримуємо шукане рішення, яке описує роботу гнучких жорстко-пластичних ниток із лінійним зміцненням матеріалу, в наступному виді:

$$H - H_{gp} = \frac{D_0}{lm^3 H_{gp}^2} \frac{H \ln H - H \ln(H - H_{gp}) - H_{gp}}{H} \frac{H_1 \ln H_1 - H_1 \ln(H - H_{gp}) - H_{gp}}{H_1}, \quad (12)$$

причому параметр m , який визначається як відношення довжини нитки до довжини її прогону, обчислюється тут без урахування пружних і пластичних деформацій нитки, тобто за її вихідною геометрією.

Таким чином, повністю визначено поведінку гнучкої жорстко-пластичної нитки з лінійним зміцненням матеріалу і встановлені залежності для знаходження параметрів напружено-деформованого стану нитки у всіх фазах її роботи.

[1] Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М.: Высш. шк., 1968. – 512 с.
 [2] Мацелинский Р.Н. Статический расчет гибких висячих конструкций. – М.-Л.: Госстройиздат, 1950. – 192 с.
 [3] Постнов В.А. Теория пластичности и ползучести. – Л.: ЛПИ, 1975. – 266 с.

[4] Шимановський О.В. Статика гнучких ниток за межею пружності. Повідомлення 1. Ідеальний пружно-пластичний матеріал // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 1. – С. 2–7.

Надійшла 19.01.2013 р.

УДК 624.014.2

КРИТЕРИИ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОФИЛЕЙ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

Рассмотрены вопросы оценки экономичности и рациональности распределения материала в плоскости поперечного сечения фасонных профилей проката. Показано, что показатель эффективности профилей, под которым понимают величину момента сопротивления профиля, приходящегося на единицу площади поперечного сечения, не может одновременно характеризовать и экономичность профиля, и рациональность распределения материала в плоскости его поперечного сечения. Предложены показатели оценки экономии металла при замене одного профиля другим равнопрочным профилем и рациональности распределения материала в плоскости поперечного сечения профилей.

The article considered the estimation of economical efficiency and rationality of material distribution in cross-sectional area of shaped sections. It was revealed that the effectiveness indicator of shaped section (known as the magnitude of the resistance moment of shaped section, per unit of its cross-sectional area), can not characterize simultaneously the economical efficiency of shaped sections and rationality of material distribution in cross-sectional area. Indicator of metal saving, when replacing one shaped section with another that has the same strength, was proposed, as well as the indicator of rationality of material distribution in cross-sectional area of shaped sections.

Ключевые слова: эффективность профилей, экономичность профилей, рациональность распределения материала в плоскости профиля.

В 50–60-х годах прошлого века развернулась дискуссия относительно показателей эффективности профилей, работающих на изгиб. Разрабатывались новые стандарты на фасонные профили (ГОСТ 8239, ГОСТ 8240 и др.) Требовалось оценивать как эффективность вновь разрабатываемых отдельных профилей (двутавры, швеллеры и др.), так и экономичность в целом новых стандартов. Предложенные критерии эффективности были систематизированы Мельниковым Н.П. (табл. 1 [1]).

Было принято считать, что только при рациональном распределении материала в плоскости поперечного сечения можно достичь максимальных геометрических характеристик (справочные величины относительно осей $x-x$) при заданной высоте и массе 1 м профиля.

Для оценки рациональности распределения материала в плоскости поперечного сечения профиля, работающего на изгиб, из всех показателей, приведенных в табл. 1, наиболее широкое применение получили удельные показатели использования материалов $\frac{W_x}{A}$, где W_x и A – соответственно момент сопротивления и площадь поперечного сечения профиля, а также удельный момент сопротивления изгибу $\frac{W}{A^{3/2}}$. Первый показатель предложен Вахуркиным В.М. [2], второй – Ложкиным Б.Г. [3]: $\frac{W}{A}$ и $\frac{W_x}{A^{3/2}}$ – соответственно размерный и безразмерный показатели. С целью исключения влияния размерности при анализе эффективности профилей часто обращаются к удельному показателю, предложенному Тимошенко С.П. – $\frac{W}{A} \frac{1}{h}$.



О.П. Носенко

доцент кафедры «Материаловедение и обработка материалов»
ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры», к.т.н.

Выполним анализ предложенных трех удельных показателей $\frac{W}{A}$, $\frac{W}{A^{3/2}}$ и $\frac{W}{A} \frac{1}{h}$.

Момент сопротивления двутавровой балки представим выражением

$$W = \frac{2bt^2 + 6bt(h-t)^2 + s(h-2t)^2}{6h}, \quad (1)$$

где h , b , s и t – размеры элементов профиля.

После преобразований и исключения малых величин момент сопротивления может быть представлен в виде

$$W = Ah \frac{3 + 2k}{6}, \quad (2)$$

где $k = \frac{hs}{A} \frac{A_{ст}}{A}$ – отношение площади стенки профиля к площади поперечного сечения всего профиля.

В этом случае удельные показатели можно представить в следующем виде:

$$\frac{W}{A} = h \frac{1}{2} \frac{1}{3} k; \quad \frac{W}{A^{3/2}} = \frac{W}{A} \frac{1}{A^{1/2}}; \quad \frac{W}{Ah} = \frac{1}{2} \frac{1}{3} k.$$

Из полученных выражений следует, что удельный показатель $\frac{W}{A}$ прямо пропорционален высоте профиля и в меньшей степени зависит от характера распределения материала между стенкой и площадью всего профиля.

Удельный показатель $\frac{W}{A^{3/2}}$ прямо пропорционален отношению $\frac{W}{A}$, т.е. также зависит от высоты профиля и характера распределения материала $k \frac{A_{ст}}{A}$. Удельный показатель $\frac{W}{Ah}$, в отличие от первых двух показателей, зависит только от величины k , т.е. от распределения материала между стенкой и площадью всего профиля.

В процессе острой дискуссии по данному вопросу все авторы исходили из того, что профиль с наиболее рациональным распределением материала в плоскости поперечного сечения является наиболее эффективным и, следовательно, наиболее экономичным.

Подобный подход к рассмотрению эффективности (экономичности) профилей является неверным. Показатели эффективности (экономичности) профилей и рационального распределения материала в плоскости поперечного сечения – разные показатели, дающие оценку различным характеристикам профиля – *экономичности*, т.е. определяющей показатель фактической экономии металла и *рациональности*. Последняя характеристика оценивает оптимальное распределение материала между стен-

кой и полками профиля, т.е. тонкостенность профилей.

Исходя из этого положения рассмотрим удельные показатели $\frac{W}{A}$, $\frac{W}{A^{3/2}}$ и $\frac{W}{Ah}$ с точки зрения как оценки экономии металла, так и оптимального распределения материала между стенкой и полками профиля, т.е. с точки зрения рационального распределения материала в плоскости поперечного сечения.

Понятие «экономичность» профиля подразумевает получение экономии металла при сопоставлении двух взаимозаменяемых профилей при их равнопрочности или при условии применения сопоставляемых профилей в реальной конструкции с заданными справочными величинами относительно оси $x-x$.

Этому определению соответствует только один из указанных показателей (предложенный Вахуркиным В.М.) – $\frac{W}{A}$, см. При сопоставлении таких взаимозаменяемых профилей практически исключается влияние высоты профилей. Полученная фактическая разница в площади профилей (массы) и предопределяет экономичность принятого к применению одного из сопоставимых профилей.

Таблица 1

Критерии эффективности двутавровых профилей (по Мельникову Н.П. [1])

№ п/п	Наименование критерия	Формула	Авторы	Организации (страны), применяющие критерий
1	Показатель выгодности	$\frac{W}{P} \frac{\text{см}^3}{\text{кг}}$	—	ЦНИИПСК
2	Показатель экономичности	$\frac{W}{A} [\text{см}]$	Михайлов Б.П., Вахуркин В.М.	ЦНИИПСК
3	Удельный момент сопротивления	$\frac{W}{A^{3/2}}$	Пацкевич З.Р.	1. ЦНИИПромзданий (Ложкин Б.Г.) 2. УкрНИИМет 3. ДМетИ (Чекмарев А.П., Аврунин Л.М.)
4	Удельная площадь профиля	$\frac{A}{W^{2/3}}$	Папкович П.Ф.	—
5	Комплексный показатель	$\frac{A}{3,3 W^{2/3}}$	Зелятров В.Н.	—
6	Безразмерный показатель	$\frac{W}{A}$	—	Бельгия, НСО
7	Безразмерный показатель	$\frac{A_T}{A_\Phi}$	Каплун Я.А.	ЦНИИПСК
8	Относительный показатель	$\frac{W}{W_{\text{опт}}}$	—	США
9	Безразмерный показатель	$\frac{W}{H A}$	Тимошенко С.П.	США

Однако экономичность выбранных профилей Вахуркин В.М. оценивает не по полученной фактической экономии металла при сопоставлении двух рассматриваемых профилей, а по так называемому «мерилу экономичности»

$$I_1 = \frac{W_1}{A_1} \cdot 100\%, \text{ где } \frac{W_1}{A_1}, \text{ 1 и 2 индексы –}$$

сравниваемых профилей.

Следует иметь в виду, что предложенное «мерило экономичности» справедливо только для сравниваемых профилей, имеющих практически одну и ту же высоту. Использование этого показателя при сравнении двух профилей, имеющих разную высоту, неправомерно.

То же самое можно отметить и относительно второго удельного показателя $I_2 = \frac{W}{A^{3/2}}$, предложенного Ложкиным Б.Г. [3]. При равенстве показателей I_2 у сопоставимых профилей при условии их одинаковой высоты экономичность профилей можно оценить по фактической разнице площади их поперечного сечения (массы). Оценку относительной экономичности Ложкин Б.Г. предлагает оценивать по выражению

$$I_2 = \sqrt[3]{\frac{1}{2}} \cdot 100\%, \text{ где } \frac{W}{A^{3/2}}.$$

Рассчитанная по данной формуле относительная экономичность не отражает фактическую экономичность сопоставляемых профилей и, более того, неправомерна при сравнении профилей, имеющих разную высоту.

Третий удельный показатель $I_3 = \frac{W}{Ah}$, предложенный Тимошенко С.П., показывает только величину момента сопротивления, приходящуюся на единицу массы профиля, и не имеет никакого отношения к оценке экономичности сопоставляемых профилей.

Понятие «рациональное размещение материала в плоскости поперечного сечения профиля» подразумевает такое распределение материала по его высоте, которое обеспечивает максимальное значение момента сопротивления профиля при минимальной площади его поперечного сечения (массы). Отсюда и выражение, получившее широкое распространение, – эффективность профиля, т.е. показатель величины момента сопротивления (геометрический фактор), приходящегося на единицу площади

поперечного сечения. К сожалению, отсюда и его ошибочное толкование, что чем эффективней профиль, тем он экономичней. Так, Вахуркин В.П. считает, что «мерило экономичности» дает не только оценку экономичности профиля, но и оценку рациональности распределения материала в плоскости поперечного сечения, т.е. оценку эффективности профиля.

Ложкин Б.Г., предложив меру относительной рациональности, переносит этот удельный безразмерный показатель и на оценку экономичности отдельных профилей и целых сортаментов. Более того, и Вахуркин, и Ложкин выполняют анализы, сравнивая профили различной высоты, что недопустимо, поскольку оба показателя зависят от высоты профиля. Следует отметить, что удельный момент сопротивления изгибу $I_2 = \frac{W}{A^{3/2}}$ аналогичен показателю

$I_1 = \frac{W}{A}$, т.к. удельный момент сопротивления изгибу можно представить в виде

$$I_2 = \frac{W}{A} \cdot \frac{1}{A^{1/2}} = \frac{1}{(bh)^{1/2}},$$

где $(bh)^{1/2}$ – усредненный линейный размер с учетом ширины поперечного сечения, который частично уменьшает влияние высоты профиля на значение удельного показателя $I_1 = \frac{W}{A}$.

Удельный показатель $I_3 = \frac{W}{Ah}$, предложенный

Тимошенко С.П., можно считать показателем эффективности поперечного сечения, поскольку он показывает значение момента сопротивления, приходящегося на единицу массы материала, и, таким образом, отражает рациональность распределения материала в плоскости поперечного сечения профиля, независимо от его высоты (в отличие от рассмотренных ранее показателей I_1 и I_2). Недостатком этого показателя являются его ограниченные пределы для фасонных профилей $0,20 < \frac{W}{Ah} < 0,36$, что не дает возможности оценить рациональность всего многообразия фасонных профилей с достаточной точностью.

Таким образом, при анализе сортаментов фасонных профилей (или при их разработке) следует давать оценку как экономичности сравниваемых профилей, так и рациональности распределения материала в плоскости их поперечного сечения.

Для оценки экономичности профилей предлагаются следующие общепринятые показатели.

- Абсолютная экономия (экономия)

$$G = G_1 - G_2, \text{ кг} \quad \text{или} \quad A = A_1 - A_2, \text{ см}^3,$$

где $G_1(A_1)$ и $G_2(A_2)$ – масса (площадь поперечного сечения) сравниваемых профилей по условиям равнопрочности.

- Относительная экономия

$$\Theta_{\%} = \frac{G}{G_1} 100\%, \text{ где } G = G_1 - G_2, \text{ кг};$$

$$\Theta_{\%} = \frac{A}{A_1} 100\%, \text{ где } A = A_1 - A_2, \text{ см}^3.$$

Для оценки рациональности профилей предлагается следующий безразмерный показатель:

$$\text{рац} \frac{W}{Ah} \frac{A_{\text{ст}}}{A_{\text{п}}}.$$

Предложенный показатель рациональности распределения материала в плоскости поперечного сечения прямо пропорционален как показателю эффективности профиля $\frac{W}{Ah}$, так и показателю его тонкостенности $\frac{A_{\text{ст}}}{A_{\text{п}}}$, где $A_{\text{ст}}$ – площадь стенки, $A_{\text{п}}$ – площадь полков профиля.

Таблица 2

Удельные показатели двутавровых и швеллерных профилей

Наименование профилей двутавровый швеллерный	Удельные показатели			
	$\frac{W}{A}$, см	$\frac{W}{A^{3/2}}$	$\frac{W}{A} \frac{1}{h}$	$\frac{W}{A} \frac{1}{h} \frac{A_{\text{ст}}}{A_{\text{п}}}$
№ 40 № 40	13,126 12,37	1,541 1,578	0,328 0,309	0,253 0,297
№ 30 № 30	10,150 9,56	1,488 1,502	0,338 0,319	0,223 0,262
№ 20 № 20	6,866 6,50	1,325 1,342	0,343 0,325	0,194 0,225
№ 10 № 10	3,264 3,19	0,956 0,967	0,331 0,319	0,159 0,174

В табл. 2 приведены значения рассмотренных удельных показателей соответственно для двутавров и швеллеров. Показатель $\frac{W}{A}$ увеличивается с увеличением высоты профиля, причем его значение больше для двутавровых профилей, чем для швеллеров, что свидетельствует о том, что профили двутавров «эффективнее» профилей швеллеров. В соответствии с увеличением высоты профилей увеличивается и показатель $\frac{W}{A^{3/2}}$, т.е. безразмерный показатель $\frac{W}{A^{3/2}}$, как и показатель $\frac{W}{A}$, зависит от высоты профи-

ля. Сравнение этого показателя для двутавровых профилей со швеллерными профилями показало, что более рациональными являются профили швеллера, что не соответствует истинному распределению материала в плоскости поперечного сечения.

Удельный показатель $\frac{W}{A} \frac{1}{h}$ изменяется для

двутавровых профилей в узких пределах – от 0,328 до 0,343 (т.е. от 0,33 до 0,34). Отсюда следует, что рациональность распределения материала для всех двутавровых профилей примерно одинакова. Однако следует отметить, что удельный показатель $\frac{W}{A} \frac{1}{h}$ для швеллерных профи-

лей также находится в узких пределах – (от 0,31 до 0,32), однако этот показатель меньше чем для двутавровых профилей, т.е. распределение материала в двутавровых профилях более рационально, чем в швеллерных профилях.

Сравнение предлагаемого удельного показателя $\frac{W}{A} \frac{1}{h} \frac{A_{\text{ст}}}{A_{\text{п}}}$ для двутавровых и швеллер-

ных профилей показывает:

- распределение материала рациональней в двутавровых профилях (значение этого показателя соответственно для каждого номера двутавра и швеллера меньше у двутаврового профиля т.е. они тонкостеннее);
- рациональность профилей возрастает с увеличением высоты профиля.

Следует отметить, что показатель тонкостенности сечения $\frac{A_{\text{ст}}}{A_{\text{п}}}$ подобен показателю $\frac{W}{A}$

(см. табл. 1), предложенному в 1968 г. Бельгийской делегацией в Международной Организации Стандартизации (ISO), представляющему собой отношение момента сопротивления реального профиля к фиктивному моменту сопротивления той же высоты, что и действительный профиль, но у которого вся масса сосредоточена в полках, на расстоянии $e = 0,5h$ от нейтральной оси. В этом показателе принят фиктивный двутавр, не имеющий вертикальной стенки, что нельзя считать правильным. В нашем же случае двутавр представляется в виде реального профиля, у которого имеется реальная стенка.

Интересно провести сопоставление удельных показателей для двух швеллерных профилей, высотой 180 мм [18 (ГОСТ 8240) [18В (ГОСТ 5267) и двутаврового профиля № 18 (ГОСТ 8239).

Таблица 3

Удельные показатели швеллерных и двутавровых профилей

Наименование профилей	Удельные показатели			
	$\frac{W}{A}$, см	$\frac{W}{A^{3/2}}$	$\frac{W}{A} \frac{1}{h}$	$\frac{W}{A} \frac{1}{h} \frac{A_{ст}}{A_{п}}$
Двутавровая балка № 18	6,11	1,263	0,34	0,195
Швеллер № 18	5,845	1,285	0,325	0,221
Швеллер № 18В	5,846	1,002	0,325	0,197

Удельные показатели $\frac{W}{A}$ для швеллеров № 18 и № 18В одинаковы (5,845 и 5,846), а для двутавровой балки № 18 – больше (6,11). Это говорит о том, что «эффективность» или распределение материала в плоскости поперечного сечения швеллеров одинаковы, но они меньше чем у двутавровой балки № 18, т.е. рациональность распределения материала лучше у двутаврового профиля, чем у швеллерных профилей. Ту же картину, вполне естественно, показывает и удельный показатель $\frac{W}{A} \frac{1}{h}$. Однако показатель, предложенный Ложкиным Б.Г., дает иную картину – удельный показатель $\frac{W}{A^{3/2}}$ неодинаков для швеллерных профилей № 18 В (1,002) и № 18 (1,285), т.е. сопоставления приведенных значений свидетельствует о том, что рациональность профиля швеллера № 18 лучше, чем у № 18В. Полученный вывод не соответствует выводу, вытекающему из сравнения показателей $\frac{W}{A}$ и $\frac{W}{Ah}$, которые одинаковы для рассматриваемых профилей, т.е. что швеллерные профили равнозначны по рациональности распределения материала.

При сопоставлении удельных показателей $\frac{W}{A^{3/2}}$ для швеллера № 18 (1,285) и двутавровой балки № 18 (1,263) также следует неверный вывод о том, что в швеллере № 18 материал распределен рациональней, чем в профиле двутавровой балки № 18.

Предложенный нами показатель $\frac{W}{A} \frac{1}{h} \frac{A_{ст}}{A_{п}}$ объективно показывает рациональное распределение материала в плоскости поперечного сечения рассматриваемых профилей:

- в двутавровой балке № 18 (0,195) более рационально, чем в швеллерных профилях № 18 и № 18В (соответственно 0,197 и 0,221);

- в швеллере № 18В (0,197) более рационально, чем в швеллере № 18 (0,221). Действительно, масса полок у швеллера № 18В больше чем у швеллера № 18, а тонкостенность профиля швеллера № 18 В больше (0,606), чем у профиля швеллера № 18 (0,621).

Представляет интерес оценка экономичности профилей [18 и [18В при возможной замене одного из них в конструкции для обеспечения прочностных условий этой конструкции. Оба профиля могут быть применены в конструкции при требуемом расчетном значении $W_x = 121 \text{ см}^3$. Соответствующий вес погонного метра применяемых швеллеров: № 18 – $A = 20,7 \text{ см}$, № 18В – $A = 34,04 \text{ см}$. Применение швеллера № 18В взамен швеллера № 18 приведет к перерасходу стали:

$$\frac{31,04 - 20,7}{20,7} 100\% = 64,44\%.$$

При этом показатели экономичности («мерило экономичности») по Вахуркину одинаковы ($\frac{W}{A} = 5,845$), а профили – сопоставимы, поскольку имеют одинаковую высоту.

Выводы.

1. Экономичность профилей можно оценивать только по величине абсолютных или относительных значений разности их массы (площади поперечных сечений).

2. Удельный показатель экономичности $\frac{W}{A}$ следует считать только показателем эффективности профиля, показывающего величину момента сопротивления, приходящегося на единицу поперечного сечения профиля при условии равенства высот сравниваемых профилей.

3. Безразмерный удельный показатель $\frac{W}{A^{3/2}}$ не может служить показателем рациональности, распределения материала в плоскости поперечного сечения или экономичности профиля.

4. Безразмерный удельный показатель $\frac{W}{A} \frac{1}{h} \frac{A_{ст}}{A_{п}}$ объективно отражает рациональность анализируемых профилей.

- [1] Н.П. Мельников. Металлические конструкции: современное состояние и перспективы развития. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
- [2] В.М. Вахуркин. Вопросы теории построения сортаментов прокатных профилей. Вестник инженеров и техников, 1952. – № 2. – С. 68–72
- [3] Б.Г. Ложкин. Теоретические построения сортаментов фасонных профилей общего назначения. В тр. научно-технического совещания «Рационализация профилей проката». М.: Профиздат, 1956. – С. 11–20

Надійшла 21.12.2013 р.

ПОЗДРАВЛЯЕМ С 80-ЛЕТИЕМ

АНАТОЛИЯ ВИКТОРОВИЧА ПЕРЕЛЬМУТЕРА

видного ученого, доктора технических наук, члена Национального комитета Украины по теоретической и прикладной механике, действительного члена Академии строительства Украины, иностранного члена Российской академии архитектуры и строительных наук, действительного члена Международной академии наук комплексной безопасности

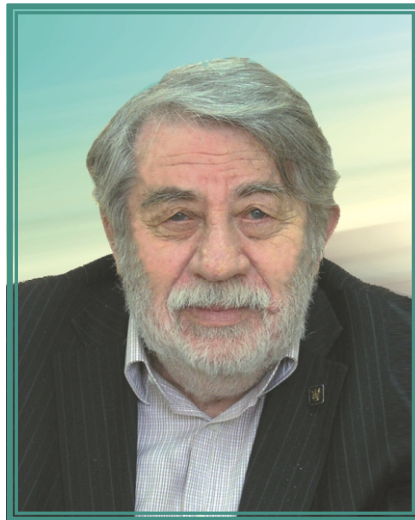
Анатолий Викторович родился 2 апреля 1933 года в г. Бар Винницкой области. После окончания Киевского инженерно-строительного института в 1955 г. как молодой специалист был направлен на работу в трест «Уралтяжтрубстрой». В 1957 г. перешел на работу в проектную контору «Проектстальконструкция» (ныне Украинский институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского), где и сформировался как инженер.

Основная инженерная деятельность А.В. Перельмутера связана с проектированием высотных сооружений. Он вел монтажные расчеты по Ленинградской телевизионной башне и руководил проектированием телевизионных башен в Тбилиси и Ереване. Конструктивное решение антенной части Тбилисской башни было повторено на многих телевизионных башнях, в том числе и на Киевской.

Много интересных разработок А.В. Перельмутера было реализовано при проектировании мачтовых систем. Кандидатскую диссертацию на тему: «Методы исследования прочности и устойчивости некоторых нелинейных стержневых систем (типа мачтовых конструкций)» он защитил в 1969 г. в институте «ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко». Его научным руководителем был д.т.н. Р.Р. Матевосян, один из основоположников качественных методов решения задач строительной механики на устойчивость и колебания. Идеи Р.Р. Матевосяна он неоднократно использовал в своих более поздних работах. Продолжая исследовать нелинейно-деформируемые системы, А.В. Перельмутер в 1987 г. защитил докторскую диссертацию «Теория систем с односторонними связями».

Возглавляя такое научное направление работы института «УкрНИИПроектстальконструкция», как усиление и реконструкция объектов строительства, Анатолий Викторович выполнил ряд работ по надежности и безопасности строительных конструкций. Путем разносторонних оценок им установлено, что в Украине находится в эксплуатации 35 млн. т. строительных конструкций. На этот количественный показатель опирается сейчас вся строительная наука Украины.

К этому направлению примыкает фундаментальная монография «Нагрузки и воздействия на здания и сооружения», подготовленная под общей редакцией



А.В. Перельмутера, выдержавшая четыре издания. Исследования данного цикла завершились разработкой основополагающих разделов Государственных строительных норм Украины «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований» и «Нагрузки и воздействия».

А.В. Перельмутер один из разработчиков программного обеспечения для электронных вычислительных машин. Наиболее значимой его работой является программная система SCAD, предназначенная для расчета широчайшего класса конструкций на персональных компьютерах. Эта система широко распространена в Украине и, особенно, в России, где она имеет сертификат Госстроя и Госатомнадзора.

Велика роль А.В. Перельмутера в принятии технического решения нового безопасного конфайнмента 4-го блока Чернобыльской АЭС. Это по его предложению конструкции конфайнмента рассчитывают на воздействие торнадо и учитывают динамические эффекты от схода снежных лавин с его покрытия.

Вершиной творчества А.В. Перельмутера можно считать трехтомную монографию «Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы», написанную им в соавторстве с известным санкт-петербургским ученым, д.т.н. В.И. Сливкером. Монография переведена на английский язык и в настоящее время публикуется издательством «World Scientific». Со Сливкером Анатолий Викторович работал и ранее. Четыре издания на русском языке и одно на английском выдержала их совместная книга «Расчетные модели сооружений и возможность их анализа».

А.В. Перельмутер соавтор нескольких учебников для вузов. Заинтересовавшись вопросом, кто изобрел двутавр, он написал интересную книгу «Очерки по истории металлических конструкций», в которой собрал много исторического материала, начиная от древних методов выплавки железа и заканчивая историей создания современных конструкций.

Пишет Анатолий Викторович, как и мыслит, легко и быстро. Он написал 28 книг и много статей в периодических изданиях.

Желаем Анатолию Викторовичу крепкого здоровья и творческого долголетия

ЕФЕКТИВНІ ТАВРОВІ ПРОГОНИ ДЛЯ ПОКРИТТЯ БУДІВЕЛЬ

При проектуванні виробничих будівель однією з важливих умов зниження їх вартості є раціональний вибір типу покриття, яке має бути економічним, надійним та довговічним. Найкращим вважається сумісне вентилязоване покриття з покрівлею з азбестоцементних хвилястих листів. Існує багато конструктивних рішень таких покриттів, проте, незважаючи на суттєві відмінності, їх можна поєднати в дві групи.

Перша – покриття з настилами, наприклад, залізобетонними ребристими плитами, *друга* – покриття з прогонним рішенням. Покриття другої групи при кроці каркаса 6 м більш економічні, оскільки відмова від залізобетонних плит покриття дає значне зменшення ваги, а також знижує витрати залізобетону. Зважаючи на те, що потреба в прогонах достатньо велика, зменшення їх маси є актуальною проблемою.

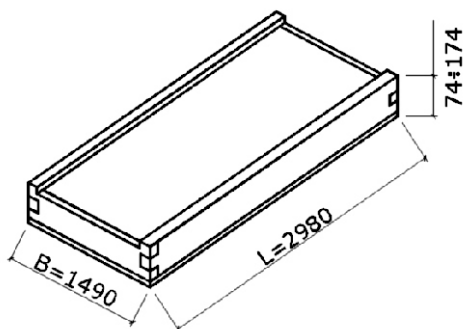


Рис. 1. Плита покриття типу «сандвіч» з обшивкою з азбестоцементних, дерево-волокнистих плит та утеплювача з фенольного пінопласту



В.М. Першаков

професор кафедри реконструкції аеропортів та автошляхів Інституту аеропортів Національного авіаційного університету, д.т.н.

Аналіз 37 існуючих конструктивних рішень залізобетонних прогонів показав, що вони мають як постійний переріз по всій довжині, так і підрізання в опорних частинах, яку виконують тільки в прогонах таврового перерізу. Встановлено, що найменш матеріаломісткими та найбільш економічними є конструкції таврових залізобетонних прогонів ПЖТ, які охоплюють необхідний діапазон навантаження. При застосуванні конструкції покриття із плит АКД (рис. 1) та залізобетонних таврових прогонів ПЖТ, розташованих по скату через 3 м, ефект досягається за рахунок: зменшення будівельної висоти та ваги покриття, кількості монтажних елементів, зменшення матеріаломісткості залізобетонних прогонів покриття, зменшення трудомісткості та вартості. Прогони можуть експлуатуватися в будівлях як з неагресивним середовищем, так і зі слабким та середнім агресивними середовищами [1, 2].

Прогони армовані плоскими зварними каркасами як однопрогонові балки завдовжки 6,0 та 5,5 м. Вони мають тавровий профіль перерізу з полицею в стиснутій зоні та підрізання в опорних частинах (рис. 2).

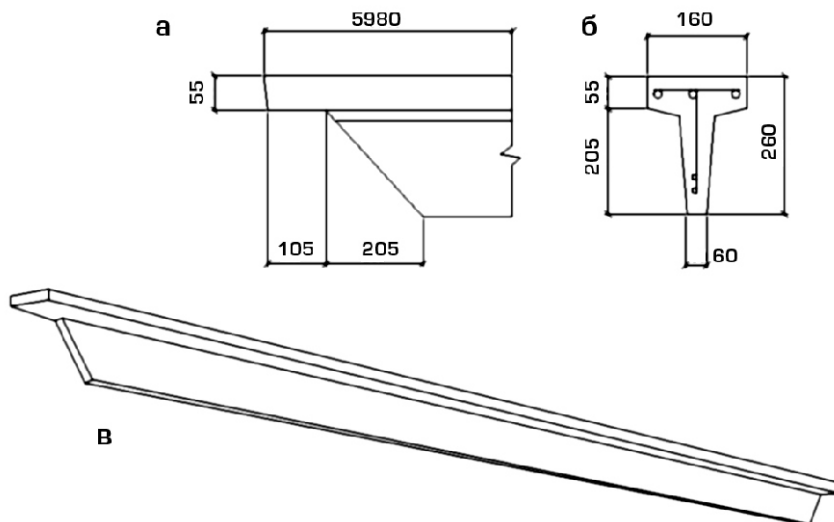


Рис. 2. Залізобетонний тавровий прогін типу ПЖТ:

- а – опорна частина з підрізанням;
- б – поперечний переріз;
- в – загальний вид

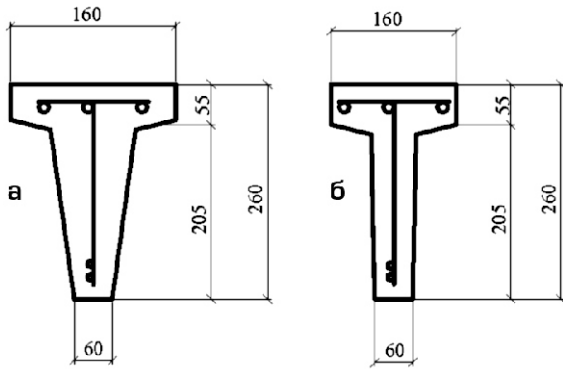


Рис. 3. Поперечний переріз прогонів:
а – з технологічними ухілами; б – без технологічних ухілів

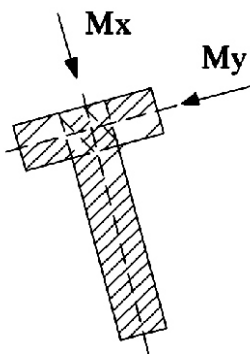


Рис. 4. Спрощена схема роботи прогону на косий згин

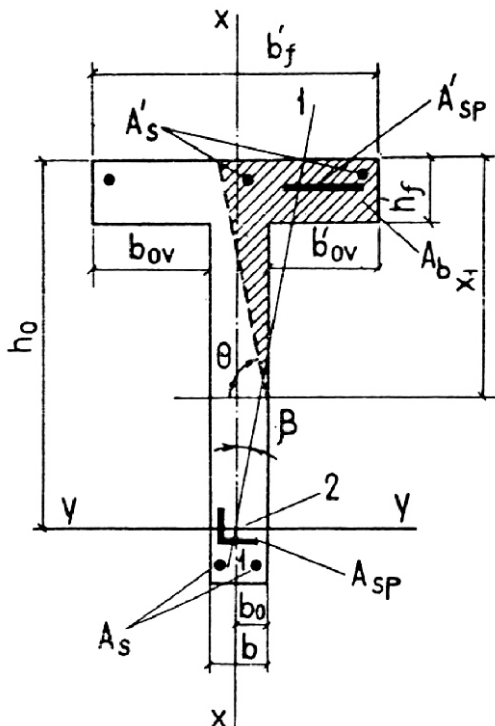


Рис. 5. Форма стиснутої зони в поперечному перерізі таврового залізобетонного елемента, що працює на косий вигин:
1–1 – площина дії згинального моменту;
2 – точка прикладення рівнодіючої зусиль у розтягненій арматурі

Технічна характеристика прогонів: довжина 5980 мм, об'єм бетону 0,124 м³ (без технологічних ухілів); 0,133 м³ (з технологічними ухілами); клас бетону В30; поздовжня арматура класу А-III (рис. 3).

Якщо підрізання опорної частини прогону, яка призначена з умов її роботи на поперечну силу, виконане вище полиці таврового перерізу, тоді конструкція арматурних каркасів та опалубки стає більш складною. При розробленні конструкції прогону типу ПЖТ використовують відмінні від існуючих методи конструювання опорних частин та розрахунку на косий згин.

Детальному розрахунку прогонів передують вибір їх геометричних розмірів з огляду на простоту виготовлення та зменшення маси у порівнянні з відомими рішеннями. Розрахунок на косий згин проводили за спрощеною схемою, як для двох з'єднаних самостійних елементів прямокутного перерізу, кожен з яких працює у відповідній площині (рис. 4).

При розрахунку на косий згин перевіряли роботу тільки полиці тавра на дію згинального моменту від скатної компоненти рівномірно розподіленого навантаження. Для виявлення несучої здатності при згині розраховують тавровий переріз із умови [1]

$$R_s A_s \quad R_{sc} A_s . \quad (1)$$

При розрахунку таврових перерізів елементів, що працюють на косий вигин, приймається форма стиснутої зони (рис. 5).

При цьому має задовольнятися умова

$$M_x \quad R_b [S_{ov,x} \quad A_{web} (h_0 \quad x_1/3)] \quad R_{sc} S_{sx} \quad s_c S_{spx} , \quad (2)$$

де M_x – складова згинального моменту в площині осі x (x і y – дві взаємно перпендикулярні осі, що проходять через точку прикладення рівнодіючої зусиль у розтягненій арматурі, паралельно до сторін перерізу; для перерізу з полицею вісь x приймається паралельною до площини ребра);

$$A_{web} \quad A_b \quad A_{ov} , \quad (3)$$

A_b – площа стиснутої зони бетону, що дорівнює:

$$A_b = \frac{s_b R_s A_{sp} \quad R_s A_s \quad R_{sc} A_s \quad s_c A_{sp}}{R_b} ; \quad (4)$$

A_{ov} – площа перерізу найбільш стиснутого звису полиці; x_1 – розмір стиснутої зони бетону на найбільш стислій стороні перерізу, визначається за формулою

$$x_1 = t \sqrt{t^2 + 2A_{web} \operatorname{ctg} \alpha}, \quad (5)$$

$$\text{тут } t = 1,5 \frac{S_{ov,y} \operatorname{ctg} \alpha + S_{ov,x}}{A_{web}} b_0 \operatorname{ctg} \alpha + h_0; \quad (6)$$

$S_{ov,x}$ – статичний момент площі A_{ov} в площині осі x відносно осі y ; $S_{ov,y}$ – те саме, в площині осі y щодо осі x ; b_0 – відстань від рівнодіючої зусиль у розтягненій арматурі до найбільш стиснутої бічної сторони перерізу (грані ребра); α – кут нахилу площини дії згинального моменту до осі x , тобто $\operatorname{ctg} \alpha = M_x / M_y$; S_{sx} , S_{spy} – статичні моменти площі перерізу відповідно ненапруженої і напруженої арматури S щодо осі y .

У нижній частині стінки тавра та його полиці були влаштовані арматурні стрижні однакового діаметра. Детальний розрахунок прогонів за деформаціями та розкриттям тріщин, а також випробування показали, що прийнятий переріз та армування забезпечують їх надійну роботу в умовах експлуатації.

Переріз прогонів представлений у робочих кресленнях двома варіантами, які визначають їх виготовлення як у касетних формах без відкидних бортів із технологічними ухилами, так і в формах із відкидними бортами без технологічних ухилів.

При розробленні прогонів головна увага приділялась зниженню їх ваги, зменшенню висоти опорної частини та простоті виготовлення – висота таврового перерізу мала задовольняти вимоги з деформування та щодо ширини розкриття тріщин; ширина полиці повинна гарантувати роботу прогону на косий згин та забезпечувати надійність елементів покриття; товщина стінки та полиці тавра, величина захисних шарів поздовжньої та поперечної арматури повинна враховувати можливість експлуатації прогонів в агресивних середовищах.

Розрахунок прогонів за спрощеною схемою виконували за такими характеристиками: на дію згинального моменту від повного навантаження для таврового перерізу без урахування стисненої арматури; на дію скатної компоненти від повного навантаження для прямокутного перерізу, армованого в розтягнутій і стиснутій зонах стрижнями однакового діаметра. Детальний розрахунок прогонів на косий згин проводили для таврового перерізу, армованого в розтягненій та стиснутій зонах.

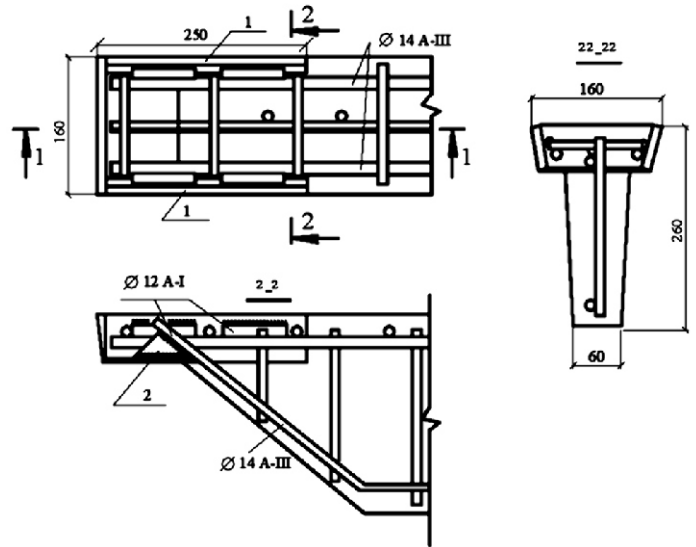


Рис. 6. Армування опорного вузла прогону ПЖТ 6-500:

- 1 – сталеві пластини 55 10 250 мм,
- 2 – сталеві пластини 90 5 128 мм

При розрахунку опорних частин прогонів (рис. 6) за спрощеною схемою враховували тільки роботу металевої закладної деталі (роботу бетону не враховували). Схема розрахунку наближена, тому опорні частини запроєктовані з додатковим запасом, що гарантує їх надійну роботу.

Розрахунок прогонів за деформаціями (для прямокутного перерізу) та розкриттям тріщин виконували згідно з методикою чинних норм.

Розрахунки за міцністю показали, що наближений та точний методи розрахунку дають практично однакові результати. Це свідчить про доцільність використання наближеного методу для пошуків оптимального рішення перерізу та армування залізобетонних елементів, що працюють на косий згин.

Перевірка міцності перерізу показала, що $M_c > M_q$, де M_c – несуча здатність перерізу за згинальним моментом; M_q – згинальний момент від дії навантаження. З цього випливає, що міцність перерізу забезпечена.

Згідно з результатами розрахунку за деформаціями з урахуванням діючих навантажень визначений відносний прогин, який складає $f = 1/150l$, тобто значно менше нормованого. Розрахунок за розкриттям тріщин виявив ширину їх розкриття, яка дорівнює $a_{cr} = 0,15$ мм, що менше ніж регламентується нормами.

Конструкцію залізобетонного таврового прогону зі скошеною полицею для холодних і

теплих покриттів будівель із азбестоцементною покрівлею (рис. 7) укладають на несучі конст-

рукції каркаса з кроком 3 м у разі теплих покриттів та 1,5 м – холодних.

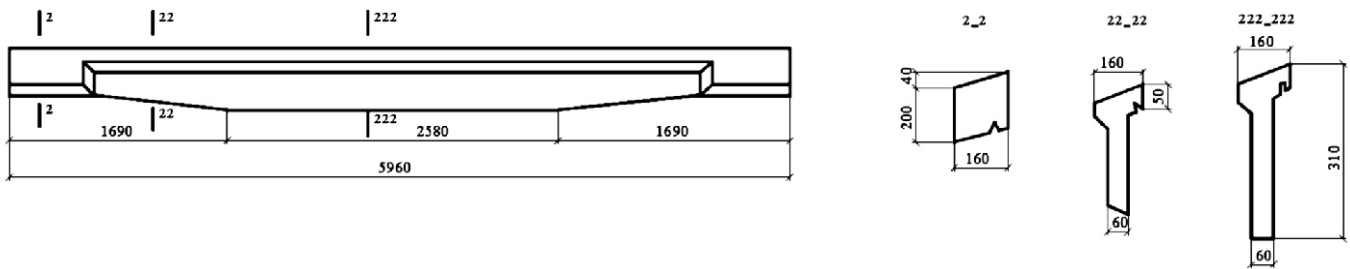


Рис. 7. Залізобетонний прогін із скошеною полицею

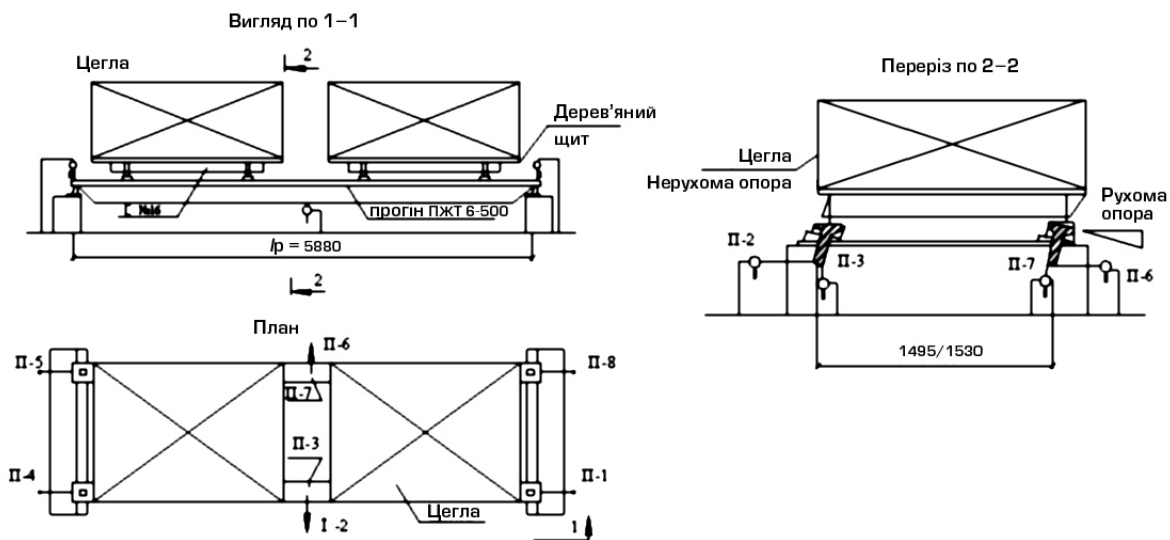


Рис. 8. Схема навантаження та розташування приладів при випробуванні залізобетонних прогінів

Результати досліджень залізобетонних прогінів типу ПЖТ

Прогони	Організація, що виконувала дослідження	Фактична міцність бетону/ границя текучості арматури	Вертикальне переміщення прогону при нормативному навантаженні, мм	Максимальне розкриття тріщин на рівні арматури при нормативному навантаженні, мм	Дослідне руйнуюче навантаження/ розрахункове навантаження	Випробування несучої здатності приопорних ділянок прогінів
ПЖТ-6- 500	НДІБК Гіпрооргсільбуд, Вінницький ОМКБ	$\frac{300}{1530}$	22,2 12,65 26,9	0,12	$C \frac{705}{509}$ 1,41	Руйнування прольотної частини прогону. Текучість розтягнутої арматури з наступним руйнуванням стиснутої зони бетону
ПЖТ-6- 600	Гіпрооргсільбуд, Вінницький ОМКБ	$\frac{280}{4600}$	12,68 9,0 16,50	0,07	$C \frac{870}{600}$ 1,45	Руйнування прольотної частини прогону. Текучість розтягнутої арматури з наступним руйнуванням стиснутої зони бетону
ПЖТ-6-500	Гіпрооргсільбуд, Вінницький ОМКБ	$\frac{385}{4530}$	—	0,1–0,15	$C \frac{1190}{500}$ 2,38	Руйнування зварних ділянок прогінів по похилих перерізах від точок прикладання навантажень під кутом 45°. Текучість розтягнутої арматури з наступним руйнуванням стиснутої зони бетону

Конструкція прогону має такі параметри: довжина – 6 м, вага – 400 кг, клас бетону – В35.

Використовують два типи робочої арматури: ненапружену зі сталі класу А-III та попередньо напружену зі сталі класів А-IV, А-V. Витрати матеріалів становлять: бетон – 0,16 м³, сталь залежно від несучої здатності та виду арматури – 23,9–34,3 кг.

Особливістю конструкції є скошена полиця відносно ребра та наявність підрізання на опорах для зниження висоти приміщення. Прогони розраховані під навантаження від 2,5 до 10,5 кН/м та можуть використовуватися в будь-якому сніговому районі країни. В експлуатаційних умовах у результаті нахилу 1:4 повздовжньої площини прогону відносно до площини дії навантаження прогін сприймає дію косоного згину.

Для імітації такого згину створена спеціальна випробувальна установка, яка дозволяє одночасно проводити випробування двох прогонів. При цьому кожен прогін встановлено на каткові шарніри, один із яких є рухомим уздовж осі прогону. Відстань між осями прогонів складала 1485–1515 мм. Нахил повздовжньої поверхні прогонів до вертикалі мав кут зі співвідношенням сторін 1:4 (рис. 8).

Для створення навантаження використовували попередньо зважену цеглу, яку укладали рядами на два деревометалевих майданчика, які, в свою чергу, опиралися на випробувані прогони через каткові шарніри, частина яких була рухомою в горизонтальному напрямі. Така система опираючі забезпечувала вільне переміщення осей прогонів у поперечному вертикальному і горизонтальному напрямках.

Навантажували прогони ступенями по 60 кг. Після прикладання кожного ступеня навантаження витримували п'ять хвилин для зняття показників із вимірювальних приладів. Нормативне навантаження витримували протягом 30 хв. Вертикальні та горизонтальні поперечні осі посередині прогонів, а також осідання опор контролювали прогиномірами системи Аістова. Ширину розкриття тріщин у бетоні вимірювали за допомогою мікроскопа МПБ-2.

Основні результати випробувань прогонів, що приведені в таблиці, показали їх відповід-

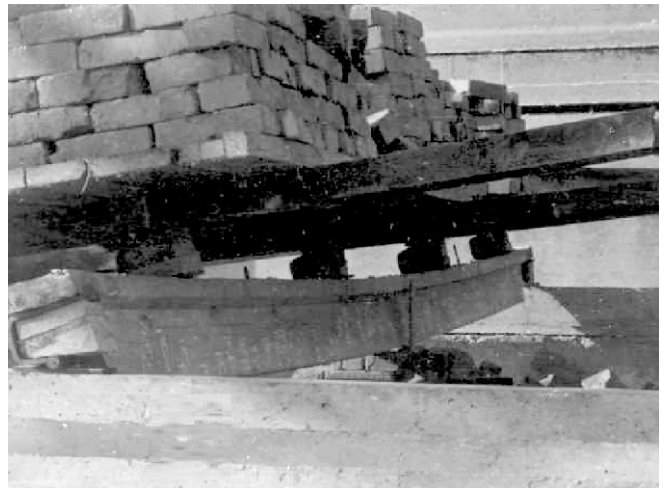


Рис. 9. Залізобетонні таврові прогони під час випробувань

ність вимогам чинних норм за міцністю, жорсткістю та тріщиностійкістю (рис. 9).

Прогони завдовжки 6 м виготовляли касетним методом (по 8 шт у кожній формі) та впроваджували при будівництві виробничих будівель із полегшеним покриттям (плити АКД, азбестоцементні хвилясті листи, мінеральний утеплювач).

Висновки. Найменш матеріаломісткими і найбільш економічними є конструкції таврових залізобетонних прогонів ПЖТ, що розроблені інститутами «Гипрооргсельстрой», «ЦНИИЭП-сельстрой», «НИИЖБ», «УкрНДДіпросільгосп» (за участю автора) та «Укрколгосппроект». Прогони завдовжки 6,0 і 5,5 м під навантаження 2,5; 3,75; 5,0 і 6,0 кН/м пройшли усі стадії розробки, експериментально апробовані, внесені до каталогів і рекомендовані до використання у покриттях сільськогосподарських виробничих будинків України.

-
- [1] *Першаков В.М.* Автореферат докторської дисертації. Створення ефективних типів залізобетонних рамних конструкцій з несучими елементами змінного перерізу. – К.: КНУБА, 2012. – 40 с.
- [2] *Першаков В.М.* Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам. Монографія. – К.: Книжкове видавництво НАУ, 2007. – 301 с.

Надійшла 08.01.2013 р.

КОМПЛЕКСНАЯ РЕКОНСТРУКЦИЯ С СОЗДАНИЕМ УНИКАЛЬНОГО ВАНТОВО-ПОДВЕСНОГО НАВЕСА НАД ЗРИТЕЛЬСКИМИ ТРИБУНАМИ НСК «ОЛИМПИЙСКИЙ»

Реконструкцию НСК «Олимпийский» в г. Киеве можно считать одной из знаменательных вех на пути создания в Украине футбольных стадионов, соответствующих современному мировому уровню.

Следует отметить, что НСК «Олимпийский», как и «Донбасс-Арена» и «Арена-Львов», сооружались с привлечением иностранных проектных фирм, что позволило достаточно глубоко познакомиться с передовыми зарубежными достижениями в этой области.

Среди названных стадионов безусловный интерес вызывает НСК «Олимпийский», на котором в наибольшей мере были применены передовые технологии, оригинальные конструктивные решения навеса над трибунами, современные способы строительства. НСК «Олимпийский» – очень сложный объект как в плане градостроительной и гидрологической ситуаций, так и относительно принятых конструктивных решений (в Украине еще не возводились такие масштабные висячие системы с тентовым покрытием).

Если говорить об архитектурно-планировочных решениях, то вопрос о возведении стадиона на этом месте рассматривался ещё в 1914 г., однако тогда помешала Первая мировая война. Строительство стадиона началось в 1936 г. рядом с расположенной более старой ареной «Красный стадион», открытой в 1923 г. Вместимость нового стадиона должна была составлять 50 тысяч зрительских мест. Открытие стадиона было намечено на 22 июня 1941 года, но состоялось только 22 июня 1946 года.

В 1966–1968 гг. на киевском Центральном стадионе был достроен верхний ярус трибун по проекту архитектора М.И. Гречины. Это позволило увеличить количество зрительских мест до 100 тысяч человек. Согласно современным нормативным требованиям и правилам УЕФА, болельщики должны иметь возможность покинуть трибуны за восемь минут, а в течение 15–20 минут – территорию стадиона. Однако, архитектурно-планировочные решения стадиона после предпоследней реконструкции 1978 г.



Ю.И. Серегин

ПТ АБ «Ю. Серегин»,
заслуженный архитектор Украины,
лауреат Государственных премий
Украины в области архитектуры



И.Н. Лебедич

заведующий отделом новых типов
конструкций ТОВ «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского»,
заслуженный строитель Украины,
лауреат Государственной премии
Украины в области архитектуры, к.т.н.



И.Д. Козявкин

ЧП «Коматек»,
заслуженный строитель Украины

(которая осуществлялась для проведения «Олимпиады-80») не обеспечивали возможности «разгрузить» от зрителей одновременно нижний и верхний ярусы трибун. Зрители второго (верхнего) яруса были вынуждены ждать, пока не разойдутся зрители нижнего яруса.

Со времени последней реконструкции стадиона, которая проводилась в 1997–1998 гг. (рис. 1), существенно повысились требования к комфортности зрительских мест. Однако основная задача – решение генерального плана с учетом загрузочно-эвакуационной проблемы многотысячного спортивного сооружения в условиях переуплотненного исторического центра г. Киева – оставалась нерешенной.

Проблема усложнялась еще и тем, что Спортивная площадь перед стадионом (она же Троицкая) начала застраиваться коммерческо-развлекательными комплексами, перекрывающими основные пути эвакуации со стадиона. Эта проблема была решена только после принятия (по настоятельному требованию УЕФА) ре-



Рис. 1. НСК «Олимпийский» до начала реконструкции



Рис. 2. Общий вид стадиона по проекту немецкой фирмы GMP

шений на высшем уровне о сносе уже почти законченного строительством торгово-офисного комплекса перед стадионом.

В конечном итоге удалось организовать перераспределение потоков зрителей и согласовать схему загрузки и эвакуации со всеми заинтересованными организациями. Порядка 20 % зрителей решено было направить на ул. Димитрова и б-р Леси Украинки мимо Федерации футбола Украины (ФФУ), гостиницы «Киевская Русь» и музея «Київська фортеця».

Вторая проблема, с которой пришлось столкнуться проектировщикам, – это рельеф. Стадион непосредственно примыкает к склонам Черепановой горы, которая представляет собой сплошной оползневый массив.

Проблемой также являлось отсутствие круговой объездной дороги вокруг стадиона, по которой могли бы подъехать спецтехника, органы правопорядка, скорая помощь, пожарная служба. В процессе проектирования существенно был пересмотрен генеральный план. Пришлось значительно подрезать склоны горы для орга-

низации объездной дороги и выходов зрителей в сторону гостиницы «Киевская Русь», музея «Київська фортеця» и ФФУ – Лабораторного переулка и ул. Димитрова. Были сделаны подпорные стены, к которым сбоку примыкала терраса объездной дороги. Изменение ситуации в окружающей застройке, а также удаление с Троицкой площади торгового центра дало возможность обеспечить нормативное время заполнения и эвакуации стадиона.

Генеральным проектировщиком НСК «Олимпийский» выступила немецкая фирма «GMP von Gerkan Marg und Partner», которая специализируется на возведении стадионов. Киеву была предложена архитектурно-конструктивная идея тентового висячего навеса над трибунами, подобная той, которая реализована при реконструкции стадиона в

г. Берлине (рис. 2).

Заключенный с Украиной контракт на разработку проекта реконструкции предполагал масштабное участие украинских организаций в проектировании и реализации проекта.

Главным адаптором немецкого проекта с украинской стороны выступило проектно-технологическое архитектурное бюро «Ю. Серегин» с партнерами, которые обеспечили адаптацию разработанных иностранными исполнителями архитектурных, технологических и конструктивных решений к законодательству и строительным нормам Украины и разработку рабочей документации. Для адаптации немецкого проекта навеса был привлечен Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского, который также принял участие в разработке определенного объема рабочей документации. Названные украинские организации уже имели значительный опыт проектирования и строительства стадионов и крупных спортивных сооружений.

Рассмотрим основные архитектурно-планировочные, технологические и конструктивные проблемы, которые необходимо было решить при реконструкции НСК «Олимпийский».

Загрузочно-эвакуационная безопасность. Сегодня в мире этому вопросу уделяют особое внимание. Существуют международные требования относительно периода времени, необходимого для: заполнения стадиона – за 1 ч до начала игры; эвакуации зрителей с трибун за фасад здания – 8 мин; эвакуации с трибун стадиона – 15–20 мин.

Исходя из требований УЕФА и схемы загрузки были расставлены турникеты в полный рост.

Немецкие проектировщики рассчитывали эвакуацию по своим математическим методам. Есть аналогичные программы и у нас. В НИИ пожарной безопасности в свое время был произведен расчет эвакуации для стадиона в Днепропетровске. Для НСК «Олимпийский» немецкой стороной были выполнены необходимые расчеты и симулятивный просчет эвакуации. С помощью компьютерной программы были смоделированы места наибольшего скопления людей, исходя из чего в проекте увеличивались проходы, предусматривались дополнительные мероприятия и т.п. Во многих странах такие расчеты выполняются для всех крупных сооружений, при этом эвакуационные коридоры продумываются таким образом, что если вдруг человеку стало плохо, он может отойти в сторону, т.е. движение человеческого потока не может при панике быть регламентированным, оно должно «пульсировать».

Все выше рассмотренное относится и к безопасности посетителей стадиона. Кроме того, для обеспечения безопасности зрителей-инвалидов, спортсменов, судей, прессы и VIP-гостей выдвигается ряд дополнительных требований, а именно: пути движения зрителей, инвалидов, спортсменов, судей, прессы, VIP-гостей и президентской свиты не должны пересекаться. Для всех этих категорий посетителей предусмотрены независимые пути движения и места парковки транспорта.

Для проведения послематчевой встречи спортсменов, тренеров и судей с прессой предусмотрена т.н. mix-зона (для проведения блиц-интервью) и пресс-центр (для проведения послематчевых встреч).

Для безопасности президента и сопровождающих его лиц предусмотрена ложа и все необходимые помещения со своими лестницами и лифтами, обеспечивающими связь с президентским паркингом. Паркинг имеет два независимых выезда. При президентской ложе предусмотрена сейф-комната.

Антитеррористическая безопасность. Для организации работ спецподразделений силовых структур предусмотрено помещение с хорошим обзором спортивной арены. Система видеонаблюдения, специальных датчиков для контроля ключевых точек позиций сводится на этот командный пункт. На территории стадиона для быстрого реагирования предусмотрены площадки для размещения спецавтобусов с антитеррористическими подразделениями.

Во избежание ситуации, когда вследствие большого скопления людей с мобильными телефонами операционная связь начинает давать сбои, в помещениях стадиона предусмотрено оборудование, обеспечивающее надежную связь всех операторов. Это важно в условиях паники.

Инженерная безопасность. Во-первых, необходимо отметить, что территория НСК «Олимпийский» – это настоящий «проходной двор». За 60-летнюю историю здесь уложено множество инженерных коммуникаций, и при этом большинство из них не имеют никакого отношения к спорткомплексу.

Чтобы приступить к его реконструкции, необходимо было вынести и переложить десятки мощных инженерных коммуникаций. Для этого пришлось построить три подземных проходных тоннеля, а также перенести часть Прозоровского ливневого коллектора, на котором, как оказалось, 40 лет стояли железобетонные конструкции северо-западных секторов 2-го яруса трибун.

Прямо под стадионом на глубине порядка 20–30 м под уровнем футбольного поля подземным способом проложено два канализационных коллектора, при этом был выполнен расчет воздействий на эти коллекторы и разработаны рекомендации по усилению и безопасной их эксплуатации.

Учитывая уникальность объекта и сложную гидрогеологическую ситуацию, силами ведущего в Украине института «УкрНИИводоканалпроект» были выполнены гидрогеологические исследования и расчет воздействий на спорткомплекс и окружающую застройку.

Ситуация усугублялась неудачным решением водопонижения вокруг возводившегося на Спортивной площади рядом со стадионом «Троицкого торгово-развлекательного центра» – устройством кольцевого дренажа с принудительным водостоком через насосную станцию в Прозоровский коллектор. Неудачность решения заключалась в том, что чем больше будет откачиваться подземной воды, тем больше ее будет поступать с Черепановой горы. При этом будет происходить активное вымывание грунтов. Гидротехниками было принято решение сделать естественную систему дренажей, чтобы сливать воду в коллектор без использования насосов. Кроме этого выполнена надежная гидроизоляция всех подземных сооружений.

Все общественные помещения стадиона оборудованы водяными системами пожаротушения, противопожарными и противодымными шторами, системами дымоудаления. Кроме этого нижняя поверхность трибун также защищена спринклерной системой автоматического водяного пожаротушения.

Неблагоприятное расположение стадиона в непосредственной близости к оползнеопасной Черепановой горе усиливалось сложной гидрогеологической обстановкой – уровень грунтовых вод всего на 0,5 м ниже травяного газона футбольного поля. Более того, вся масса грунтовых вод движется с Черепановой горы через чашу стадиона и Троицкую площадь в сторону ул. Красноармейской к ливнесточному Прозоровскому коллектору.

Для обеспечения сейсмической устойчивости в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» было выполнено сейсмическое микрорайонирование (в районе футбольного поля сейсмика составила 7 баллов) с необходимым комплексом расчетов и мероприятий, обеспечивающих сейсмическую устойчивость конструкций и сооружений в целом.

Железобетонные конструкции. При проведении международного тендера на лучший проект реконструкции стадиона НСК «Олимпийский» рассматривались различные концепции: полностью снести существующие строения, освободить площадку и возводить современный стадион с нуля, что не связывало бы архитекторов в выборе архитектурно-планировочных решений, или сохранить существующие

конструкции, в частности, второго яруса трибун, что, как представлялось, позволило бы сократить как стоимость сооружения, так и время строительства.

В результате конкурсного отбора предпочтение было отдано именно второму подходу к реконструкции, т.е. подтрибунные конструкции и верхний ярус трибун в значительной мере были сохранены. Институтом НИИСК было проведено тщательное обследование конструкций (фундаменты под железобетонные пилоны, пролетные ригели и складки трибун) и выявлено, что складки трибун не удовлетворяют современным требованиям по огнестойкости и, частично, по несущей способности. Пожарным требованиям не отвечали также пилоны трибун верхнего яруса. Фундаменты под опоры требовали усиления для восприятия увеличенных нагрузок по новым нормативам, включающим учет сейсмической нагрузки 6 баллов.

Конструкции трибун нижнего яруса было решено полностью заменить в связи с изменением как архитектурно-планировочных решений для спортивной арены, так и профиля трибун. При реконструкции верхнего яруса трибун было решено ограничиться реставрацией железобетонных складок, реставрацией (или заменой) закладных для железобетонных ригелей, нанесением огнезащитных покрытий на существующие пилоны под трибунами второго яруса.

Что касается фундаментов, то здесь были проведены масштабные работы по усилению фундаментных опор 2-го яруса трибун микросваями 310–420 мм, длиной 9–12 м (по проекту НИИСК, по технологии КНУСА).

Полностью была перестроена зона верхних и нижних трибун западного сектора. Здесь была запроектирована VIP-зона, которая представляет собой 4-этажное каркасное сооружение с элементами трибун, размещенное своим основанием на 4 м ниже уровня футбольного поля.

Трудной задачей для проектировщиков оказалось создание фундаментов под 80 металлических колонн опорного контура навеса над трибунами. После рассмотрения различных вариантов пришли к выводу, что можно обойтись без устройства отдельных фундаментов для этих колонн. Все опоры контура навеса установили на монолитно-каркасные конструкции подтрибунного пространства и подземных туалетов.

Вантово-подвесная система навеса над трибунами. Принципиальная схема навеса представляет собой вантово-подвесную двухъярусную систему, подвешенную на внешний опорный контур, опирающийся на 80 периферийных колонн, связанных между собой контурными кольцевыми поясами в двух уровнях по высоте (рис. 3).

Ванты нижнего пояса располагаются непосредственно над трибунами и именно на них закрепляется тканевое полотно мембранного покрытия общей площадью около 45 тыс. м².

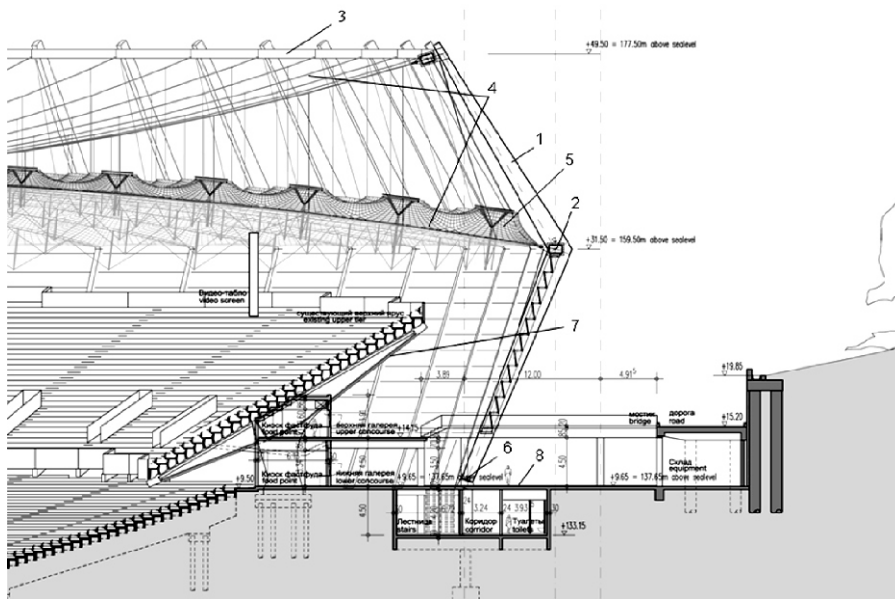


Рис. 3. Конструктивная схема (поперечный разрез):

- 1 – колонны несущего каркаса; 2 – нижний кольцевой пояс; 3 – верхний кольцевой пояс;
- 4 – вантовая система навеса; 5 – мембранное покрытие; 6 – опорные шарниры колонн;
- 7 – верхний ярус трибун; 8 – железобетонные конструкции подтрибунных помещений



Рис. 4. Фрагмент несущего каркаса навеса (в процессе монтажа)

Вылет вантовых ферм от внешнего до внутреннего опорного контура составляет от 65 до 69 м.

В соответствии с принятой расчетно-конструктивной схемой колонны опираются внизу на железобетонные конструкции чаши стадиона шарнирно. Нижний кольцевой контур вантовой системы соединяется с колоннами жестко, верхний – подвешивается к верхушкам колонн шарнирно (в плоскости вантовых ферм).

В соответствии со статической схемой работы несущего каркаса наружные верхний и нижний кольцевые контуры от тяжения вант всегда будут испытывать сжатие, которое может достигать 50000 кН. Со стороны спортивной арены вантовая система примыкает к внутреннему контурному кольцу. Внутренний кольцевой контур будет всегда растянутым. Растягивающие усилия в нем могут достигать 55000 кН. Конструктивно внутренний кольцевой контур запроектирован в виде пучка мощных тросов.

Колонны, поддерживающие навес, имеют ломаную конфигурацию по высоте (перелом – в сторону трибун в уровне нижнего контурного кольца). Высота нижнего участка колонн – около 22 м, верхнего (над нижним кольцом) – 18 м (рис. 4).

Несущей системой покрытия являются радиальные ванты верхнего пояса, которые подвешиваются к верхушкам колонн (на высоте 40 м), а другими концами закрепляются к внутреннему кольцевому контуру.

К верхним несущим вантам с помощью вертикальных оттяжек по длине пролета подвешиваются радиальные ванты нижнего пояса, которые ниже, на высоте 22 м, также крепятся к колоннам. С другого конца ванты нижнего пояса крепятся к внутреннему кольцевому поясу. Таким образом, создается система из 80-ти ра-



Рис. 5. Вантово-тентовое покрытие над трибунами (в процессе возведения)



Рис. 6. НСК «Олимпийский» после реконструкции

диальных вантовых ферм (по числу колонн). В уровнях подвески верхних и нижних тросов вантовых ферм колонны по кольцевому контуру объединяются распорными балками, образующими упомянутые выше мощные верхнее и нижнее контурные распорные кольца.

Колонны, расположенные с шагом около 10,5 м, с заземленными в них секциями нижнего опорного кольца образуют жесткую пространственную рамную систему, которая, будучи объединенной преднапряженной тросовой системой покрытия, обеспечивает устойчивость всей системы.

Собственно покрытие (мембрана) запроектировано в виде тентовой конструкции со шпренгельными подпорками для придания тканевой поверхности (по секциям) впарушенной формы (для отвода воды и создания преднапряжения в полотнищах для стабилизации формы). В центрах каждой из секций мембраны, где устанавливаются шпренгельные подпорки, предусмотрено устройство купольных фонарей («зонтиков») из прозрачной полимерной пленки.

Тентовая мембрана изготовлена из тканевого материала на стекловолоконистой основе, ламинированного тефлоном с обеих сторон (рис. 5).

В конструктивном отношении система навеса, безусловно, является сложной из-за больших размеров элементов и деталей. Так, вес элемента колонны в сборе (на всю высоту) достигает 50 т. Внешние контурные кольца представляют собой сварные из листового проката элементы коробчатого профиля габаритом 800 1200 мм при толщинах стенок от 30 до 70 мм. Тросы, применяемые для радиальных вантовых ферм, имеют диаметры сечений от 55 до 85 мм. Внутреннее тросовое контурное кольцо состоит из канатов диаметром 90 мм.

Проект весьма жестко регламентировал допуски на изготовление и монтаж конструкций. В связи с чем изготовителю металлических конструкций – заводу «Мастер-Профи Украина» – пришлось очень серьезно поработать над комплектацией соответствующего технологического оборудования и разработкой технологии изготовления и монтажа. Была создана специальная оснастка и сборочные стенды, позволяющие контролировать достижение нужной точности. Конструктивная система навеса, без сомнения, является уникальной, как и сам монтаж такой системы.

Для установки и выверки опорного контура была разработана специальная монтажная оснастка. Проектом производства работ предусматривалось укрупнение колонн на полную длину – более 40 м на монтажной площадке. Монтаж стального каркаса производился гусеничным краном грузоподъемностью 600 т. Тросовая система собиралась на земле в зоне футбольного поля и поднималась в проектное положение гидравлическими домкратами целиком в сборе, что обеспечивалось компьютерным сопровождением этого уникального подъема, который длился около недели.

Общий вид НСК «Олимпийский» после реконструкции показан на рис. 6.

И.Н. Лебедич, Ю.И. Серегин Вантово-подвесное покрытие над трибунами стадиона «Олимпийский» в г. Киеве // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010 – № 3. – С. 8–13.

Надійшла 23.10.2012 р.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СТАЛЬНЫХ НАЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ ХВОСТОВЫХ ХОЗЯЙСТВ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНЫХ КОМБИНАТОВ УКРАИНЫ

На территории хвостовых хозяйств горно-обогатительных комбинатов Украины используются различные трубопроводы, протяженность которых составляет многие десятки километров. По назначению они подразделяются на водоводы оборотной воды, по которым осветленная вода из пруда-отстойника подается на обогатительную фабрику, водоводы технической воды, обеспечивающие нормальную эксплуатацию насосных, пульпонасосных и дренажных станций, водоводы дренажных вод, по которым вода, поступающая из различных дренажей, возвращается в хвостохранилище и, наконец, пульповоды, по которым хвостовая пульпа от обогатительной фабрики поступает для складирования в хвостохранилище.

Трубопроводы, как правило, укладываются наземным способом. Подземный способ укладки трубопроводов или укладка на наземных эстакадах и опорах допускается лишь при соответствующем обосновании [1].

В районе хвостохранилищ, в основном, применяются стальные трубопроводы наземной прокладки. Использование пластмассовых труб ограничивается сокращением срока службы их при воздействии ультрафиолетовых лучей в результате «старения» пластмассы и высоким коэффициентом температурного расширения (в 15–20 раз выше чем у стали). По этой причине пластмассовые трубы рекомендуются для подземной прокладки, но подземная прокладка трубопроводов в теле дамб и плотин хвостохранилищ запрещается действующими нормами [1].

Особенности проектирования трубопроводов. Значительная часть трубопроводов на территории хвостовых хозяйств характеризуется большими диаметрами и пропускаемыми расходами. Так для водоводов оборотной воды типичным является диаметр 1400 мм и расход до 5,0 м³/с, для пульповодов – диаметр 1200 мм при среднем расходе пульпы 3,5 м³/с. При проектировании магистральные и распределительные пульповоды необходимо размещать на подвижных и неподвижных (анкерных) опорах.



А.И. Оглобля
директор
ГИ «УкрНИИводоканалпроект»,
заслуженный деятель науки и техники
Украины, д.т.н., профессор



С.Л. Раздайбеда
заведующий лабораторией
инженерных расчетов
ГИ «УкрНИИводоканалпроект»

Подвижные (скользящие) опоры, которые поддерживают пульповоды, применяют для обеспечения возможности перемещения труб при температурных перепадах. Неподвижные опоры предназначены для жесткого закрепления пульповодов в местах поворотов трассы, а также между компенсаторами.

Температурные компенсаторы необходимо устанавливать на прямолинейных участках пульповода при: отсутствии самокомпенсирующей способности пульповода и возможных осадках грунтов основания.

Расстояния между компенсаторами и неподвижными опорами определяются расчетом. При обосновании прокладку пульповодов допускается выполнять без применения анкерных опор и компенсаторов.

Углы поворота пульповодов, размещаемых на эстакадах, следует предусматривать только при наличии анкерных опор.

Отметим типичные ошибки, которые встречаются при проектировании трубопроводов. Наиболее распространенной ошибкой является неучет распорного давления от компенсаторов. При определенных условиях неравновешенное давление может быть причиной передачи очень больших осевых нагрузок на жесткие опоры, оборудование и арматуру, создавать значительные напряжения в отводах. Вторая

ошибка связана с фиксацией трубопровода на всех углах поворота, что приводит к избыточному количеству жестких опор и исключает возможность самокомпенсации. Расчет усилий от температурного перепада, передаваемых на жесткие опоры, дает завышенные значения (ввиду того, что реально любые закрепления не являются абсолютно неподвижными), что в свою очередь, приводит к необходимости установки компенсаторов. В конечном итоге избыточное количество жестких опор и компенсаторов не способствует повышению надежности трубопровода, а скорее наоборот.

Еще одна возможная ошибка связана с попыткой учесть силу скоростного напора от движущегося продукта на углах поворота трассы по формуле для центробежной силы, что приводит к значительно завышенным значениям усилий на жесткие опоры и напряжений в отводах.

При построении расчетной модели конструктор должен особенно внимательно подойти к обеспечению ее геометрической неизменяемости. В противном случае трудно избежать получения некорректных результатов. Признак геометрически изменяемой схемы – возможность перемещения без деформации. Чтобы избежать этой ошибки в расчетной схеме на свободных концах трубопровода необходимо предусматривать установку неподвижных опор.

Для принятия правильных решений, обеспечивающих надежность и безопасность эксплуатации трубопроводов, необходимо выполнение прочностных расчетов с учетом специфики их проектирования. В результате расчета определяется напряженно-деформированное состояние, обусловленное нагрузками и воздействиями, и оцениваются величины полученных параметров по отношению к предельно допустимым напряжениям и деформациям.

Этапы и виды расчетов. В соответствии с действующими нормативными документами [2] расчет на прочность трубопроводов проводится в два этапа. *На первом* определяется толщина стенок труб и деталей в зависимости от внутреннего давления; *на втором* выполняется поверочный расчет на прочность и устойчивость трубопровода с учетом нагрузок и воздействий при испытаниях и эксплуатации.

Для трубопроводов, проектируемых ГИ «УкрНИИводоканалпроект», выполняются следующие виды расчетов:

- *гидравлические испытания* – характерной особенностью расчетных воздействий является повышенное давление ($P_{исп} = 1,25P_{раб}$), отсутствие кратковременных нагрузок (снег, обледенение, ветер), небольшой температурный перепад (разница между температурами испытаний и монтажа), учет веса воды;
- *рабочий режим* – расчетное давление принимается равным максимальному эксплуатационному давлению, учитываются вес и температура продукта, кратковременные нагрузки и температура монтажа (температура воздуха, при которой заканчивался монтаж трубопровода);
- *ремонтный режим* – рассчитывается на максимальную летнюю и минимальную зимнюю температуру с учетом температуры монтажа. Давление и вес продукта отсутствуют. Кратковременные нагрузки учитываются в случае резервного трубопровода.

Расстановка компенсаторов и промежуточных жестких опор, как правило, выполняется при расчете ремонтного режима, а усилия на жесткие опоры и максимальные напряжения в трубе, тройниках и отводах определяются в результате расчета рабочего и испытательного режимов. Принятые в результате расчетов конструктивные решения должны обеспечивать надежную работу трубопроводов при всех режимах работы.

Программы для прочностных расчетов трубопроводов. При расчете трубопроводов необходимо использовать такие модели, которые наиболее полно соответствуют реальным особенностям эксплуатации рассматриваемых конструкций. В подавляющем большинстве случаев упругая работа трубопровода может быть описана с помощью стержневой расчетной модели, поскольку размеры поперечного сечения трубопровода, как правило, не соизмеримы с его длиной. С использованием именно такой расчетной модели разработано большинство программ для расчетов трубопроводов различного назначения.

В нашей стране наиболее известными программами являются «СТАРТ» – разработчик Научно-техническое предприятие «Трубопровод» [3] и «Астра-Нова» – разработчик Научно-исследовательский центр «СтаДиО» [4].

Программы семейства «СТАРТ» предназначены для расчета прочности и жесткости тру-

бопроводов различного назначения, имеющих произвольную конфигурацию в пространстве, при статическом и циклическом нагружении. По программе рассчитываются как самокомпенсирующиеся трубопроводы, в которых компенсация температурных расширений обеспечивается гибкостью самой трубопроводной трассы, так и трубопроводы со специальными компенсирующими устройствами, выполненными в виде волнистых, линзовых или сальниковых компенсаторов.

«Астра-Нова» – это программа для комплексного прочностного анализа трубопроводных систем атомной и тепловой энергетики, нефтехимии и нефтепереработки, теплосетей и магистральных нефте- и газопроводов. Алгоритм, реализованный в программном комплексе «Астра-Нова», наилучшим образом подходит для расчета трубопроводов тепловых и атомных энергетических установок, которые имеют определенную специфику – это, как правило, высокотемпературные пространственные трубопроводы, расположенные внутри зданий. С целью компенсации температурных расширений они располагаются на упругих опорах и подвесках.

Среди зарубежных компьютерных программ для расчетов прочности трубопроводов наибольшее распространение на украинском рынке получили CAESAR II (COADE Inc.) [5] и Bentley AutoPIPE (Bentley Systems Inc.). Однако, в этих двух программах, несмотря на имеющиеся российские сертификаты соответствия, реализованы только зарубежные стандарты.

Программа «СТАРТ» известна в институте еще с версии для ЕС-ЭВМ и хорошо себя зарекомендовала для прочностных расчетов трубопроводов. В новых версиях в полной мере использованы возможности современных компьютеров и операционных систем. Это современный и интуитивно понятный пользовательский интерфейс, удобные средства ввода и редактирования данных, наглядное изображение результатов с возможностью демонстрации трехмерной анимации. Кроме того, НТП «Трубопровод» является не только производителем данного программного обеспечения, но и автором целого ряда методик и нормативов по расчету трубопроводов, сосудов и аппаратов, а также экспертной организацией «Ростехнадзора».

В 2011 г. ГИ «УкрНИИводоканлпроект» была приобретена современная версия программы «СТАРТ», которая с успехом используется для выполнения прочностных расчетов трубопроводов, прокладываемых на территории хвостовых хозяйств горно-обогатительных комбинатов Украины.

Исходные данные для расчетов по программе «СТАРТ». В самом начале работы с программой надо выбрать один из следующих нормативов:

- РТМ 38.001-94 Указания по расчету на прочность и вибрацию технологических стальных трубопроводов;
- СА 03-003-07 Расчеты на прочность и вибрацию стальных технологических трубопроводов;
- СА 03-005-07 Технологические трубопроводы нефтеперерабатывающей, нефтехимической и химической промышленности. Требования к устройству и эксплуатации;
- РД 10-249-98 Нормы расчета на прочность стационарных котлов и трубопроводов пара и горячей воды;
- СНиП 2.05.06-85 Магистральные трубопроводы;
- СТО 10.001-2009 Тепловые сети;
- СП 36.13330.2012 Магистральные трубопроводы.

Кроме геометрии, которая отражает положение трубопровода в пространстве, задаются: диаметр трубы, толщина стенки, марка стали, прибавка на коррозию и технологическое утонение. Для отводов дополнительно требуются: радиус отвода, количество стыков (для секторного).

Следующая группа данных относится к нагрузкам и воздействиям – это давление, температура монтажа, расчетная температура, вес трубы, вес продукта, вес изоляции, другие сосредоточенные и распределенные нагрузки. Основной нагрузкой при расчете трубопровода является внутреннее давление, остальные относятся к вспомогательным.

Затем расставляются опоры, при этом возможны самые разнообразные типы. Для наземных трубопроводов наиболее распространены являются скользящие, направляющие и жесткие опоры.

Скользящая опора (рис. 1) препятствует перемещению трубопровода вниз, а при его перемещении вверх – выключается из работы. Если трубопровод смещается на работающей опоре в горизонтальной плоскости, то на поверхности скольжения возникает сила трения, направленная в сторону, противоположную перемещению. Конструкция направляющей опоры обеспечивает перемещения вдоль оси трубопровода. Она отличается от скользящей опоры наличием упоров, препятствующих перемещениям поперек оси трубы в горизонтальной плоскости. Односторонняя направляющая опора препятствует перемещению трубопровода вниз, а при перемещении вверх она выключается из работы. Двухсторонняя направляющая опора не выключается из работы. Перемещениям в продольном направлении препятствует сила трения, возникающая при скольжении по горизонтальной поверхности. Скользящие и направляющие опоры требуют задания коэффициента трения скольжения.

Жесткая опора (рис. 2) исключает линейные перемещения и углы поворота во всех направлениях, предназначена для моделирования опор, воспринимающих моменты. Этот тип крепления не требует задания каких-либо параметров. Они служат для разделения трубопроводов на участки, независимые друг от друга в восприятии различного вида усилий. Обычно жесткие опоры размещаются между компенсаторами или участками трубопроводов с естественной компенсацией температурных удлинений. Они фиксируют положение трубопровода в определенных точках и воспринимают усилия, возникающие в местах фиксации под действием силовых факторов от температурных деформаций и внутреннего давления.

По программе «СТАРТ» рассчитываются как самокомпенсирующиеся трубопроводы, в которых компенсация температурных расширений обеспечивается гибкостью самой трубопроводной трассы, так и трубопроводы со специальными компенсирующими устройствами, выполненными в виде сальниковых, линзовых, сильфонных и других компенсаторов. Рассмотрим самые простые виды осевых компенсаторов, которые наиболее часто применяются для компенсации температурных деформаций.

Наиболее традиционным типом компенсаторов являются **сальниковые**, которые пред-



Рис. 1.
Скользящая
опора



Рис. 2.
Жесткая опора



Рис. 3.
Сальниковый
компенсатор

ставляют собой два патрубка разного диаметра, изготовленных из толстостенных стальных труб, вставленных один в другой (рис. 3). Зазор между патрубками заполняется сальниковой набивкой. Преимущества: большая компенсирующая способность – длина хода до 1000 мм, малое гидравлическое сопротивление, могут быть изготовлены в мастерских. Недостатки: требуют постоянного обслуживания, связанного с периодической подтяжкой уплотнения и заменой уплотнительного материала.

Линзовые компенсаторы (рис. 4) изготавливаются из линз и полулинз, сваренных в вершинах и впадинах волны. В результате применения однослойных материалов толщиной от 3 до 10 мм, они обладают большой жесткостью. Данный вид компенсаторов находит большое применение для компенсации в осевом направлении в системах с большими рабочими давлениями и температурами. В зависимости от требований к компенсации, линзовые компен-



Рис. 4.
Линзовый компенсатор



Рис. 5.
Сильфонный компенсатор

саторы могут состоять из одной, двух, трех и более линз. Компенсирующая способность 4-линзового компенсатора – до 72 мм. Недостатки: малая компенсирующая способность, большой наружный диаметр и повышенная жесткость.

Сильфонный компенсатор (рис. 5) состоит из сильфона и приваренных к нему двух патрубков. Сильфон представляет собой тонкую (от 0,7 до 1,5 мм) гофрированную оболочку, содержащую от 4 до 11 волн. Количество волн зависит от условного диаметра и внутреннего давления. Сильфоны изготавливаются однослойными и многослойными, как правило, из антикоррозийных сталей. Преимущества: небольшой вес и габариты, не требуют обслуживания в течение всего срока эксплуатации.

Надо отметить, что все три типа рассмотренных компенсаторов могут быть причиной возникновения очень большого неуравновешенного давления, которое передается на жесткие опоры. Так, например, при давлении 10 атм в трубопроводе $D_u = 1200$ мм, усилие от распорного давления в компенсаторе, которое передается на жесткую опору, может достигать 100 тонн. Для уменьшения указанных усилий необходимо правильно расставлять жесткие опоры и компенсаторы.

Наиболее простым и надежным способом повышения гибкости трубопровода является использование **П-образных компенсаторов** (рис. 6), которые изготавливаются и монтиру-



Рис. 6.
П-образный компенсатор

ются в условиях трассы. Горизонтальные компенсаторы укладываются с соблюдением общего уклона трубопровода, а вертикальные должны оборудоваться устройствами для опорожнения трубопровода и выпуска воздуха. Основной недостаток: значительные габариты этого устройства.

При расчетах П-образных компенсаторов необходимо учитывать ограничения, накладываемые на использование стержневой модели: соотношение между длиной элемента компенсатора и его диаметром должно быть более десяти. В противном случае следует использовать оболочечную модель.

Расчет пульповода. Рассмотрим эффективность работы программы «СТАРТ» на примере расчета магистральных пульповодов от ПНС № 1 до ПНС № 3 Северного горно-обогатительного комбината. Пульповоды в количестве пяти ниток транспортируют хвостовую пульпу плотностью 1,03 т/м³. Ввиду параллельного расположения пульповодов рассматривается одна нитка, а результаты расчета распространяются на все остальные.

Техническая характеристика пульповода

Длина трассы, м	3867
Наружный диаметр, мм	1220
Толщина стенки	определяется на первом этапе расчета
Марка стали.	вст3сп
Суммарная прибавка на абразивный износ и коррозию, мм	3
Технология изготовления трубы.	электросварная прямошовная
Расстояние между скользящими опорами, м	10
Температура монтажа, °С	10...15
Зимняя расчетная температура, °С	-35
Летняя расчетная температура, °С	+35
Рабочее давление, МПа	0,75
Температура испытаний, °С	+40
Давление испытаний, МПа	1,0

Отводы

Тип	секторный
Радиус, мм	1800
Число стыков	3

Компенсаторы

Тип	сальниковый
Эффективная площадь, м ²	1,28
Допустимый осевой ход, мм	300

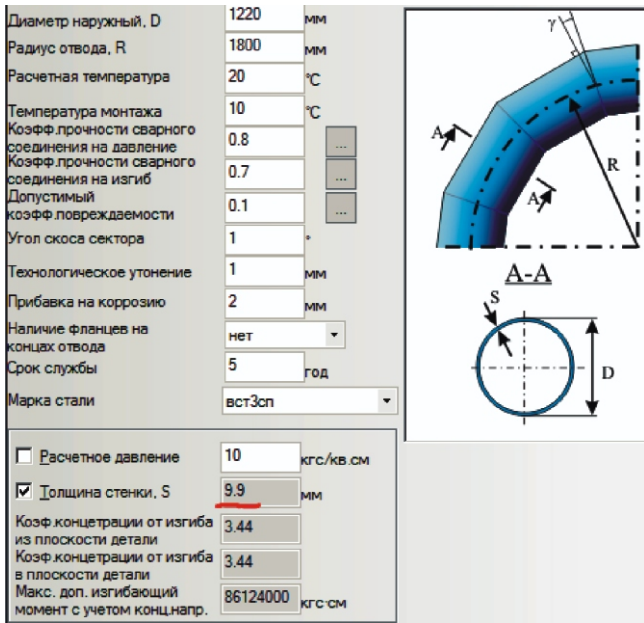


Рис. 7. Результаты расчета и исходные данные

Для данного примера реализована следующая последовательность расчетов.

На первом этапе расчета определяем толщину стенки трубы и отводов. Программа «СТАРТ» предоставляет такую возможность при выборе опции «Элементы». Результаты расчета и исходные данные представлены на рис. 7.

Для трубы получаем толщину стенки 9,2 мм, а для отвода 9,9 мм. Принимаем толщину стенки для всего трубопровода 10 мм.

На втором этапе выполняем расчеты для двух режимов.

1. Ремонтный режим: трубопровод порожний, давление и вес жидкости отсутствуют, учитывается максимальный перепад температур (между температурой монтажа и летней или зимней температурами).

2. Рабочий плюс испытательный режимы (в программе в одном расчете можно совместить два режима): учитываются вес жидкости, рабочее и испытательное давление, температура рабочая, монтажа и испытаний.

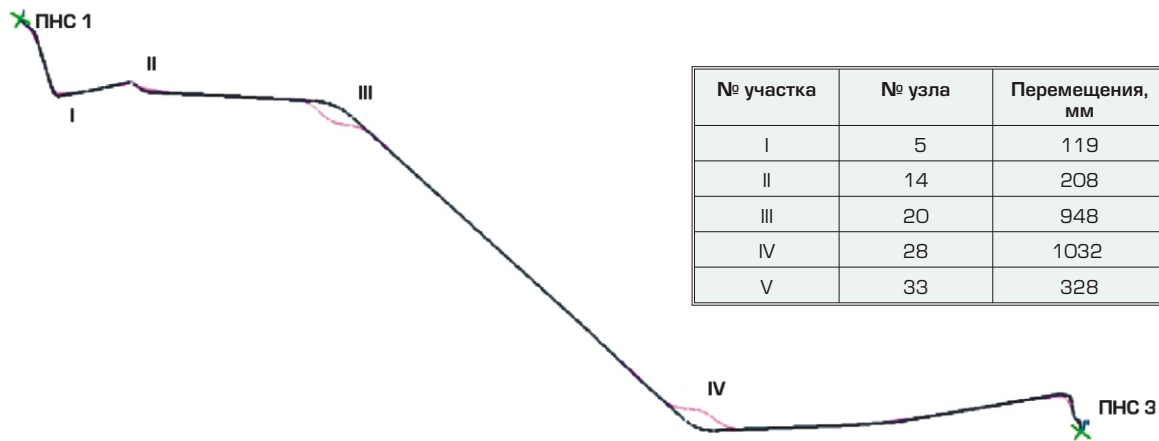


Таблица 1

№ участка	№ узла	Перемещения, мм	Напряжение, кгс/см ²
I	5	119	711
II	14	208	1590
III	20	948	1283
IV	28	1032	2346
V	33	328	972

Рис. 8. Деформированная схема трубопровода до установки промежуточных жестких опор и компенсаторов

Таблица 2

№ участка	№ узла	Перемещения, мм	Напряжение, кгс/см ²
I	5	118	703
II	14	101	1063
III	20	187	495
IV	28	272	1099
V	33	84	335

Условные обозначения:

компенсатор
 жесткая опора



Рис. 9. Деформированная схема трубопровода с промежуточными жесткими опорами и компенсаторами

Таблица 3

Номер узла	Вид изделия	Силы вдоль локальной оси, тс			Моменты вокруг локальной оси, тс м		
		Xmm	Ymm	Zmm	Xmm	Ymm	Zmm
285, МО 3	Опора мертвая	1,17	0,05	3,30	0,22	0	0,84
127, МО 2	Опора мертвая	17,39	0,23	3,35	0,16	0	2,26
42, ПНС № 3	Опора мертвая	6,76	0,56	4,71	1,06	19,90	8,57
1, ПНС № 1	Опора мертвая	11,93	6,82	0,77	0,79	0,56	40,59

Таблица 4

Номер узла	Вид изделия	Лин. деформации вдоль локальной оси...		
		Xm	Ym	Zm
437, К 1	Сальниковый компенсатор	172,87	0,05	0
441, К3	Сальниковый компенсатор	242,21	0,03	0
443, К 4	Сальниковый компенсатор	235,47	0,03	0
460, К 2	Сальниковый компенсатор	255,31	0	0
461, К 5	Сальниковый компенсатор	241,44	0	0
462, К 6	Сальниковый компенсатор	216,1	0	0

В результате первого расчета получаем деформированную схему пульповода (рис. 8), на которой римскими цифрами обозначены участки с наибольшими величинами деформаций и напряжений. Перемещения направлены поперек оси пульповода и при величинах 948 мм и 1032 мм (табл. 1) фактически означают сброс пульповода с опор. На участке IV максимальное напряжение составляет 2346 кгс/см² и превышает предельно допустимое для данного сочетания нагрузок и марки стали, которое в соответствии с [2] равно 2100 кгс/см².

Для снижения полученных величин перемещений и напряжений предусматриваем установку жестких опор и компенсаторов, оптимальное количество и места расположения (рис. 9) которых определяются в результате выполнения ряда расчетов.

Сравнивая соответствующие значения таблиц 1 и 2, можно судить об эффективности принятых решений.

Для определения усилий на жесткие опоры

и величину хода в компенсаторах необходимо выполнить второй вид расчета. В соответствии с [6] осевое усилие на жесткую опору для труб Ду = 1200 мм не должно превышать 25,5 тс. Как видно из табл. 3, это условие выполняется.

Величина расчетного осевого хода компенсатора не должна превышать допустимую, которая принимается по данным завода-изготовителя (в нашем случае 300 мм). Судя по табл. 4, и это условие выполняется.

Вывод. Все приведенные виды расчетов, а также ряд других в массовом порядке выполняются ГИ «УкрНИИводоканалпроект» при проектировании новых трубопроводов для хвостовых хозяйств горно-обогатительных комбинатов Украины, а также для проверки ранее принятых конструктивных решений. Программа «СТАРТ» является достаточно эффективным программным средством для выполнения всех необходимых для трубопроводов расчетов, на основе которых проектируются надежные и безопасные в эксплуатации сооружения.

- [1] ДБН В.2.4-5:2012 Хвостосховища і шламонакопичувачі.
 [2] РД 10-400-01 Нормы расчета на прочность трубопроводов тепловых сетей.
 [3] Программная система СТАРТ. Расчет прочности и жесткости трубопроводов. Руководство пользователя. Версия 4.67. М., 2011.
 [4] Программный комплекс АСТРА-НОВА'2013. Общее описание. – М.:, 2012.

- [5] Описание CAESAR II. Intergraph Corporation, 2010.
 [6] Серия 4.902-8. Выпуск 4. Неподвижные, скользящие и передвижные опоры для пульповодов Ду 200...1200 мм. Альбом I. ГПИ «Союзводоканалпроект», Ленинградское отделение, 1972.

Надійшла 21.02.2013 р.

ВОССТАНОВЛЕНИЕ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЗДАНИЯ, РАЗРУШЕННОГО В РЕЗУЛЬТАТЕ ТЕХНОГЕННОЙ КАТАСТРОФЫ

Введение в действие ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» в полной мере обозначило проблемы, вообще неоговариваемые в проектах, а также при возведении и эксплуатации объектов, либо принимаемые по умолчанию [1]. Игнорирование правилами правильной эксплуатации сооружений (в соответствии с классами их ответственности) особенно характерно для объектов старой массовой застройки и, в первую очередь, крупнопанельного жилого фонда. В частности, неутешительная статистика аварий свидетельствует о грубых нарушениях эксплуатации газовых устройств и приборов. Так в декабре 2012 года в г. Харькове произошел взрыв газового баллона, внесенного вопреки правилам эксплуатации, в одной из квартир 16-этажного крупнопанельного жилого дома.

Обследование конструкций здания и разработка решений по их усилению были выполнены специалистами Харьковской национальной академии городского хозяйства. Проект производства работ разработан группой ПОР ООО «Стальконструкция». Работы по восстановлению объекта производились специалистами ООО «Стальконструкция».

Учитывая стандартность и виртуальную повторяемость ситуации, остановимся на особенностях конструкций, полученных деструкциях и принципах усиления здания более подробно.

Конструктивная схема. Здание имеет сложную конфигурацию в плане, (тип ЗС-16 комплексной харьковской серии, проект института «Харьковпроект», 1978–1979 гг.) состоит из шестнадцати жилых этажей, а также цокольного и технического (рис. 1, 2). К основным конструктивным элементам относятся:

- внутренние стеновые панели из тяжелого бетона класса В20 толщиной 180 мм;
- панели перекрытий из тяжелого бетона класса В20 толщиной 140 мм;
- наружные стеновые панели из керамзитобетона толщиной 320 мм.



В.С. Шмуkler

заведующий кафедрой строительных конструкций Харьковской национальной академии городского хозяйства, д.т.н., профессор



Д.Ф. Гончаренко

проректор по научно- педагогической работе Харьковского национального университета строительства и архитектуры



А.С. Константинов

аспирант кафедры технологии строительного производства Харьковского национального университета строительства и архитектуры



В.М. Зинченко

аспирант кафедры строительных конструкций Харьковской национальной академии городского хозяйства

При этом, панели перекрытий опираются на три канта, а наружные панели являются навесными, с опиранием на панели перекрытия. Основное соединение внутренних панелей и панелей перекрытия – платформенный стык. Кроме того, объединение панелей всех видов дополнительно реализовано с помощью металлических элементов, привариваемых к закладным деталям панелей. Фундаменты здания – свайные.

На основании перечисленного конструктивную схему сооружения следует отнести к бескаркасной пространственной пластинчатой составной системе, прочность, устойчивость и жесткость которой обеспечиваются за счет внутренних стеновых панелей, панелей перекрытий и узлов их соединения.

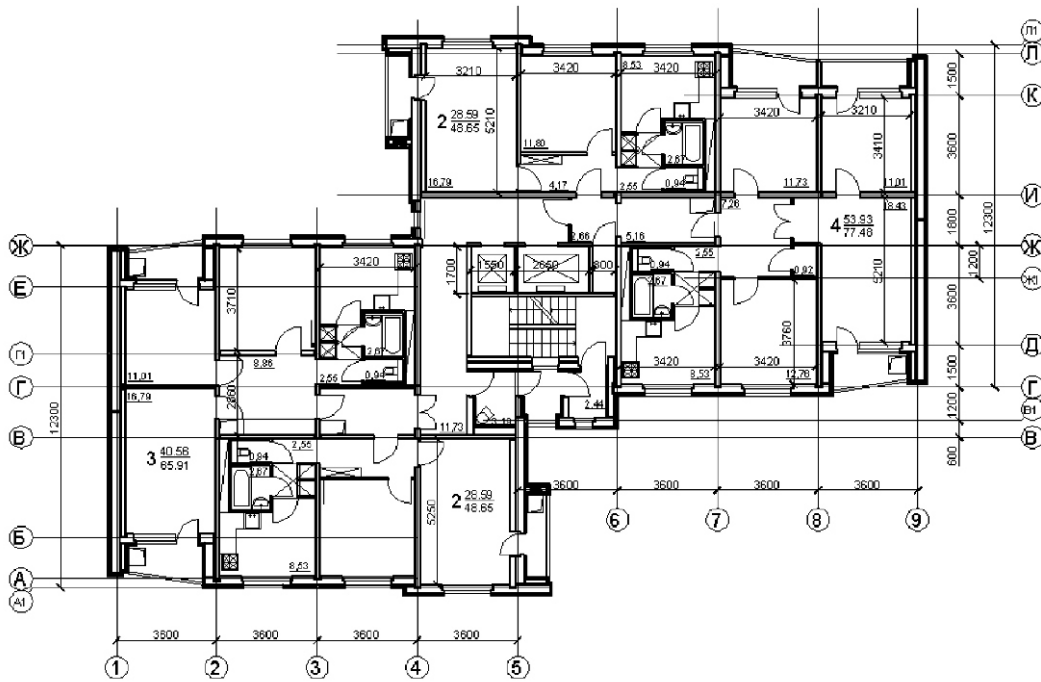


Рис. 1.
План типового этажа

ФАСАД В ОСЯХ 1-9 ФАСАД В ОСЯХ А-Л ФАСАД В ОСЯХ 9-1 ФАСАД В ОСЯХ Л-А

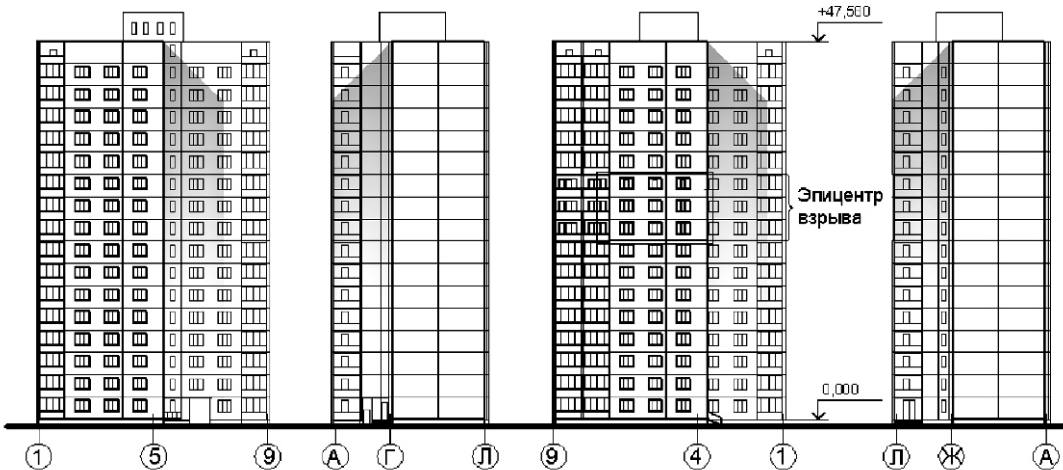


Рис. 2.
Фасады здания

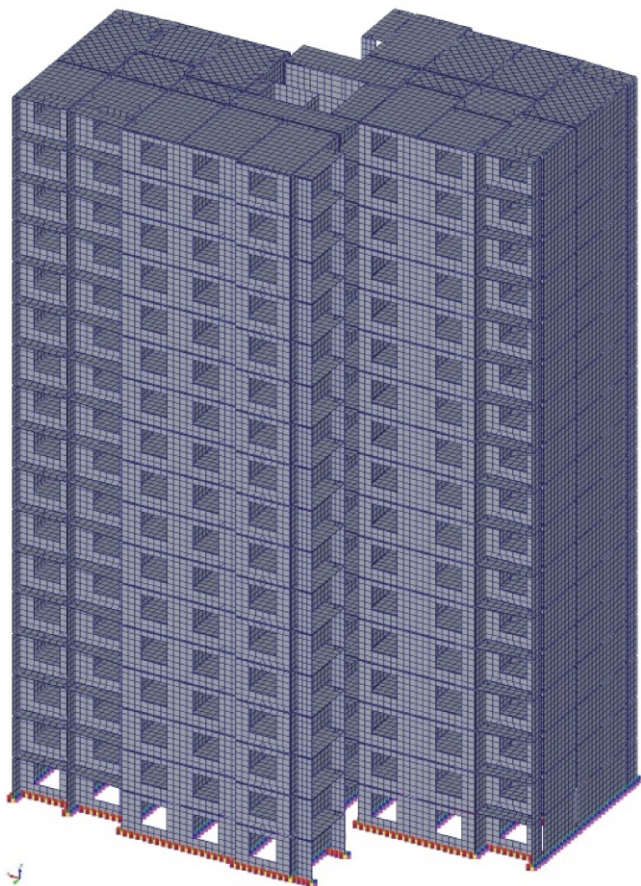
Основные разрушения. В результате взрыва, очаг которого находился на 10-м этаже, были установлены следующие основные деструкции:

- разрушения ряда панелей перекрытий над 9-м и 10-м этажами, с выходом их из плоскости приблизительно на 350 мм;
- значительные поля трещинообразования на панелях перекрытий 9-го и 10-го этажей (ширина раскрытия трещин до 3–5 мм);
- разрушения торцов внутренних стеновых панелей 9-го, 10-го и 11-го этажей (на глубину до 1,0 м);
- выход из плоскости (угол приблизительно составляет 5°) и сквозные трещины в наружных стеновых панелях 9-го, 10-го и 11-го этажей;

- разрушения и повороты отдельных элементов шахты лифта и шахты дымоудаления (15-й и 16-й этажи);
- разрушения балконных экранов.

Анализ напряженно-деформированного состояния. Для оценки степени деформирования здания была построена его конечноэлементная модель и осуществлен расчет в среде ВК «SCAD office» версия 11.5, (рис. 3) [2].

Аппроксимация конструктивных элементов сооружения (внутренние и наружные стеновые панели, панели перекрытия) реализована с использованием конечных элементов оболочки нулевой гауссовой кривизны.


Рис. 3. Расчетная схема здания

Связи между внутренними панелями исключены, что идет в запас. Данное обстоятельство продиктовано также тем, что при взрыве могло быть нарушено сцепление между анкерными стержнями закладных связевых деталей и бетоном панелей.

Платформенные стыки моделировались пространственно шарнирными, допускающими повороты опорных сечений панелей перекрытий. Подобная гипотеза подтверждена схемой установленного при обследовании излома панелей (квазиконверт). Крепление навесных (на этаж) стеновых панелей к торцам перекрытий и внутренних стеновых панелей принято шарнирным, трехкантовым. При этом верхняя кромка наружных панелей (НС) считалась свободной.

Учитывая геометрические и физико-механические атрибуты конструктивов здания, установленные при инструментальном обследовании и обмерах, а также уровень напряженно-деформированного состояния, расчет выполнялся в рамках принятия справедливости закона Гука.

При расчете здания рассматривалось три варианта расчетных схем:

вариант 1 – расчетная схема, соответствующая проектному решению;

вариант 2 – проектная расчетная схема, в которой отсутствуют наружные панели НС;

вариант 3 – проектная расчетная схема, в которой собственный вес панелей НС увеличен на 70 кг/м^2 (утепление фасадов).

Здание рассчитано на четыре загрузки:

Загрузка 1	Собственный вес конструкций	
Загрузка 2	Полезная величина на перекрытиях, 400 кг/м^2	
Загрузка 3	Ветер по оси X	величина ветровой нагрузки определена с использованием модуля «Вест» для 2-го ветрового района, тип местности IV, с учетом динамической составляющей
Загрузка 4	Ветер по оси Y	

Результаты расчета представлены в таблице.

Характеристика	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3
Максимальные перемещения здания вдоль оси X, мм *	14,8	14,8	14,8
Максимальные перемещения здания вдоль оси Y, мм	30,52	30,52	30,52
Максимальные прогибы плит перекрытия, мм	3,23	5,82	3,49
Максимальная вертикальная продольная сила в панели ВС. Комбинация с ветровым нагружением по X, т/м ²	560	571	570
Максимальная вертикальная продольная сила в панели ВС. Комбинация с ветровым нагружением по Y, т/м ²	601	613	612
Максимальный пролетный момент по оси X, т м/м	1,73	2,8	1,72
Максимальный пролетный момент по оси Y, т м/м	0,0	0,0	0,0
Максимальный опорный момент по оси X, т м/м	0,6	0,6	0,6
Максимальный опорный момент по оси Y, т м/м	0,0	0,0	0,0
Максимальная поперечная сила по оси X, т/м	0,75–1,53	1,19–1,56	1,22–2,04
Максимальная поперечная сила по оси Y, т/м	0,3	0,42	0,24
Максимальные сдвигающие напряжения в плитах перекрытия, т/м ²	35,83	38,22	37,5
Максимальные сдвигающие напряжения в стеновых панелях ВС, т/м ²	56,08	59,68	60,1

* Показаны основные характеристики НДС (максимальные).

Как видно из таблицы, различия в ее показателях находятся в пределах точности инженерных расчетов (10%).

Проведенный анализ показывает также достаточность несущей способности отдельных элементов (сечений) и ограниченность деформаций (прогибов) здания в целом.

Демонтаж стеновых панелей. Особую опасность представляли уцелевшие, но деформированные стеновые панели, требующие демонтажа и замены.

До начала их демонтажа на площадке были выполнены предусмотренные в ППР подготовительные работы, включающие: ограждения строительной площадки; устройство временных обходных пешеходных дорожек; обеспечение охраны строительной площадки; определение места установки кранов.

Согласно ППР демонтажно-монтажные работы на объекте выполнялись в последовательности, предусматривающей мероприятия по страховке от падения аварийных стеновых панелей.

Устанавливались и закреплялись (стягивались между собой «в обойму») вертикальные стяжки из швеллеров № 20 по панелям внутренних несущих стен для дальнейшего пропуска сквозь них и крепления тяжей по всем этажам, где это необходимо (9–11-й этажи) (рис. 4).

По демотируемым панелям закреплялись «в обойму» горизонтальные стяжки из спаренных швеллеров № 16, но с измененной привязкой относительно низа аварийных стеновых панелей (2000 мм от уровня существующего перекрытия). Затем при помощи шпилек в местах строповки между швеллерами устанавливались и подваривались небольшие кусочки трубы 120 3 для обеспечения геометрической неизменяемости швеллеров в местах строповки. После чего производилась строповка в данных местах «в обкрутку» и выполнялось натяжение строп без усилия в них, а только для устранения провисания. Одновременно с устройством горизонтальных стяжек «в обойму» устанавливались вертикальные полосы из листового металла (полоса 100 8).

Устанавливались сквозные натяжные тязи, которые проходили с дальнейшим креплением сквозь тело аварийных панелей, горизонтальную стяжку и далее через вертикальные стяжки к устройству натяжения.

После фиксации панелей (по всем трем ярусам) производилась вырезка небольших горизонтальных участков вблизи «шипов» стеновых панелей для дальнейшей установки через данные проемы полос из металла. В горизонтальные проемы пропускались полосы из металла таким образом, чтобы в дальнейшем осуществить обварку двух вертикальных и горизонтальной полос в одну цельную конструкцию, служащую для поддержания при дальнейшей строповке стеновой панели.

Затем производилась полная вырезка участков вдоль шипов панелей по всей длине по верху и низу для ее полного освобождения.

Демонтаж ранее застропленной аварийной стеновой панели выполнялся краном СКГ 40/63 БСО (рис. 5) и вспомогательным краном на спецшасси QY-70К, используемом для перемещения монтажников к месту производства работ.

Демонтаж стеновых панелей велся начиная с верхнего яруса в последовательности 11, 10, 9-й этажи.

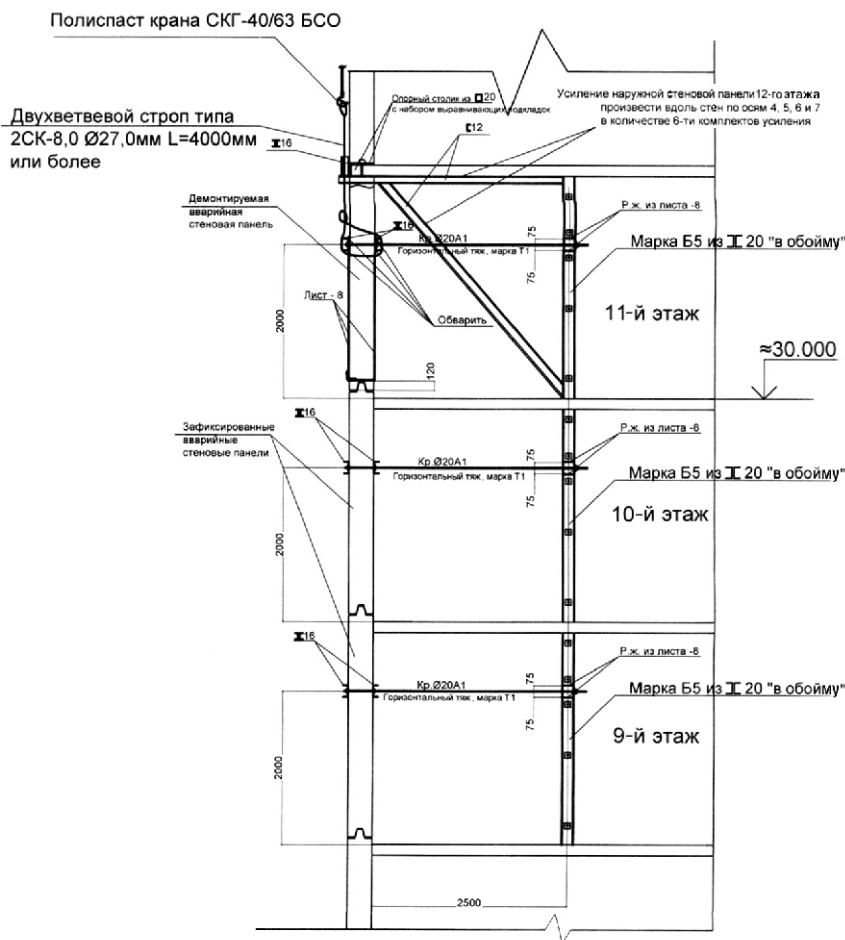


Рис. 4. Временное крепление деформированных стеновых панелей



Рис. 5. Демонтаж деформированной стеновой панели

При выполнении работ на ещё неогражденных перекрытиях или на участках с перепадом высот более 1,3 м в обязательном порядке использовались монтажные пояса с креплением за надёжно смонтированные конструкции или закреплённый ходовой канат. Все проёмы (как временные, так и проектные) были либо закрыты настилом из досок, либо имели надежное стоечное ограждение с натянутым в две нитки каналом. Наводка конструкций контролировалась при помощи пеньковых оттяжек 26 мм.

После демонтажа каждой стеновой панели осуществлялась установка временного страховочного ограждения по периметру проема.

Конструкции усиления. При усилении конструкций предусмотрено восстановление жесткостного и прочностного ресурсов. Во время этих работ были обустроены монолитные и сборно-монолитные диски перекрытий, работающие совместно с восстановленными (также сборно-монолитный вариант) внутренними стеновыми панелями. Армирование перечисленных конструктивов реализовано в виде комбинированной системы, состоящей из жесткой (прокатные профили), гибкой и локально предварительно напряженной арматуры. Новое стеновое ограждение 9–11-го этажей запроектировано в виде жестких металлических рам, заполненных пеногазосиликатными блоками. Поверх блоков обустроена эффективная оболочка из листов утеплителя типа «Термолайф» и штукатурный слой по сетке.

Все стыки защищены герленовыми фартуками и гермитовыми шнурами. Кроме того, вокруг реставрированного фрагмента обустроены отливы и нащельники из оцинкованной стали. Восстановление лифтовой шахты реализовано путем устройства порталных рам из прокатных профилей. Аналогичные порталы выполнены в ряде мест общего пользования.

Балконные экраны выполнены из металлических рам, заполненных сухопрессованным кирпичом с последующим его оштукатуриванием. Проектом также предусмотрено утепление всего здания путем возведения эффективной фасадной системы.

Для минимизации последствий взрыва предусмотрены элементы усиления, надлежащим способом соединенные с остальными конструктивами и, при этом, не нарушающие объемно-планировочные решения здания и его технико-экономические показатели.

Конструктивные схемы усиления основных элементов приведены на рисунках 6–10.

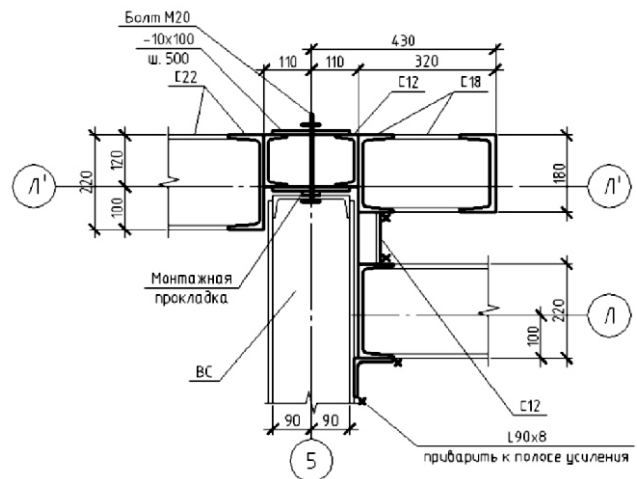


Рис. 6. Узел объединения наружных рам и внутренних стеновых панелей

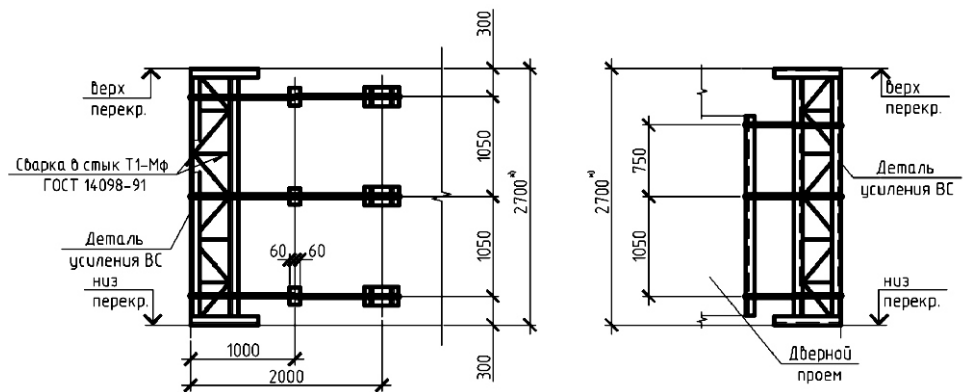


Рис. 7. Схема усиления и крепления ферм внутренних панелей

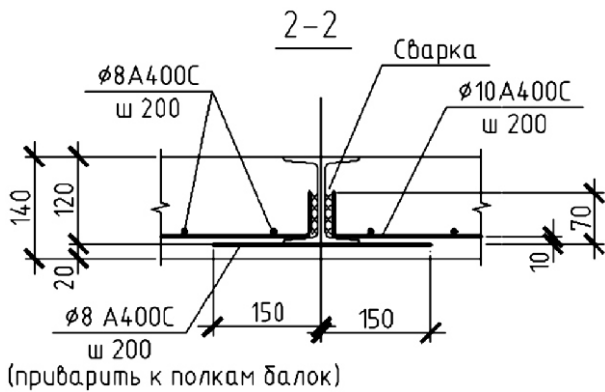


Рис. 8. Узел объединения продольных балок и арматурных сеток в плитах перекрытия

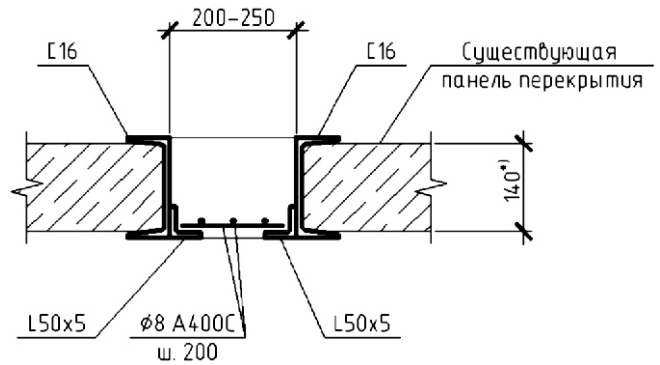


Рис. 9. Схема усиления плит перекрытия при помощи монолитных участков

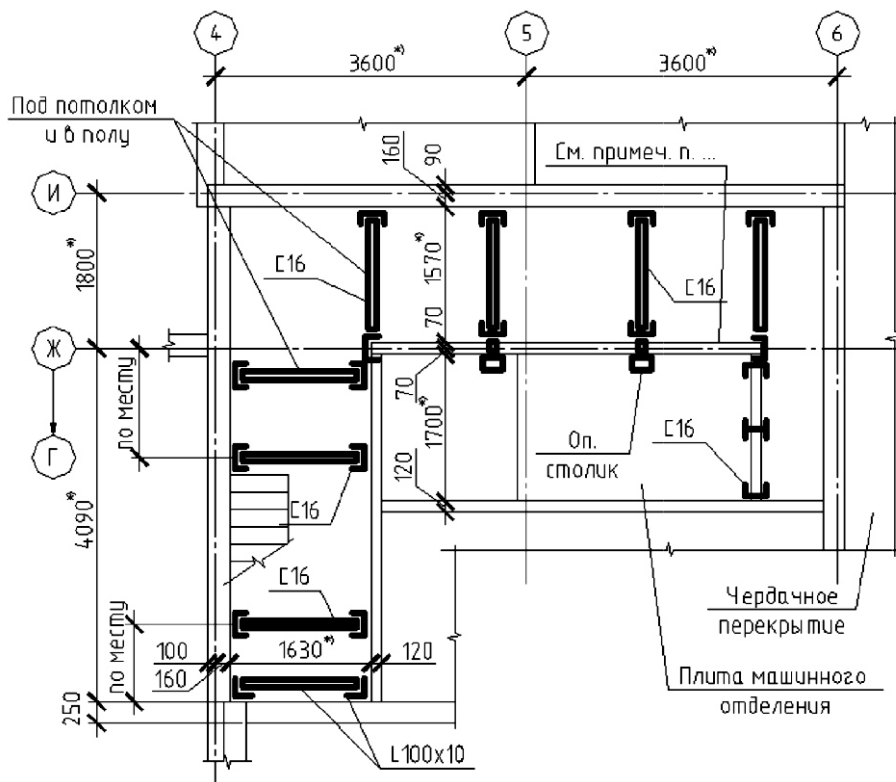


Рис. 10. Схема усиления стеновых панелей лифтовой шахты

Выводы. Проведенный комплекс работ позволил полностью восстановить прочностно-жесткостной ресурс здания, а также улучшить показатели, характеризующие качество проживания.

Конструктивные и организационно-технологические решения, принятые при демонтаже стеновых панелей, деформированных в результате взрыва, а также по усилению отдельных элементов и здания в целом, позволили выполнить эти работы в короткие сроки с соблюдением мер безопасности.

Опыт, полученный специалистами на данном объекте, может быть использован при демонтаже конструкций крупнопанельных зданий, срок эксплуатации которых закончился.

- [1] Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336 с.
- [2] Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

Надійшла 18.01.2013 р.

МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ДРЕВЕСИНЫ И КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА В РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ

Модуль упругости. Появление в СНиП II-25-80 еще одного модуля упругости древесины вдоль волокон E^1 дополнительно к $E = 10^4$ МПа, который содержался во всех нормах проектирования деревянных конструкций, начиная с НиТУ (1938 г.), внесло неопределенность в расчет деревянных конструкций по методу предельных состояний, разработанному для материала с одним нормальным модулем упругости [1, 2, 3]. Если обратиться к расчету верхнего пояса фермы, рассмотренному в примере 1 Пособия к СНиП, трудно согласиться с тем, что в одном расчете одновременно используются модуль упругости E и модуль E^1 . Древесина верхнего пояса имеет один модуль упругости E , что физически объективно. Появление модуля упругости E^1 субъективно и объясняется желанием сохранить существующий, начиная с упомянутых НиТУ, нормативный метод расчета элементов, подверженных одновременно продольно-му сжатию и изгибу [2].

Формулировка закона, который получил название «закон Гука», звучит так: «*ut tensio sic vis*» – каково удлинение, такова сила. Сам автор признавал закон общим и современники его не опротестовывали.

Томас Юнг, введя понятие об относительных деформациях и используя результаты экспериментов Р. Гука, дал математическую интерпретацию закона пропорциональности Р. Гука:

$$l = const N \frac{l_0}{A}, \quad (1)$$

в которую ввел коэффициент пропорциональности $const$. Т. Юнг не случайно обозначил физически еще неопределенный коэффициент пропорциональности знаком $const$. Он считал его постоянным.

Модуль Юнга характеризует фундаментальное свойство конструкционного материала: «*Модуль упругости любого материала представляет собой столбик этого материала, способный вызвать такое давление на свое основание, которое так относится к весу столбика, как длина столбика к уменьшению его длины*».

Очевидно, что закон Гука всеобщий вследствие всеобщности модуля Юнга. Формула (1)



В.З. Клименко

профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры, к.т.н., профессор

устанавливает связь между деформацией l и усилием N посредством коэффициента $const$. В то время еще не было представления о напряжениях. Формулу (1) можно записать, не изменяя ее физического содержания, так:

$$\frac{N}{A} = const \frac{l}{l_0}, \quad (2)$$

в которой N/A – абстракция – напряжение (О. Коши, 1822 г.), а l/l_0 .

Исторический экскурс. Я. Бернулли, изучая проблему упругой линии, доказал, что кривизна линии изгиба пропорциональна изгибающему моменту. Эйлер, рассматривая упругие линии балок (дифференциальные уравнения Д. Бернулли) при различных граничных условиях, решил задачу продольного изгиба колонны под действием осевой сжимающей силы. Формула Эйлера для критической нагрузки центрально-сжатого стержня не нуждается в пересмотре уже более четверти тысячелетия.

В упомянутых решениях задач упругой линии стержней при их деформациях использовался модуль упругости E . При решениях дифференциальных уравнений упругих линий, как граничное условие, не входил иной модуль упругости материала.

В п. 4.1 Пособия к СНиП II-25-80 записано, что критическое напряжение в эйлеровом стержне, равное $R_{э.кр}^{бр} = R_c^{бр}$, отличается от расчетного критического напряжения центрально-сжатого стержня $R_{кр} = R_c$. В этих условиях коэффициенты приняты одинаковыми. При такой предпосылке из формулы для коэффициента продольного изгиба (при 1)

$$\frac{N_{кр}}{N_c} = \frac{E J}{l^2 A R_c} = \frac{E}{R_c} \quad (3)$$

следует, что постоянное значение при разных величинах R_c возможно при разных модулях E . В этом ошибка из равенств

$$R_{кр}^{вр} = R_{вр} \frac{2E}{2R_c^{вр}}; \quad (4)$$

$$R_{кр} = R_c \frac{2E^1}{2R_c}; \quad (5)$$

того, что $\frac{R_{кр}^{вр}}{R_{кр}} = \frac{R_{вр}}{R_c} \frac{E}{E^1}$, откуда для древесины

$$\frac{E^1}{R_c} = \frac{E}{R_{вр}} \cdot 300 \text{ и, следовательно, } E^1 = 300 R_c.$$

В Пособии априори модули упругости древесины приняты разными. Математическое доказательство тождеств (4) и (5) не имеет ничего общего с физическими явлениями в двух стержнях: *argumentum baculinum* (лат. буквально: палочный аргумент) не может быть *consensus gentium* (лат. метод доказательства).

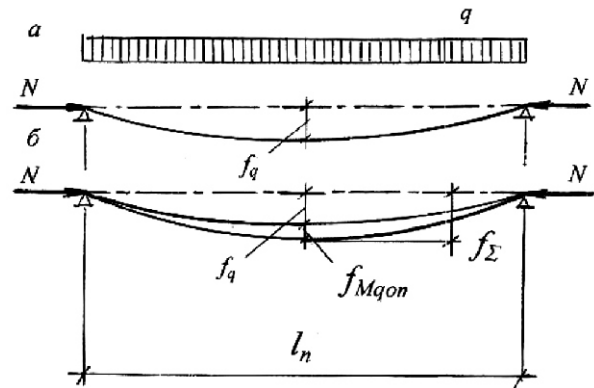
Из формулы (3) для коэффициента видно, что повышение прочности материала стержня сжатию понижает порог устойчивости стержня. Это физическое явление в центрально-сжатых стержнях давно используется в расчете металлических конструкций: для разных марок сталей в нормах даются разные коэффициенты при различных σ , но при одинаковом E .

Для того, чтобы понять причину появления модуля E^1 был выполнен расчет сжато-изгибаемых элементов разными методами с использованием модулей упругости $E = 10^4$ МПа и $E^1 = 300R_c$. Результаты расчета приведены в [2]. Сжато-изгибаемыми элементами были панели верхних поясов ферм из клееной древесины. Объективность сравнения результатов расчета обеспечена однофакторностью этих результатов: влиянием на них лишь модулей E и E^1 . Панели верхних поясов ферм рассчитаны тремя методами: *нормативным* по СНиП II-25-80 с вычислением расчетного изгибающего момента по формуле $M_{расч}^1 = \frac{M_q}{\gamma}$; *приближенным* – в соот-

ветствии с деформированной схемой «а» на рисунке, с $M_{расч}^2 = M_q N f_q$ и *точным* – в соответствии с деформированной схемой «б» на рисунке, с $M_{расч}^3 = \frac{q l_n^2}{u^2} F$, где F – функция параметра

$$u = l_n \sqrt{\frac{N}{EJ}} \quad (\text{см. Справочник проектировщика.}$$

Расчетно-теоретический. ч. II. 1973).



Прогибы f_q и f находились в приближенном и точном методах расчета с использованием модулей упругости $E = 10^4$ МПа и $E^1 = 300 \cdot 15 = 4500$ МПа.

Сравнение расчетных изгибающих моментов в виде $\frac{(M_{расч}^1 M_{расч}^{2,3})}{M_{расч}^{2,3}}$ 100% даны в графе 4

таблицы.

При модуле E приближенный нормативный метод расчета дает завышенные значения $M_{расч}$ по сравнению с методами 2 и 3 (строки 2, 7, 12, 17, 22 таблицы). Наблюдается тенденция к возрастанию превышения с увеличением длины панелей. В абсолютных величинах это, например, выглядит так:

$$\text{для } l_n = 300 \text{ см } \begin{aligned} M_{расч}^1 &= 16,88 \text{ кНм,} \\ M_{расч}^2 &= 15,16 \text{ кНм,} \\ M_{расч}^3 &= 15,26 \text{ кНм;} \end{aligned}$$

$$\text{для } l_n = 900 \text{ см } \begin{aligned} M_{расч}^1 &= 148 \text{ кНм,} \\ M_{расч}^2 &= 135,2 \text{ кНм,} \\ M_{расч}^3 &= 135,8 \text{ кНм; , , .} \end{aligned}$$

Нормативный метод по сравнению с другими обеспечивает большую надежность. Это серьезный аргумент в его пользу. Но он перестает соответствовать физическому явлению сжатия с изгибом в элементах из клееной древесины, когда появляется $\sigma > 1$. При этом от него почему-то не отказываются, а оправдывают, введя в точный метод модуль E^1 . Это нововведение не коснулось нормативного метода, поскольку неаргументированная замена E на $E^1 = 300R_c$ сохранила коэффициент γ , для вычисления коэффициента с использованием в деформированной схеме элемента модуля E . При этом модуль E^1 «подтянул» приближенный и точный методы расчета к нормативному (строки 3, 5; 8, 10; 13, 15; 18, 20; 23, 25 таблицы), что абсолютно ненаучно. Почему в расчетах

элементов по деформируемой схеме в точном методе надо использовать E^1 логическое объяснение отсутствует.

Сравнение методов расчета

№ п/п	Длина панели, l_n , см	Метод расчета с E или E^1	Соотношение $M_{расч}$, %	Прогиб панелей $\frac{f}{l} \frac{1}{200}$
1	2	3	4	5
1	150	1	E	<< < (1/3)
2		2	E	
3			E^1	
4		3	E	
5			E^1	
6	300	1	E	< < /2
7		2	E	
8			E^1	
9		3	E	
10		E^1	-0,76	
11	450	1	E	> /3 > /2
12		2	E	
13			E^1	
14		3	E	
15			E^1	
16	600	1	E	/2 0,8
17		2	E	
18			E^1	
19		3	E	
20		E^1	-0,79	
21	900	1		> /2
22		2	E	
23			E^1	
24		3	E	
25			E^1	

Нет объяснения с физической позиции использованию в одном расчете (нормативном) на прочность по деформированной схеме двух модулей упругости древесины [3].

Природа модуля упругости материала в достаточной мере не ясна еще со времен Р. Гука, Т. Юнга и Л. Эйлера. Модуль упругости рассматривался как коэффициент пропорциональности между усилием, действующим на образец, и его деформацией. Напряжение, как абстракция, позволило создать удобный математический аппарат расчета.

Здесь уместно вспомнить Пособие [4]:

«Такая обобщенная методика расчета позволяет и при кратковременном, и при длительном воздействии нагрузок полностью использовать в предельном состоянии сопротивление и пластические свойства древесины. Снижение модуля уп-

ругости при длительном воздействии нагрузки к известным допущением принято пропорциональным снижению сопротивления сжатию. Таким образом, упруго-прочностная характеристика древесины при сжатии, представляющая собой отношение модуля упругости E к сопротивлению сжатию R , используемая в расчетах, приближенно принята постоянной для кратковременного и длительного воздействия нагрузок:

$$\frac{E_{вр}}{R_c^{вр}} = \frac{E_{дл}}{R_c^{дл}} = const.$$

Это допущение значительно упрощает расчет в тех случаях, когда несущая способность элементов определяется не только сопротивлением древесины, но и деформациями как, например, при расчете на устойчивость, на сжатие с изгибом и др.».

В Пособии говорится только о модуле упругости $E = 100000 \text{ кг/см}^2$.

Ю.М. Иванов в работе [5] заметил: «отмеченное изменение модуля упругости древесины... приводит к естественному предположению о зависимости его не от напряжения, а от величины деформаций...». В другом месте он говорит о том, что модуль упругости материала является одной из наиболее устойчивых его характеристик.

Величина E находится машинным испытанием и составляет отношение

$$E = \frac{lP}{l}, \quad (6)$$

где P – ступень нагружения; l – длина базы измерения деформаций l . Еще Р. Гук установил, что приращение нагружения вызывает соответствующие приращения l . Величина l/l при этом соответственно уменьшается.

В формуле (4) величина (l/l) при разных нагрузках не может быть постоянной, как принято в Пособии к СНиП II-25-80 для $E = 300R_c^{вр}$ и для $E^1 = 300R_c$. Первое из этих условий следует из $E/R_c^{вр} = 10^4/33 = 300$, а ко второму условию параметр 300 (установленный А.Б. Губенко как 310) не имеет никакого отношения. При машинных испытаниях деревянного образца на сжатие вдоль волокон при P , обеспечивающем $R_c^{вр}$, если бы можно было тензометрированием установить l , то величина l/l составила бы 300, а при P , обеспечивающем R_c , она стала бы во столько больше, во сколько меньше деформация l (см. определение модуля E Т. Юнгом).

В формуле (3) величина E есть коэффициент пропорциональности между N и Δ . В записи формулы (6), как

$$E = \frac{1}{\Delta}, \quad (7)$$

величина E остается пропорциональной величине $1/\Delta$ и зависит не от абстракции (напряжения), а от деформаций при постоянном N/A , как следует из формулы (2). В условии $E^1 = R_c/300$, где R_c – расчетное сопротивление (тоже напряжение), число 300 произвольное, но не $1/\Delta$ при R_c .

Невозможно понять почему в расчетах элементов на устойчивость и на прочность по деформированной схеме надо принимать модуль древесины E^1 , а в расчетах элементов из той же древесины по второй группе предельных состояний модуль E .

М.В. Остроградский писал: «Механика не довольствуется одним пространством, она рассматривает и материю... Так как о существовании материи или тел мы узнаем с помощью чувств, то и должны обратиться к чувствам, чтобы открыть их свойства и взаимное отношение».

Каким образом совместить в расчете на прочность сжато-изгибаемых элементов деформированное состояние, найденное с использованием модуля E^1 , с деформированной схемой в расчете на жесткость с модулем E . Деформированное состояние в прочностном расчете от граничных расчетных нагрузок приближается и может превысить деформированную схему от расчетных эксплуатационных нагрузок (см. графу 5 таблицы). Как решается эта дилемма с введением E^1 ни СНиП II-25-80, ни Пособие к нему объяснений не дают.

Признание существования модуля упругости E^1 дискредитирует деревянные конструкции, которые и так «переживают» не лучшие времена. Из ДСТУ-Н «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування» возможность появления модуля упругости древесины E^1 исключена.

Коэффициент продольного изгиба μ , как и модуль E , есть физической величиной в теории расчета строительных конструкций, которые имеют феноменологический характер. В технике феномен не объясняет природу объективного

факта, он лишь констатирует факт. Словесная, графическая, математическая формализация феномена описывает физическое явление, установленное научным исследованием.

Пользователям нормативного документа сложно понять чрезвычайный диссонанс, состоящий в том, что при расчете стержня, подверженного осевому сжатию, коэффициент продольного изгиба становится больше единицы [7].

Математическая логика физического явления устойчивости центрально-сжатого стержня следующая:

$$N_{кр} = N \cdot \mu. \quad (8)$$

Критическая сила меньше или может оказаться равной расчетному усилию при $\mu = 1$. *Exclusi tertii principum* (лат. принцип исключительно третьего). Третьего не дано.

Признание $\mu > 1$ противоестественно. Но такое произошло.

В любом учебнике по сопротивлению материалов и расчету строительных конструкций утверждается, что коэффициент продольного изгиба всегда меньше единицы. Так, в [6] читаем: «...при малых гибкостях, когда критические напряжения превышают предел пропорциональности, коэффициент продольного изгиба получается больше 1, чего по существу быть не может». Это единственно справедливое суждение о коэффициенте μ , поскольку является *argumentum ad rem* (лат. аргумент, основанный на подлинных обстоятельствах дела). Однако, согласно Пособию к СНиП II-25-80 «...для любой гибкости определяется по формуле (8) СНиП $\mu = 3000/l^2$ и может быть больше единицы» или «так как задачи плоской формы деформирования решены в упругой постановке, то коэффициенты μ_y и μ_z могут принимать значение больше единицы».

Автором предложен прием избежания методологического диссонанса, вызванного $\mu > 1$ при использовании нормативных методов расчета элементов [7]. Но этот прием только завуалировал «разрушение» феномена коэффициента продольного изгиба. От того, что «разрушает» физический феномен в нормативном документе следует отказаться.

Коэффициент μ в расчетах деревянных стержней. Из формулы (3) при $E = const$

$$\mu = \frac{2E}{R_c^{BP}} \quad (9)$$

величина постоянная и коэффициент продольного изгиба равен если принять, как в нормах, $^2 E/R_c^{BP} = A$,

$$A/l^2. \quad (10)$$

Для древесины сосны А.Б. Губенко [8] была установлена величина $A = 3100$, а позже в СНиП II-25-80 – $A = 3000$ при том, что в нормах взамен предела прочности условной древесины введены три сорта древесины цельной и клееной с широким диапазоном величин временно-го сопротивления сжатию вдоль волокон R_c^{BP} .

Константа $A = 3000$ соответствует сжатию элемента с $R_c^{BP} = 33$ МПа для цельной древесины 1-го сорта. Нормы рекомендуют для стоек и колонн древесину 3-го сорта с $R_c^{BP} = 20$ МПа для конструкции из пиломатериалов и $R_c^{BP} = 23,5$ МПа для конструкций из брусев и из клееной древесины. Коэффициент заметно изменяется, и в этом уже заложена методологическая неточность расчета центрально-сжатых стержней.

Эту неточность СНиП II-25-80 предполагалось исправить в проекте СНиП 2.03.08-90 «Деревянные конструкции». Взамен формулы (10) коэффициент продольного изгиба рассчитывался по формуле (3) для временных сопротивлений пяти классов прочности R_c^{BP} в диапазоне 19–44 МПа [9]. В ДСТУ-Н этого, к сожалению, не сделано. Но такое уточнение расчета центрально-сжатых стержней должно быть внесено с учетом сортности цельной и клееной древесины.

По формуле (10) график зависимости имеет вид, получивший название гиперболы Эйлера. При гибкостях <70 , когда коэффициент $<0,6$, гипербола Эйлера резко устремляется вверх и уже при >55 коэффициент $=1$.

Вопросами продольного изгиба экспериментальным путем занимались многие ученые. За рубежом участок зависимости при гибкостях $0 < <70$ получил название кривой Энгессера–Кармана. В СССР после аппроксимации этого участка Д.А. Кочетковым он получил название кривой ЦНИИПС. Участок гиперболы Эйлера, расположенный выше кривой ЦНИИПС, относится к центрально-сжатому виртуальному стержню, который не может существовать в природе. Нормативная методика расчета центрально-сжатых стержней предусматривает две формулы для вычисления коэффициента :

при гибкостях стержня >70 по формуле (10); при <70 по формуле Кочеткова для реальных стержней.

В интервале гибкостей >65 – 85 коэффициент почти одинаковый, что обеспечивает плавный переход графической зависимости от гиперболы Эйлера к кривой ЦНИИПС. Это справедливо с физической точки зрения на продольный изгиб сжатого стержня. Интервал развития продольного изгиба, как и значение граничной гибкости [] перехода гиперболы Эйлера в график ЦНИИПС, зависит от прочности материала R_c^{BP} .

Методологический диссонанс, вызванный , появляется в расчете сжато-изогнутых стержней. В нормативном методе расчета используется для только формула (10), когда коэффициент продольного изгиба в интервале гибкостей 20 – 40 становится $>>1$.

Математическая формализация расчета центрально-сжатых элементов на устойчивость. В математическую формулу расчета центрально-сжатых элементов на устойчивость входит знак*. После внедрения в проектную практику расчета строительных конструкций метода предельных состояний в первом нормативном документе СНиП II–Б.5 «Деревянные конструкции зданий и промышленных сооружений» и в НиТУ 122-55 формула имела такой вид:

$$N \leq m_c R_c F_{расч}. \quad (11)$$

Эта формализация соответствует физической сущности нового метода расчета, которая формулируется так: расчетное усилие N не должно превышать несущую способность элемента. Подобная запись расчетных формул содержалась в Пособии [4].

В следующих СНиП формула приобрела вид

$$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_c. \quad (12)$$

Рассмотрим расположение знака в приведенных формулах с позиции *математической логики*.

Сравним формулы (11) и (12) как знаковые системы.

Формула (11). Коэффициент помещен в правую часть математического условия явления

* Знак есть материальный предмет, выступающий в познании в качестве указания действия. Филосовский словарь. – М: – 1975. Статья ЗНАК

устойчивости элемента, к расчетному сопротивлению вместе с коэффициентом условий работы элементов. В этой знаковой системе коэффициент , отвечая своему физическому смыслу, показывает насколько недоиспользуется механическая прочность материала вследствие возможной потери сжатым элементом устойчивости.

С позиции семиотики формула представляет собой формализованную знаковую систему, точно в рамках математической логики передающей физический смысл потери устойчивости центрально-сжатым элементом.

Формула (12). Рассмотрим в рамках математической логики смысловое содержание коэффициента в этой знаковой системе.

Отношение $N / F_{расч}$ показывает изменение – возрастание силы, действующей на сжатые элементы при < 1 . Но это не имеет отношения к физическому явлению устойчивости.

Выражение $F_{расч}$ предполагает уменьшение площади поперечного сечения элементов. Это также не имеет отношения к устойчивости.

С позиции семиотики формула не является логичной формализацией физического явления, в ней отсутствует математическая логика. Формула дает только правильное арифметическое решение задачи устойчивости центрально-сжатого элемента.

С позиции философии техники и методологической при изложении расчета центрально-сжатых деревянных элементов следует пользо-

ваться математической формализацией, адекватно отображающей явление устойчивости элементов в математической записи,

$$\frac{N}{F_{расч}} R_c , \quad (13)$$

рассматривая как своеобразный коэффициент условий работы центрально-сжатого стержня. Это отвечает смыслу и логике расчета методом предельных состояний. Приведем в поддержку формулы (13) условие устойчивости центрально-сжатого стержня из [10]

$$[\sigma] [\sigma]_{сж} , \quad (14)$$

где – коэффициент понижения допускаемого напряжения на сжатие, учитывающий запас устойчивости.

Законы семиотики в техническом тексте следует соблюдать.

Вывод.

В учебной литературе и в нормативных документах по проектированию деревянных конструкций недопустимо приводить положения нормативного характера, не отвечающие физическим явлениям. Математическая формализация физических явлений не должна иметь претензий с позиций методологической, научной и семиотики.

Из ДСТУ-Н «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування» исключены методы расчета элементов, содержащие коэффициент продольного изгиба, который превышает единицу.

[1] Клименко В.З. Рассуждения о модулях упругости древесины в расчетах конструкций // Збірник наукових праць УкрНДІстальконструкція ім. В.М. Шимановського. Вип. 8. – К.: Сталь. – 2011. – С. 15–23

[2] Клименко В.З. Поиск истины в модулях упругости древесины E и E' при расчете сжато-изгибаемых элементов // В.З. Клименко, Д.В. Михайловский, М.С. Коваленко / Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса, – 2012. С. 115–123.

[3] Клименко В.З. Новый нормативный документ щодо проектування дерев'яних конструкцій // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – № 1. – С. 28–32.

[4] Каченов В.М. Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям (Пособие для освоения метода расчета) / М.: ГСИ. 1955. – 48 с.

[5] Иванов Ю.М. Предел пластичного течения древесины – М.: Стройиздат, 1948. – 198 с.

[6] Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов / Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов и др. Под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – 5 изд. М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.

[7] Клименко В.З. Устранение методологического диссонанса в расчете деревянных элементов, работающих на изгиб со сжатием // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 41–44.

[8] Губенко А.Б. Устойчивость центрально сжатых деревянных стержней / В сб.: Исследования прочности и устойчивости деревянных стержней. – М.: Стройиздат Наркомстроя, 1940. – С. 3–13.

[9] Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас: Підручник. – К.: Вища школа, 2000. – 304 с.: іл.

[10] Фесик С.П. Справочник по сопротивлению материалов. – К.: Будівельник, 1982. – 277 с.

Надійшла 15.01.2013 р.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СОПРИКАСАЮЩИХСЯ ПОВЕРХНОСТЕЙ ФРИКЦИОННЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

Поскольку во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах действующие усилия в элементах стыка или прикрепления полностью передаются силами трения, которые возникают по специально подготовленным соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов, сжатых болтами, достоверная оценка качества подготовки этих поверхностей является актуальной задачей.

Особо актуален этот вопрос в случае ремонта конструкций, выполняемого как с разборкой существующих болтовых или заклёпочных соединений, так и с использованием дополнительных элементов и деталей, прикрепляемых высокопрочными болтами к существующим, например, прокорродировавшим или окрашенным поверхностям.

Как правило, требующиеся фрикционные свойства соприкасающихся поверхностей соединений обеспечиваются путём их специальной очистки (пескоструйной, газопламенной и др.).

В настоящее время качество подготовки поверхностей оценивают путём строгого соблюдения технологии производства работ, регламентированной на основе результатов лабораторных испытаний образцов соединений. На натуральных конструкциях такие испытания не проводят. Следовательно, адекватность фактических значений принятым в расчёте подтверждают косвенным путём.

Согласно вновь разработанной и апробированной методике измерение коэффициента трения осуществляется с помощью специального устройства непосредственно на монтируемых конструкциях (см. рисунок) [1].

Измерение силы (коэффициента) трения осуществляется путём перемещения накладки по неподвижной конструкции. При этом накладка прижата к конструкции высокопрочным болтом с заданным усилием натяжения. Её сдвиг относительно конструкции осуществляется с помощью рычагов первого рода в процессе контролируемого натяжения болта, соединяющего длинные концы этих рычагов. Головка болта, прижимающего накладку к конструкции,



Л.М. Рабер

академик Подъемно-транспортной академии наук Украины, доцент Национальной металлургической академии Украины, к.т.н. (г. Днепропетровск)



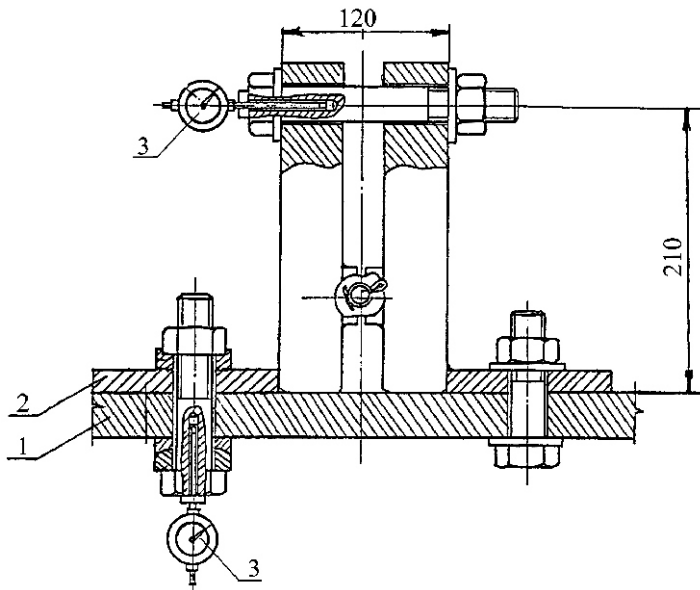
А.Е. Червинский

аспирант Национальной металлургической академии Украины (г. Днепропетровск)

взаимодействует с шаровой опорой, образованной закаленными шайбами с притертыми сферами. Смазанные поверхности этих сфер обладают, как показали специально выполненные эксперименты, ничтожно малым значением коэффициента трения. Рифы на шайбе, расположенной под гайкой этого болта, внедряются в поверхность накладки, а гайка размещена в углублении на шайбе. Диаметр этого углубления равен диаметру описанной окружности гайки.

Изложенные особенности узла сжатия деталей дают возможность болту отклониться на некоторый угол в процессе сдвига накладки по конструкции, т.е. сдвиг происходит строго по соприкасающимся плоскостям накладки и конструкции. Процесс и величина сдвига могут быть зафиксированы любым известным способом. Например, визуально по рискам, нанесенным чертилкой на неподвижной конструкции, или с помощью индикаторов часового типа. Сила трения покоя накладке относительно конструкции определяется из условия равновесия рычага. Общая масса устройства – не более 10 кг.

Устройство может быть использовано в процессе приёмки выполненных работ, в том числе для подтверждения качества применённых при подготовке поверхностей материалов и соблюдения сроков между очисткой поверхностей и сборкой соединений. Помимо этого, при-



Устройство для измерения силы трения покоя по контактным поверхностям болтового frictionного соединения:

1 – конструкция; 2 – накладка; 3 – индикаторы часового типа

нятия во внимание фактических значений коэффициентов трения должно способствовать сокращению, а в ряде случаев полному исключению специальной подготовки поверхностей. Практика свидетельствует, что на поверхности тонких элементов прокатная окалина обеспечивает фрикционные свойства, сравнимые со специальной пескоструйной или дробеструйной очисткой. Это же относится к прокорродировавшим поверхностям старых элементов. Иногда специальная подготовка поверхностей способствует лишь стабилизации, но не увеличению значений коэффициентов трения. В ряде случаев эти значения снижаются.

Однако, как свидетельствует опыт, доводить до сдвига накладки по неподвижной конструкции не всегда целесообразно, поскольку сдвиг неизменно ведёт к нарушению специально подготовленных поверхностей. В случае подготовки поверхностей пескоструйной очисткой шероховатости сглаживаются. При нанесении

фрикционного покрытия происходит его разрушение. Поэтому после такого контроля качества неизбежно восстановление нарушенных или разрушенных фрикционных поверхностей.

С целью сохранения целостности подготовленных поверхностей в процессе проведения измерений разработан неразрушающий метод [2], согласно которому измерение производят в следующем порядке. Натяжение болта, скрепляющего металлоконструкцию и стыковую накладку, производят до усилия, соответствующего нижней границе поля допуска (P_{min}). К сдвигаемой с помощью рычагов накладке прикладывают наибольшую возможную нагрузку на соединение (Q_{max}), при которой сдвиг происходить не должен. При этом предельное условие имеет вид

$$Q_{max} \leq P_{min} \cdot \mu$$

где μ – проектное значение коэффициента трения по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов.

Все величины, входящие в формулу, определяются по методу предельных состояний с установленной обеспеченностью.

При достижении нагрузки Q_{max} , принимаемой в качестве показателя сравнения, сдвиг происходить не должен. В случае возникновения сдвига до или в момент достижения нагрузкой величины показателя сравнения, корректируют технологию подготовки соприкасающихся поверхностей.

Таким образом, возможность произвести измерение коэффициента трения по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов и усилий натяжения болтов [3] позволяет получить достоверную информацию о качестве выполняемых работ как на стадии монтажа конструкций, так и в период проведения ремонтных работ.

[1] Пат. № 40198А. Украина. МПК G01N19/02 Пристрій для вимірювання сил тертя спокою по дотичних поверхнях болтового зсувостійкого з'єднання з однією площиною тертя / Рабер Л. М.: заявитель и патентообладатель Национальная металлургическая академия Украины. – № 2000105588: заявл. 02.10.2000: опубл. 16.07.2001. Бюл. №6.

[2] Пат. № 69786. Украина. МПК G01N19/02(2006.01). Спосіб контролю якості підготовки дотичних поверхонь фрикційних з'єднань на високоміцних болтах / Рабер Л. М., Червінський А. Є.: заявитель и патентообладатель Национальная металлургическая академия Украины. –

№ и 201113324: заявл. 14.11.2011: опубл. 10.05.2012. Бюл. № 9.

[3] Пат. № 2148805. РФ. МПК G01L5/24. Способ определения коэффициента закручивания резьбового соединения / Рабер Л. М., Кондратов В. В., Хусид Р. Г., Мироллюбов Ю. Г. – Заявители и патентообладатели: Рабер Л. М., Кондратов В. В., Хусид Р. Г., Мироллюбов Ю. Г. – № 97120444/28: заявл. 26.11.1977. Опубл. 10.05.2000. Бюл. № 13.

Надійшла 02.11.2012 р.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ 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) у форматі *.doc, docx, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у форматах tif, eps, jpg – 300 dpi або на паперових носіях для сканування.
- 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.

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

Вартість розміщення реклами (з урахуванням ПДВ та податку на рекламу)

Формат	Розміри, мм		Одноколірна, ціна ум. од.	Двоколірна, ціна ум. од.	Багатоколірна, ціна ум. од.
A4	185 x 270		150	300	450
1/2 A4	85 x 270	185 x 130	75	150	240
1/4 A4	85 x 130	185 x 60	40	75	130
1/8 A4	85 x 60		20	40	

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

- 1-а сторінка – 700 ум. од.
- 2-а сторінка – 600 ум. од.
- 3-я сторінка – 500 ум. од.
- 4-а сторінка – 500 ум. од.

**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 № 2 від 06.06.2013 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

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 06.06.2013 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

Віддруковано ТОВ «Друкарня «Літера», вул. Мельникова, 73-А, м. Київ, 04119, тел. 502-68-08

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 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

МІЖНАРОДНА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ІНТЕРНЕТ-КОНФЕРЕНЦІЯ

«Проектування, виготовлення та монтаж сталевих конструкцій. Досвід і перспективи розвитку»

КОНФЕРЕНЦІЯ ПРОВОДИТЬСЯ ЗА ПІДТРИМКИ:

МІНІСТЕРСТВА РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА
ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ
КИЇВСЬКОЇ МІСЬКОЇ ДЕРЖАВНОЇ АДМІНІСТРАЦІЇ
НАЦІОНАЛЬНОЇ АКАДЕМІЇ НАУК УКРАЇНИ
МІЖНАРОДНОЇ АСОЦІАЦІЇ З ОБОЛОНКОВИХ ТА ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ (IASS)
УКРАЇНСЬКОЇ ДЕРЖАВНОЇ КОРПОРАЦІЇ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»
АКАДЕМІЇ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ
ІНСТИТУТУ ЕЛЕКТРОЗВАРЮВАННЯ ІМ. Є.О. ПАТОНА

ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦІЇ

- Розроблення раціональних типів будівельних металевих конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження.
- Розвиток методів розрахунку і проектування будівельних металевих конструкцій і споруд.
- Проблеми автоматизації проектування і розрахунку металевих конструкцій.
- Удосконалення технологій виготовлення і монтажу металевих конструкцій, ремонту і реконструкції будівель і споруд.
- Нормативне забезпечення якості та безпеки конструкцій будівель і споруд. Розвиток і вдосконалення нормативної бази в галузі будівництва.
- Проблеми технічної експлуатації, методи оцінки технічного стану і визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій.

ОФІЦІЙНІ МОВИ КОНФЕРЕНЦІЇ: ▼ УКРАЇНСЬКА ▼ РОСІЙСЬКА ▼ АНГЛІЙСЬКА.

КОНТРОЛЬНІ ДАТИ

Заявка на участь і анотація доповіді	– 30 липня 2013 р.
Повідомлення про попереднє прийняття доповідей	– 12 серпня 2013 р.
Подання доповідей	– 10 жовтня 2013 р.
Закриття конференції	– 21 листопада 2013 р.

Інтернет-конференція проходитиме в наступному форматі. Доповіді, які отримають позитивну рецензію, будуть опубліковані на сторінці інтернет-сайта конференції 14 жовтня 2013 року. Обговорення доповідей відбуватиметься у вигляді інтернет-форуму з 14 жовтня до 20 листопада 2013 року. Протягом цього часу можна буде ознайомитися із доповідями учасників конференції, надіслати свої запитання або залишити коментарі.

Усі матеріали конференції будуть доступні для огляду, без можливості залишати коментарі, до 31 січня 2014 року.

Кращі доповіді будуть опубліковані у фаховому журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди» та у «Збірнику наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського», які входять до переліку наукових фахових видань з технічних наук.

ДЛЯ КОРЕСПОНДЕНЦІЇ

Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського,
вул. В. Шимановського 2/1, Київ, 02660, Україна. Тел.: +38-044-543-97-40;
e-mail: icbmc@urdisc.com.ua; <http://urdisc.com.ua/interconf.html>.



ПАМ'ЯТІ ТОВАРИЩА

**У квітні цього року
раптово пішов із життя
талановитий інженер
і видатний вчений
у галузі
металобудівництва**

**Андрій Андрійович
ГРОМ**

Народився Андрій Андрійович 4 січня 1956 р. Трудову діяльність розпочав у 1973 р. з посади лаборанта кафедри основ і фундаментів Київського інженерно-будівельного інституту. Після закінчення КІБІ протягом 1979–2006 рр. обіймав посади інженера, молодшого наукового співробітника, старшого наукового співробітника, доцента кафедри, завідувача відділу, директора Науково-дослідного комплексу інституту.

У 1988 р. захистив кандидатську дисертацію з технічних наук.

З 2006 р. і до кінця свого життя працював завідувачем науково-дослідного відділу технічного розвитку ВАТ «Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» та ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського».

Гром А.А. керував науково-дослідними та проектно-конструкторськими роботами із проблем будівництва, розрахунку конструкцій, конструювання несучих будівель та споруд, брав активну участь у розробленні нормативної документації в галузі металобудівництва. Його наукові розробки та створені комплекси програм застосовуються у розрахунках сучасних інженерних конструкцій як у будівництві, так і в інших галузях науки.

Андрій Андрійович як старший науковий співробітник, доцент, член-кореспондент Академії будівництва України вів також науково-педагогічну діяльність. Він є автором понад 75 наукових і науково-педагогічних праць.

Гром А.А. був членом науково-технічної ради та спеціалізованої вченої ради ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» із захисту дисертацій, членом координаційної робочої групи Мінрегіону України з адаптації нормативної бази з проектування будівельних конструкцій до вимог норм Європейського Союзу, вченим секретарем секції будівництва і будівельних матеріалів Комітету з Державних премій України в галузі науки і техніки, мав неабиякий авторитет і повагу серед металобудівельників не тільки нашої країни, а й за її межами.

Чуйний та життєрадісний, відданий друзям та справі, якій присвятив усе своє недовге життя, Андрій Андрійович Гром назавжди залишиться в пам'яті тих, хто його знав і кому пощастило з ним працювати.

Колектив ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»