

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**
**ВІДКРИТЕ АКЦІОНЕРНЕ
ТОВАРИСТВО**
**«УКРІДПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКШЯ
ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»**

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 12853-1737 ПР від 11.07.2007 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.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеев В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв 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., акаадемік 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., д.т.н., проф.

**МІЖНАРОДНА
РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2011 — 2013 роки**

Абель Д., д.т.н., проф.	(США)
Агощ З., д.т.н., проф.	(Словаччина)
Белоєв М., к.т.н.	(Болгарія)
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф.	(Україна)
Зюлко Е., 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 НАНЕ, 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)
Павлов А.Б., д.т.н., проф.	(Росія)
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)
Тулебаев К.Р., д.т.н.	(Казахстан)
Шугаєв В.В., д.т.н., проф.	(Росія)
Янковяк Р., д.т.н., проф.	(Польща)



1'2011

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ПРОБЛЕМИ ПРОМИСЛОВОГО БУДІВНИЦТВА

В.П. Адріанов

НАУКОВО-ТЕХНОЛОГІЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРОЦЕСІВ БУДІВНИЦТВА
ОБ'ЄКТІВ ПРОМИСЛОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

В.С. Мостовой, С.В. Мостовой, С.М. Кондра, Ж.С. Страшко

ОЦЕНКА ИНФОРМАТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ СОСТОЯНИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В РЕЖИМЕ МОНИТОРИНГА. 7

Ю.Е. Власенко, В.И. Кузьменко

РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛИ ПОВЕДЕНИЯ СРЕДЫ
«СООРУЖЕНИЕ – ФУНДАМЕНТ – ОСНОВАНИЕ». 14

Г.Н. Агеева

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИЗГИБА
ЖЕСТКИХ АЭРОДРОМНЫХ ПОКРЫТИЙ 19

Л.Б. Шаміс, Т.І. Матченко, Л.Ф. Первушова

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ МОДЕлювання СТАРІННЯ СТАЛЕЙ
ПРИ ВИЗНАЧЕННІ ЇХ РЕСУРСУ 26

ЗАРУБІЖНІЙ ДОСВІД

Zoltán Agócs, Anton Bezák, Ivan Bezák, Marcel Vanko

RECONSTRUCTION OF THE WINTER STADIUM
IN BRATISLAVA 31

ТЕХНІЧНЕ ПЕРЕОЗБРОЄННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ

В.Г. Литвяк, В.И. Фрейдлин, В.Ф. Поливода

РЕКОНСТРУКЦІЯ СУЩЕСТВУЮЩИХ
І СТРОІТЕЛЬСТВО НОВИХ СКИПОВЫХ ЯМ
В УСЛОВІЯХ ДЕЙСТВУЮЩЕГО ДОМЕННОГО ЦЕХА 37

УНІКАЛЬНІ ОБ'ЄКТИ

В.В. Фурсов, Ю.Г. Перетятько, С.Б. Агеенко

ОСОБЕННОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ
МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦІЙ КОЗЫРЬКА ЮЖНОЇ ТРИБУНИ
СТАДІОНА «МЕТАЛЛІСТ» В Г. ХАРЬКОВЕ 45

ЮВІЛЕЙНІ ДАТИ

СМІРНОВ В'ЯЧЕСЛАВ МИКОЛАЙОВИЧ

(до 70-річчя від дня народження) 47

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

НАУКОВО-ТЕХНОЛОГІЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРОЦЕСІВ БУДІВНИЦТВА ОБ'ЄКТІВ ПРОМІСЛОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Згідно з річними статистичними звітами обсяги будівельно-монтажних робіт на об'єктах промислового призначення складають від 40 до 50 відсотків від загальних обсягів по Україні.

Сучасне промислове будівництво має свої суттєві особливості. В умовах науково-технічної революції практично кожне промислове підприємство, що будується, є об'єктом «нової техніки» із використанням новітнього технологічного обладнання, сучасних інженерних систем, прогресивних будівельних конструкцій, автоматизованих систем управління технологічними процесами, захисту, екологічної безпеки тощо. Це все вимагає від спеціалістів та робітників будівельних підрозділів високого рівня інженерної підготовки, опанування технологічних схем майбутніх виробництв, організаційних та технічних методів безпечної роботи на будмайданчику, використання сучасних будівельних технологій великоблокового і сумісного монтажу обладнання, трубопроводів і конструкцій, а також сучасних засобів технологічного оснащення.

До здобутків вітчизняних будівельників можна віднести введення в дію значної кількості нових або модернізованих промислових виробництв базових галузей економіки. Так, у металургії це доменні печі, киснево-конверторні цехи, машини неперервної розливки сталі, прокатні стани. У хімічній, нафтохімічній промисловостях – хімічні комбінати, підприємства з виготовлення міндобрив та нафтопереробні заводи.

У машинобудуванні – автомобільні підприємства, нові потужності з виготовлення сільськогосподарських машин і механізмів, вагонобудівних заводів та інші.

Значна кількість об'єктів споруджена для промисловості будівельних матеріалів, легкої, харчової та інших переробних галузей.

Одночасно із зведенням промислових об'єктів широкого застосування набули такі нові технічні рішення, як стендово-блоковий та конвеєрний методи складання металевих конструкцій. В умовах постійного зростання оди-



В.П. Адріанов
віце-президент
Академії будівництва України

ничної потужності агрегатів, машинних габаритів, складності і структури технологічного устаткування монтажними організаціями були опановані сучасні методи великоблокового монтажу устаткування, конструкцій, трубопроводів із використанням технологічних мостових кранів та інших спеціальних засобів технологічного оснащення.

Підвищенню продуктивності праці у промисловому будівництві сприяли такі новації, як індустріалізація трубопровідних робіт, впровадження сучасного зварювального обладнання і матеріалів, нових типів будівельної техніки та засобів механізації, комплектна поставка систем тепло- і водопостачання, енергозабезпечення, автоматизації і зв'язку та інші досягнення технічного прогресу у будівництві.

Про високий рівень технологічного забезпечення процесів спорудження промислових об'єктів в Україні свідчить залучення на постійній основі українських проектувальників та фахівців будівельної галузі до зведення об'єктів у країнах Азії, Африки, Близького Сходу та СНД.

Досвід розвинутих країн світу показує, що вихід із економічної кризи, як правило, забезпечується структурною перебудовою базових галузей за рахунок створення наукоємних виробництв, а також проведення технічного переозброєння та реконструкції діючих промислових комплексів на базі останніх досягнень науки і техніки, економічної доцільності та екологічної безпеки.

У найближчі роки виробничі потужності будівельних підрозділів будуть спрямовані на оновлення активної частини основних фондів

підприємств, тому від якості їх підготовки до проведення реконструкції та технічного переозброєння, як правило, в умовах діючого виробництва залежить ефективність цих заходів.

Серед інженерних завдань, які стоять перед будівельниками, максимальне скорочення термінів робіт для мінімізації економічних втрат замовника від зупинки діючого технологічного обладнання та заміни його на нове, узбереження будівельно-монтажних робіт в умовах термічного навантаження та загазованості у діючих цехах металургійних та хімічних виробництв, використання спеціальних засобів механізації та оснащення, пошук можливості використання експлуатаційних кранів для реконструкції, максимальне укрупнення в монтажні блоки основного технологічного обладнання, вузлів технологічних трубопроводів та інженерних систем енергозабезпечення та інші.

Важливим чинником успішної модернізації виробництва є розроблення на сучасному рівні проектів реконструкції або технічного переозброєння. Для цього галузеві технологічні проектні інститути повинні володіти вичерпною інформацією щодо останніх наукових розробок, спрямованих на сучасний світовий рівень, а також подовження надійної експлуатації конструкцій, споруд і машин.

Вирішенню значної низки зазначених проблем присвячена програма Національної академії наук України «Ресурс», метою якої є створення сучасних технологій і засобів для подовження ресурсу відповідальних об'єктів тривалої експлуатації.

За цією програмою протягом останніх трьох років було підготовлено більш як 100 проектів та отримано важливі науково-технічні та практичні результати, а саме:



Монтаж металоконструкцій на Алчевському меткомбінаті

- розроблено сучасне обладнання для змінення робочих поверхонь кристалізаторів безперервного розливу сталі, технологічного відновлення і ремонту корпусів конверторів, нові технічні рішення для діагностики обладнання прокатних станів, а також безпечного задування і видування доменних печей;
- виготовлені дослідні партії емалі принципово нового складу для протикорозійних покрівтів технологічних трубопроводів та обладнання, розроблена методика акустично-емісійної діагностики об'єктів тривалої експлуатації та інші;
- розроблені технології ремонту зварювання деталей парових турбін та арматури високого тиску, запропоновано плазмову технологію стабілізації горіння пиловугільного палива в топках енергетичних котлів;
- розроблені матеріали і методи захисту від корозії сталевої арматури залізобетонних конструкцій, плазмово-дугового нанесення захисних корозійностійких покрівтів на великогабаритні металоконструкції, оптимізації зварювальних технологій для відновлення і подовження ресурсу діючих мостів та багато інших.

Усі ці новації необхідно вже сьогодні адаптувати до реалій будівництва, закладаючи в проекти, відпрацьовуючи технології застосування на будмайданчиках, а за необхідності – розробити потрібні нормативи та підготувати кадри.

Набутий вітчизняний досвід зведення промислових підприємств у базових галузях економіки дозволяє спеціалізованим будівельним організаціями реалізувати найскладніші будівельні проекти.



Виробництво трубопровідних вузлів



Монтаж металевих конструкцій резервуара для нафти



Монтаж технологічного обладнання великими блоками на об'єктах металургії



Монтаж грануляційної башти виробництва карбаміду

У галузі металобудівництва заводи металевих конструкцій налагодили серійний випуск важких і складних, максимально укрупнених листових і гранчастих металоконструкцій доменних, конверторних, прокатних цехів, важких колон і рам, підкранових балок, каркасів промислових будівель, естакад, рулонних листових конструкцій резервуарів, повітропідігрівачів, газгольдерів, легких металевих конструкцій комплектної поставки, стінових багатошарових панелей, профлисту та іншої продукції.

Вітчизняні сталемонтажні організації опанували такі передові технології, як насування в проектне положення укрупнених блоків домennих печей, стендово-блоковий і конвеєрний методи складання покріттів цехів промпідприємств, повнозбірний монтаж покриття велико-прогонових корпусів розміром 120–216 м із загальною масою конструкцій більше як 8 тис. т, монтаж конструкцій резервуарів для нафтопродуктів від 5 до 75 тис. м³, прогресивний метод монтажу листових конструкцій декомпозерів, використання гвинтокрилів для монтажу (демонтажу) конструкцій, спорудження унікальних телевізійних веж у містах Києві та Харкові та багатьох інших сучасних технічних рішень.

Сучасна технічна політика у металобудівництві базується в нашій країні у значній частині на наукових школах і розробках інституту «Укрінстаалькон ім. В.М. Шимановського» (колишній «УкрНДІпроектсталеконструкція ім. В.М. Шимановського»), а також проектах спеціалізованих інститутів «Дніпропроектсталеконструкція», «Стальпроект», «Донспецмонтажпроект» та ряду інших.

Виконання механомонтажних робіт на будівництві промислових об'єктів супроводжується використанням новітніх технологій, пов'язаних із збільшенням одиничної потужності агрегатів, маси, габаритів, складності і структури технологічного устаткування. Маса блоків устаткування досягає 1200–2000 т при монтажі конверторних цехів, 400–500 т – колонних апаратів у хімічній і нафтопереробній промисловостях, 300–350 т – випалювальних печей аглофабрик і цементних печей, а для підйомно-транспортного устаткування 260–600 т.

На озброєнні українських монтажних організацій є такі методи, як піднімання блока грануляційної башти виробництва азоту вагою 540 т на висоту 100 м, насування в проектне по-

ложення конвертора масою 1555 т, конвеєрне складання печей перолізу на нафтопереробних заводах блоками масою до 2 тис. т, монтаж мостових кранів із використанням устаткування конвеєрної лінії та роторного комплексу потужністю 5000 м³/рік на гірничозбагачувальних комбінатах та інші технології.

Високого рівня індустріалізації та механізації досягли вітчизняні будівельні організації при виконанні електромонтажних, сантехнічних, вентиляційних, вогнетривких, хімзахисних і теплоізоляційних робіт, а також при улаштуванні палевих фундаментів, будівництві підземних споруд методом «стіна в ґрунті», спорудженні протифільтраційних завіс, намиванні ґрунту під промислову забудову.

Зварювання в промисловому будівництві залишається одним із головних і найбільш відповідальних технологічних процесів, що безпосередньо впливає на міцність, довговічність та надійність експлуатації зварних будівельних металевих конструкцій та трубопроводів.

Багаторічна творча співпраця будівельників та фахівців Інституту електрозварювання ім. Е.О. Патона дозволяє вирішувати технічні питання з впровадження на виробничих базах та безпосередньо при монтажі нових зварювальних технологій, матеріалів, обладнання, методів контролю якості, використання нових марок сталей, сучасних методів неруйнівного контролю зварних з'єднань, а також організації дієвої системи підготовки, перепідготовки та атестації спеціалістів зварювального виробництва.

Результатом цієї взаємодії стали відпрацьовані зварювальні технології виготовлення і спорудження нафтоналивних та ізотермічних резервуарів, металевих каркасів і доменних печей металургійних виробництв та інших будівель і споруд.

При виконанні будівельно-монтажних робіт на об'єктах промислового призначення важливе значення має наявність та постійне удосконалення нормативної бази щодо всіх етапів технологічних процесів.

Протягом останніх років спостерігається позитивна динаміка у діяльності Мінрегіонбуду України з удосконаленням вітчизняної нормативної бази, гармонізації її з європейськими стандартами, але, на жаль, такий важливий напрямок, як система технологічної документації у будівництві (СТДБ) знаходиться у незадовільному стані.

Розроблення цих нормативів раніше зосереджувалось у галузевих міністерствах колишнього Радянського Союзу. Тільки Мінмонтажспецбудом було розроблено біля 200 найменувань «ОСТ», «ВСН», «РСН», «РД» та інших документів. Більшість цих нормативів були єдиними документами, які визначали порядок виконання спеціальних будівельних робіт при спорудженні промислових об'єктів, у т.ч. монтаж технологічного та електротехнічного обладнання, резервуарів, сталевих і пластмасових трубопроводів, металевих конструкцій, дотримання технології зварювання та неруйнівного контролю.

Крім того, відомчі нормативні документи визначали порядок і склад розроблюваних проектів організації будівництва та виконання робіт на об'єктах промисловості, загальні вимоги безпеки при проведенні будівельних робіт, інструкції з використання окремих видів конструкцій, матеріалів, будівельної техніки та інші питання.

Рішенням Уряду України відомчі норми в галузі будівництва колишнього СРСР втратили чинність, а нові вітчизняні нормативи з технологічного проектування не були розроблені через брак коштів. Нормативний вакуум суттєво ускладнює роботу підрозділів Держархбудінспекції при проведенні експертизи ліцензіятів та перевірці дотримання технології будівельних процесів, безпосередньо діяльності будівельно-монтажних організацій, а також підприємств, які власними силами проводять роботи з модернізації виробництва.

На думку багатьох спеціалістів, для вирішення цієї проблеми потрібно розробити і реалізувати 2–3-річну цільову програму із створенням вітчизняної нормативної бази з технологічного проектування.

Державна технічна політика у промисловому будівництві не буде ефективною без проведення виваженої, послідовної політики у сфері проектування об'єктів базових галузей економіки, тому що сучасні проектні рішення на нове будівництво або модернізацію існуючих виробництв дозволяють узбечити їх експлуатацію та визначають у підсумку головні технічні параметри конкурентоспроможності та зменшення енерговитрат на продукцію вітчизняної промисловості.

Проектна справа як один із головних чинників технічного розвитку економіки потребує постійної уваги з боку держави, в першу чергу це стосується проведення моніторингу виробничої і науково-технічної діяльності проектних та конструкторських організацій, удосконалення їх структури, стимулювання розвитку інститутів, створення ефективної системи підготовки та перепідготовки фахівців проектної справи у навчальних закладах вищої школи тощо.

Не витримує критики система оплати праці вітчизняних проектувальників. Середня заробітна плата в українських проектних інститутах одна з найнижчих серед країн СНД, що призводить до соціального та фахового падіння авторитету професії, уповільнення термінів оновлення кадрового складу інститутів, поступового відставання від рівня розвинутих країн у підходах до розроблення складних в інженерному плані проектів промислового виробництва. Потрібні термінові зміни у підходах до грошового оцінювання праці проектувальників, якщо держава зацікавлена у вирішенні найскладніших питань оновлення основних фондів базових галузей промисловості на сучасному світовому рівні.

Високий рівень технічного і технологічного озброєння промислового будівництва сприяє успішному оновленню основних фондів базових галузей економіки і, як наслідок, зміцненню економічної незалежності нашої держави. Тому виважена державна технічна політика в сфері промислового будівництва має надзвичайно важливе значення.

На жаль, у положеннях центральних органів виконавчої влади – галузевих міністерствах – не вписані функції з визначення та відслідковування виробничого потенціалу та технічного рівня вітчизняних будівельних організацій та підприємств будіндустрії, задіяних на будівництві промислових об'єктів та складних інженерних споруд. Відсутня інформація



Монтаж електрообладнання

щодо кількості будівельних підрозділів за спеціалізацією, їх досвіду, механо- та енергоозброєності, кадрового складу тощо. Ніхто в державних структурах не зможе відповісти на питання яка вітчизняна будівельна компанія спроможна на високому технічному рівні побудувати або очолити будівництво нового блока атомної електростанції, металургійного або хімічного комбінату, нафтопереробного заводу тощо.

Статистична звітність не відображає реальний стан

справ у будівельній галузі. Не визначається структура робіт у промисловому будівництві, в т.ч. обсяги підрядних робіт на нових об'єктах, при реконструкції або технічному переозброєнні промислового виробництва, не кажучи вже про визначення показників технічного прогресу.

На основі статистики неможливо проводити економічні та соціальні дослідження, пов'язані з розвитком капітального будівництва, тому її необхідно вдосконалювати.

Замовнику не важливо, хто збудує нове підприємство, вітчизняна чи закордонна будівельна організація, головне – за оптимальною ціною, якісно та своєчасно. А держава має бути зацікавлена у потужному конкурентоздатному та технічно озброєному будівельному комплексі, який здатен забезпечити додаткові робочі місця, бюджетні надходження та стимулювати розвиток споріднених галузей – будматеріалів, машинобудування, металургії, електротехніки тощо.

Є багато інших організаційних і технічних питань, спрямованих на підвищення ефективності промислового будівництв, але головною домінантною практичної роботи всіх учасників промислового будівництва повинна стати підтримка та підвищення конкурентоспроможності вітчизняної фондоутворювальної галузі на сучасному науково-технологічному рівні.

Надійшла 03.02.2011 р.

УДК 534

ОЦЕНКА ИНФОРМАТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В РЕЖИМЕ МОНИТОРИНГА

В статье представлены математические модели мониторинга строительных конструкций с целью оценки информативных динамических параметров этих объектов для исследования их нынешнего состояния и прогноза в будущем. Предполагается, что полученные характеристики объекта в процессе мониторинга могут использоваться как основные параметры для обнаружения момента начала процесса их «старения». Рассматриваются два вида мониторинга: активный и пассивный.

Article is devoted to mathematical modeling of engineering constructions monitoring process. The purpose of monitoring is to estimate the object dynamic parameters, which are informative for analyses of its real state and prediction the state in future. It is possible to consider that the obtained characteristics by the monitoring process of the object can be used as the basic specifications for detection of the start moment of the «ageing» processes. For this goals here are presented two modes of the monitoring: active and passive one.

Ключевые слова: система мониторинга, математическая модель, спектральные характеристики.

Математическая модель системы активного и пассивного сейсмоакустического мониторинга выкристаллизовалась в результате работ по мониторингу четвертого блока, а затем и саркофага Чернобыльской АЭС, мониторингу природных геофизических объектов и строительных конструкций. Собственные частоты колебаний этих объектов находятся в сейсмическом и нижней части акустического диапазонах частот [1–9].

Строительные сооружения (монумент Независимости в Киеве [10–12] и дымовая труба Рязанской ГРЭС [16]) анализировались на изменение динамических характеристик, связанных с установкой гасителей колебаний этих сооружений.

Описание эксперимента. Регистрация колебаний дымовой трубы Рязанской ГРЭС высотой 180 м производилась с целью получения спектральных характеристик исследуемого объекта, вычисления его логарифмического декремента колебаний и анализа возможностей системы гашения колебаний, которая была установлена на объекте. Система позволяет корректировать спектральные характеристики датчиков и всего тракта измерения вплоть до равномерных в выбранном диапазоне частот. Нужно выделить две фазы проведения эксперимента – это пассивный и активный мониторинги объекта. Первая часть эксперимента – регистрация отклика объекта исследования на природные и техногенные колебания естественного фона, которые рассматривались как входной сигнал. Этот сигнал представляет собой суперпозицию большого количества внешних возмущений, таких как естественный микросейсмический фон, техногенные и антропогенные шумы (например, ко-

**В.С. Мостовой**

старший научный сотрудник
Института геофизики
им. С.И. Субботина НАН Украины,
к. ф.-м. н.

**С.В. Мостовой**

профессор Национального
авиационного университета,
д. ф.-м. н.

**С.М. Кондра**

главный конструктор отдела
пространственных сооружений
БАТ «УкрНИИпроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского»

**Ж.С. Страшко**

ГИП отдела высотных сооружений
БАТ «УкрНИИпроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского»

лебания, вызванные движением транспорта, работой механизмов и др.). Важным моментом является то, что результирующий спектр этих сигналов намного шире, чем собственный спектр отклика сооружения. Анализируя результаты первой фазы эксперимента, можно отметить, что в низкочастотной части спектра

присутствуют две основные компоненты колебаний на частотах 0,225 и 1,461 Гц (при закрепленных маятниках гасителя). Целью второй фазы эксперимента было определение в активном мониторинге характеристик затухания колебаний объекта с работающими и отключенными тремя демпфирующими маятниками, гасителями колебаний, установленными на высоте 180 м. Для получения качественного входного возмущающего сигнала всей системы вершина трубы оттягивалась с помощью лебедки, а затем трос разрывался, что вызывало колебания всей трубы. Далее колебания затухали естественным путем. Оценка параметров кривой аппроксимирующей затухающей процесс-экспоненты вычислялась как среднее между параметрами двух огибающих кривых вида:

$$A_i \exp(-\zeta_i t) C_i n_i(t); \quad i = 1, 2,$$

которые получены путем минимизации среднеквадратичного уклонения от локальных максимумов $i = 1$ и локальных минимумов $i = 2$. В этом выражении $n_i(t)$ – случайный процесс (аддитивная помеха) с нулевым математическим ожиданием. В нашем случае постоянная времени затухания экспоненты $-0,184$. Для собственной частоты сооружения в 0,225 Гц логарифмический декремент будет равен $-0,818$.

Цели и задачи эксперимента. Целью данного эксперимента было определение в результате инструментальных наблюдений спектральных характеристик объекта; демпфирующих характеристик собственно объекта в режиме гашения колебаний и маятников-гасителей при варьировании их параметрами.

Масса и тип гасителя колебаний выбирается в зависимости от величины приведенной массы башни, частоты, на которой возможно появление автоколебания, диаметра газоотводящего ствола и конструктивных ограничений, например, наличия необходимых площадей на башне, на которой будут размещены гасители. Эти условия влияют на конструкцию механизма, которым является гаситель.

По диапазону гасимых частот гасители подразделяются на три типа: высокочастотные – для частот колебаний башни выше 0,8 Гц, среднечастотные – для частот колебаний от 0,33 до 0,8 Гц, низкочастотные – для частот ниже 0,33 Гц. Динамический гаситель колебаний для дымовой трубы с газоотводящим стволом 8 м Рязанской ГРЭС представляет собой тип сред-

нечастотного гасителя с основной и дополнительной массой, в основу конструкции которого положено решение а.с. 164169 «Динамический гаситель колебаний». Гаситель выполнен в виде стойки высотой 5200 мм из трубы, к которой прикреплены кронштейны, служащие опорой для подвески на цепях кольца 2970 мм. В кольцо вставлены грузы, зафиксированные при помощи шпилек. На стойке свободно перемещается в вертикальном направлении по трем направляющим конструкция, состоящая из трех консолей из сварных прямоугольных профилей, расположенных под углом 120° относительно друг друга. Элементы направляющих, кольца и прямоугольных консолей выполнены из высокопрочной стали 12Х18Н10Т для предотвращения истирания трущихся поверхностей. Конструкция гасителя представлена на рис. 1.

Колеблющиеся конструкции состоят из трех элементов:

- кольцевая основная масса $M = 4000$ кг;
- дополнительная масса «кольцо с лучами» $m = 200$ кг с возможностью перемещения в вертикальном направлении и взаимного перемещения в горизонтальном по отношению к основной массе;
- три подвески в виде цепей с винтовыми стяжками для регулирования длины при настройке.

При данном исполнении гасителя в виде кольцевой массы на длинных подвесках демпфирование осуществляется за счет трения между основной и дополнительной массами.

При определении парциальной частоты динамического гасителя колебаний механизм рассматривается как система с одной степенью свободы.

Уравнение движения маятника:

$$\begin{aligned} [(m_1 - m_2)g / m_1 R] &\theta' + \\ ^2 (m_1 - m_2)g / m_1 R &\theta = 0, \end{aligned}$$

где θ – угол отклонения от вертикали; ω – круговая частота; R – длина подвеса маятника; m_1 и m_2 – массы.

При проектировании гасителя его параметры принимались по частоте собственных колебаний башни, полученной из динамического расчета. Однако действительное значение частоты отличается от расчетного. В связи с этим перед сдачей в эксплуатацию гаситель «настраивался», т.е. устанавливались его физические па-

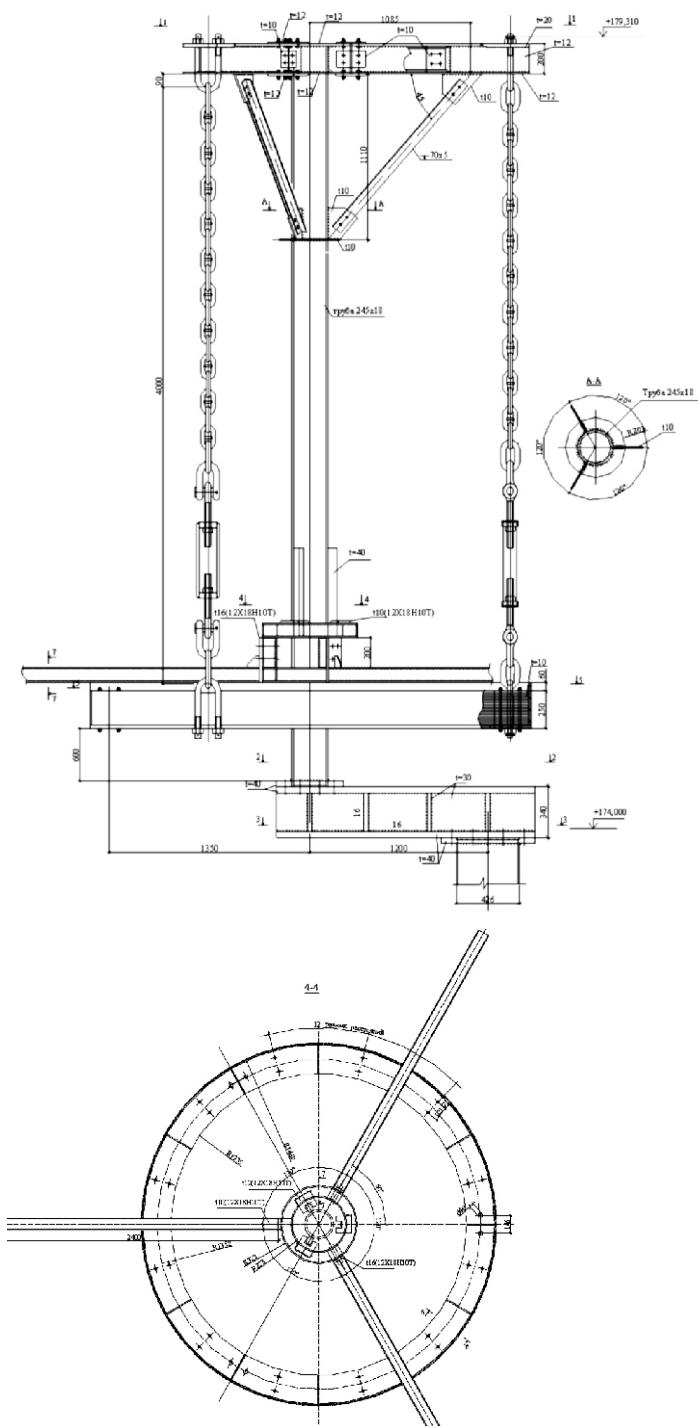


Рис. 1. Схема гасителя колебаний Рязанской ГРЭС

раметры, соответствующие действительным параметрам конструкции башни. Настройка гасителя включала в себя следующие этапы: динамический расчет и определение периода колебаний башни по первой форме; подбор длины подвесок гасителя, при которой период его колебаний соответствует периоду колебаний башни; монтаж гасителя на башню; получение спектральных характеристик башни с зафиксирован-

ными и работающими гасителями и анализ процесса колебаний башни.

На основании проведенных расчетов было получено значение периода колебаний по первой форме $T = 4$ с, приведенная масса (произведение массы на квадрат ординаты формы) составляла 194420 кг, и вычислена требуемая суммарная масса трех гасителей – 12000 кг.

После монтажа гасителей колебания башни были вызваны приложением импульса путем разрыва тарированного стального стержня с помощью лебедки и каната с петлей. Схема размещения оборудования для возбуждения колебаний приведена на рис. 2.

Предполагалось осуществить эксперимент как при пассивном мониторинге, когда колебания объекта исследования вызваны естественными факторами (микросейсмический фон, ветер, техногенные и антропогенные шумы), так и при активном мониторинге объекта.

Было выполнено два эксперимента с натяжением троса в 5 и 10 т, что позволило применить модель активного мониторинга [5].

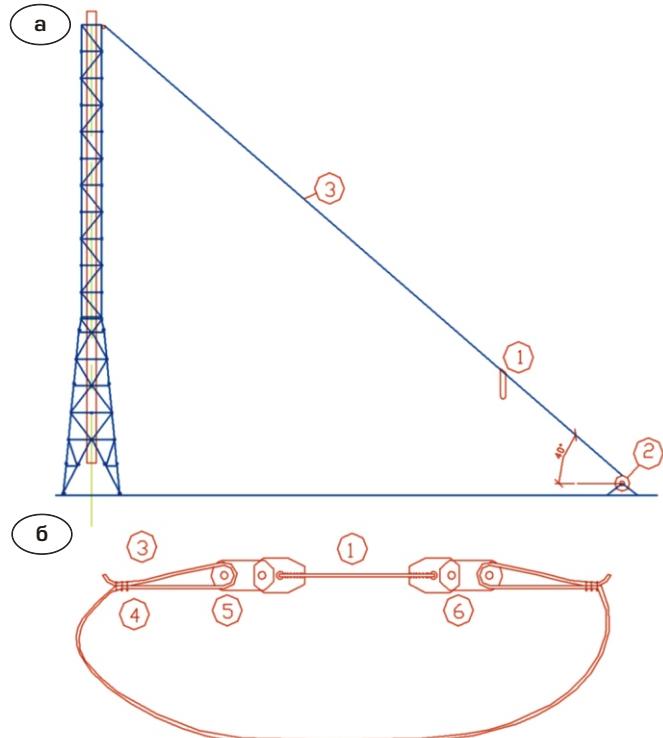


Рис. 2. Схема размещения оборудования при возбуждении колебаний вытяжной башни разрывом образца:

а – общий вид; б – схема установки разрывного образца в петле троса; 1 – образец для разрыва; 2 – основная лебедка грузоподъемностью 5 т; 3 – основной трос; 4 – жимки; 5 – серьга; 6 – зажим.

При проведении эксперимента в качестве чувствительных элементов системы регистрации и обработки данных был использован трёхкомпонентный велосиметр СК-1П, который представляет собой три взаимно перпендикулярно ориентированных сенсора с узкой диаграммой направленности. Спектральная характеристика горизонтально ориентированных датчиков прибора – это двумодальная кривая с модами в точках 1 Гц и 13 Гц. Датчик, установленный на конструкции объекта, на отметке $H = 42$ м, составлял часть физического интерфейса системы мониторинга. Данные с датчиков поступали по экранированным кабелям связи на физический интерфейс системы регистрации наблюдений и их обработки. Использовались датчики с горизонтальной диаграммой направленности как представляющие наибольший интерес (амплитуды скорости поперечных колебаний объекта превосходили продольные на порядок), поэтому z -компоненты в дальнейшем не регистрировались. Сигналы, поступающие на аналогово-цифровой преобразователь (АЦП) интерфейса и затем на твердый диск ЭВМ, накапливаются в формате *wav* и обрабатываются. При аналогово-цифровом преобразовании использовался интервал квантования 0,01 с, что эквивалентно возможности восстановления аналогового сигнала по решётчатой функции до частоты 50 Гц в соответствии с теоремой Котельникова [13]. Что касается нижней граничной частоты, то она определяется нижней граничной частотой сенсора, которая на уровне 0,1 равна 0,05 Гц. Предварительная система обработки данных осуществляет трансформацию передаточной функции сенсора и канала связи к равномерной в заданном диапазоне частот, правда, за счёт увеличения соотношения помехи – сигнал в области коррекции [15]. Это полностью покрывает спектральный диапазон колебаний сооружения. Для обработки колебаний использовалось математическое обеспечение, позволяющее определять спектральные характеристики как всей записи, так и её фрагментов, оценивать параметры огибающей экспоненты фрагментов записи.

Эксперимент осуществлялся в два раздёлённых во времени этапа. На первом были получены предварительные оценки динамического диапазона регистрируемых колебаний, спектральные характеристики при пассивном

мониторинге и выбран способ организации сигнала возбуждения при активной постановке эксперимента. Были определены соотношения между вертикальной и горизонтальной составляющими колебаний (по сути, между продольными и поперечными колебаниями сооружения). На втором этапе осуществлялся собственное мониторинг.

Пассивный эксперимент (математические модели, обработка наблюдений). На рис. 3 а, б приведены фрагменты записи двух горизонтальных компонент (длительностью 60 с) реакции сооружения на естественный фон с отключёнными гасителями колебаний, а на рис. 4 а, б – с включенными (длительностью 8,9 с). По оси ординат отложены амплитуды скорости перемещения сооружения в м/с (с точностью до постоянного множителя), в горизонтальной плоскости – во взаимно перпендикулярных направлениях. Это значит, что мы имеем две проекции скорости перемещения сооружения.

Математическая модель процесса представлена в виде суперпозиции реакций системы $h_H(t)$ на пуассоновский поток t_k импульсов ($t - t_k$) различной амплитуды k

$$y(t) = h_H(t) \sum_{k=1}^q \delta(t - t_k) n(t),$$

здесь символом δ обозначен оператор свёртки

$$h(t) * x(t) = \int_0^t h(t-\tau) x(\tau) d\tau,$$

q – количество импульсов, попавших в область наблюдения; $n(t)$ – помехи от других источников.

При фиксированной интенсивности потока импульсов и конечной дисперсии флуктуирующих коэффициентов k модуль спектра реакции системы с точностью до постоянного множителя совпадает с модулем спектра процесса $y(t)$ [13].

Таким образом, задача оценки модуля спектра сооружения на отметке $H = 42$ м сводилась к оценке спектра $y(t)$.

На рис. 5 показана амплитуда модуля спектра процесса $y(t)$, который определялся из преобразования Фурье корреляционной функции $K(t)$, в условных единицах.

На рис. 5–6 наведены модули спектров в соответствии с данными, приведенными на рис. 3–4 процесса $y(t)$, которые определялись из

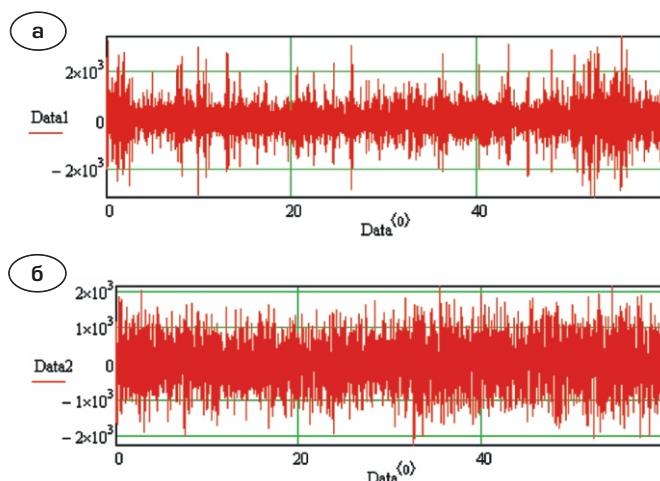


Рис. 3. Фрагменти записі (длітальністю 60 с) з горизонтальною компонентою реакції сооруження на естественний фон з включенными гасителями колебаний. Регістрація проводилася датчиком, установленним в напрямленні схід–захід (а) і захід–схід (б)

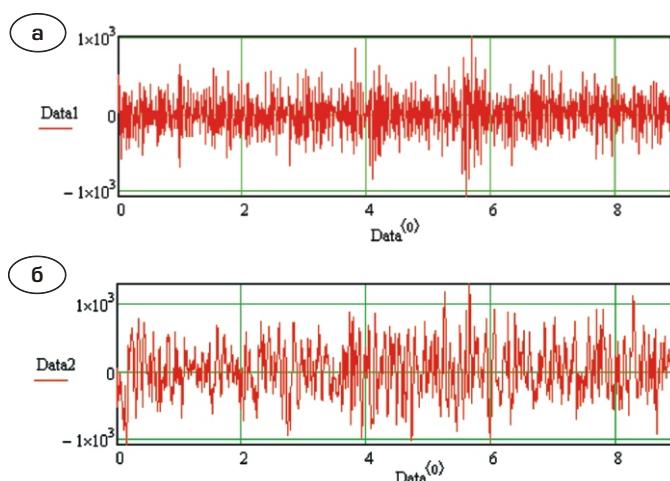


Рис. 4. Фрагменти записі (длітальністю 8,9 с) з горизонтальною компонентою реакції сооруження на естественний фон з включенными гасителями колебаний. Регістрація проводилася датчиком, установленним в напрямленні схід–захід (а) і захід–схід (б)

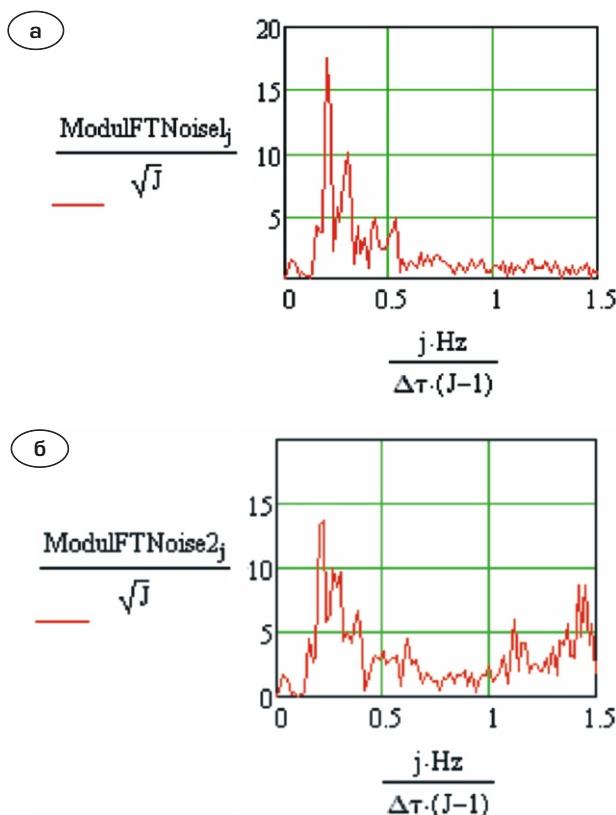


Рис. 5. Амплітуда модуля спектра процесу записі (длітальністю 60 с) горизонтальної компоненти реакції сооруження на естественний фон з включенными гасителями колебаний в напрямленні схід–захід (а) і захід–схід (б)

преобразования Фурье корреляционной функции процессов $K(t)$,

$$|Y(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{2}} \int_0^\infty K(t) \exp\{-i\omega t\} dt,$$

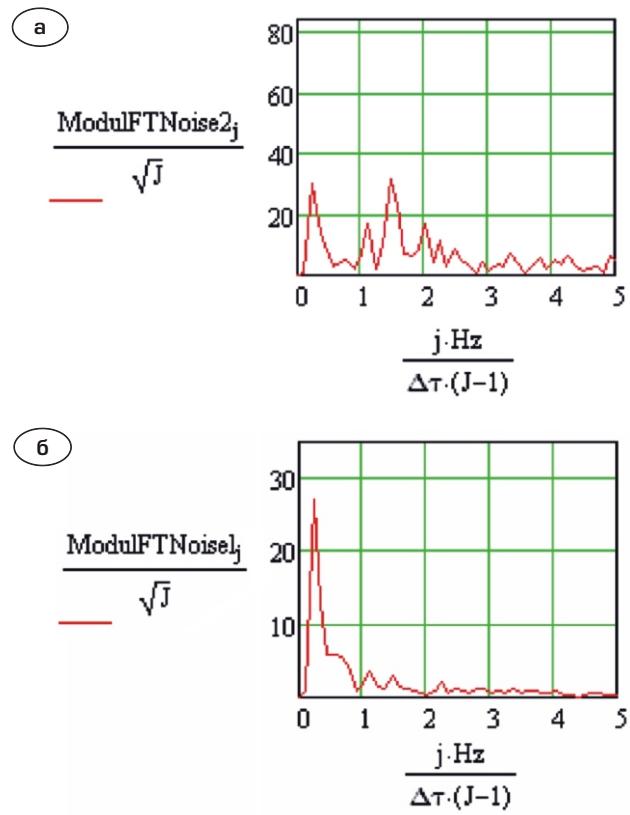


Рис. 6. Амплітуда модуля спектра процесу записі (длітальністю 60 с) горизонтальної компоненти реакції сооруження на естественний фон з включенными гасителями колебаний в напрямленні схід–захід (а) і захід–схід (б)

где – область наблюдения во времени. Корреляционная функция $K(t)$ определяется выражением

$$K(t) = \frac{1}{\sigma^2} \int_{-\infty}^{\infty} y(t-\tau) y(\tau) d\tau, \quad (\sigma, \tau).$$

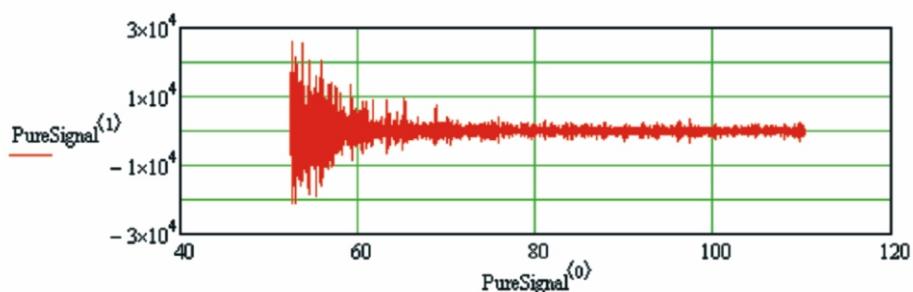


Рис. 7. Запись горизонтальной компоненты в направлении запад–восток эксперимента для применения модели активного мониторинга

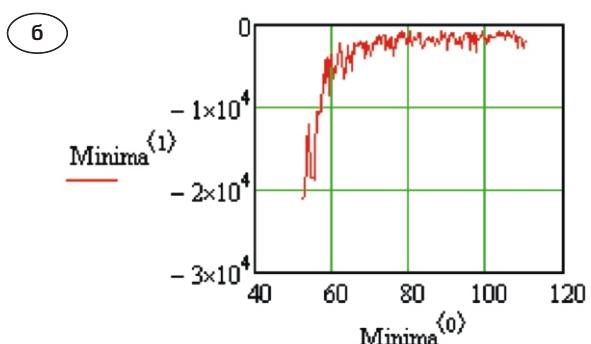
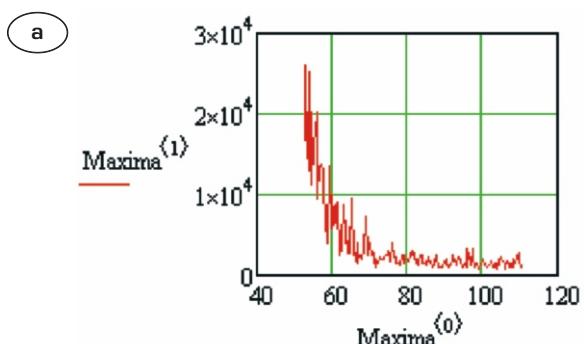


Рис. 8. Кривые локальных максимумов [а] и минимумов [б] регистрируемого процесса при активном мониторинге

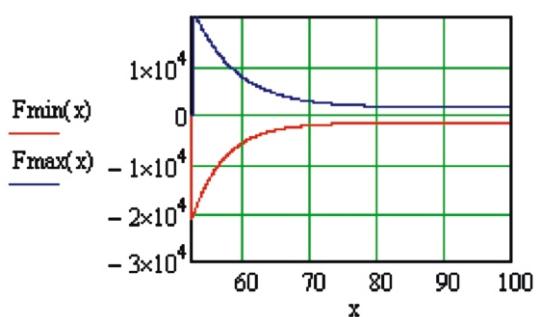


Рис. 9. Экспоненты с оптимальными параметрами

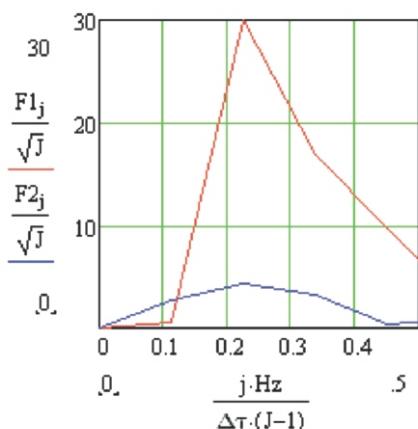


Рис. 10. Фрагменты модулей спектров в области нижней собственной частоты, для демпфированных колебаний (нижняя синяя кривая) и для колебаний объекта с отключенными гасителями (верхняя красная кривая)

Очевидно, что доминирующая часть энергии колебаний сосредоточена в окрестности частоты $f_1 = 0,225$ Гц. Менее существенная мода – это $f_2 = 1,461$ Гц. Данная спектральная характеристика получена как реакция объекта на естественный микросейсмический фон и спектр сооружения и является устойчивой характеристикой. Эта функция изменяется при изменении механических параметров сооружения и может использоваться для обнаружения «возрастных» изменений конструкции в течение ее эксплуатации. Можно полагать, что фиксированные спектральные характеристики объекта далее могут использоваться как стартовые заданные значения для обнаружения момента его «старения», которые могут изменяться в период мониторинга в случае накопления локальных повреждений, например, появления микро- или макротрещин.

Активный эксперимент. Для выяснения возможности демпфирующей системы объекта появилась необходимость существенно увеличить амплитуду его колебаний. Было произведено два эксперимента, что позволило осуществить процедуру обработки по модели активного мониторинга физически осуществимым сигналом:

$$S(t) = A_0 e^{-\alpha t} \sin \omega_0 t + \sum_{k=1}^n A_k e^{-\lambda_k t} \sin \omega_k t, \quad (0, t_0), \\ 0, \quad t \in (t_0, \infty).$$

Здесь $A_0 e^{-t} \sin \omega_0 t$ доминирующая гармоника, а $\sum_{k=1}^n A_k e^{-\lambda_k t} \sin \omega_k t$ – суперпозиция остальных гармоник. А модель процесса: $y(t) = S(t) + n(t)$, где $n(t)$ – случайный процесс, связанный с неучтеными собственными частотами объекта, естественным фоном, неадекватностью выбранной модели. В данном выражении ω_0 постоянная времени затухания процесса на доминирующей собственной круговой частоте сооружения ω_0 ; A_0 – амплитуда первоначального отклонения объекта; t_0 – время регистрации эксперимента. Соответственно ω_k постоянная времени затухания процесса на k -й собственной круговой частоте сооружения ω_k ; A_k – амплитуда k -го осциллятора. По данным эксперимента определению подлежат параметры ω_k , λ_k , A_k , $k = 0, \dots, n$.

На рис. 7 приведена запись одной из компонент описанного эксперимента, на рис. 8 а, б – кривые локальных максимумов и минимумов процесса $y(t)$. На рис. 9 представлены экспоненты с оптимальными, в смысле минимума уклонации от кривых локальных максимумов и локальных минимумов в метрике L_2 , параметрами. Параметр α , как среднее для двух экспонент, равен $-0,184$. Это значение дает возможность определить логарифмический декремент на основной собственной частоте сооружения. При включении маятников гасителей колебаний доб-

ротность конструкции существенно уменьшается, а декремент существенно возрастает (рис. 10).

В определении логарифмического декремента будем следовать [14], под декрементом D понимаем натуральный логарифм отношения двух последовательных максимальных амплитуд $\frac{A(t)}{A(t-T)}$ отклонений, разделенных интервалом времени T . Здесь T – период колебаний, т.е.:

$$\ln \frac{A(t)}{A(t-T)}.$$

В нашем случае для собственной частоты сооружения $\omega_0 = 0,225 \text{ Гц}$ и $T = f^{-1}$ $D = 0,818$.

Выводы. В рамках созданной концепции сейсмоакустического активного и пассивного мониторингов разработаны математические модели, программное и аппаратное обеспечение системы сейсмоакустического мониторинга с целью определения информативных характеристик исследуемого объекта для прогноза его дальнейшего поведения.

На базе сейсмоакустической системы мониторинга создана автоматизированная система контроля строительных конструкций (ACKSK) с целью своевременного обнаружения угрожающих дефектов и деформаций и прогнозирования их развития.

К достоинствам данной системы можно отнести мобильность и дешевизну.

-
- [1] Мостовой С.В., Мостовой В.С., Осадчук А.Е. Использование сейсмоакустического мониторинга с целью прогноза состояния объектов. // V Всероссийская школа-семинар «Физические основы прогнозирования разрушений горных пород», Борок, 3–7 октября, – 1994. С. 8–9.
 - [2] Мостовой С.В., Мостовой В.С., Осадчук А.Е., Марвенков Н.Г., Немчинов Ю.И. Автоматизированная система мониторинга строительных конструкций объекта «УКРЫТИЕ» в сейсмоакустическом диапазоне. // Чернобыль 96 «Итоги 10 лет работ по ликвидации последствий аварии на ЧАЭС». Зеленый Мыс. 1996. С. 160–161.
 - [3] А.Е. Гай, В.С. Мостовой, С.В. Мостовой, А.Е. Осадчук. Интерактивные системы мониторинга экологически опасных объектов. // Труды КДС-97, Ялта 1997. С. 456–465.
 - [4] S. Mostovoi, V. Mostovoi, A. Osadchuk. Seismic monitoring principles for manmade objects// European Geophysical Society 25th General Assembly Nice, France, 25–29 April 2000
 - [5] Мостовой С.В., Гай А.Е., Мостовой В.С., Осадчук А.Е. Математическая модель автоматизированной системы активного сейсмического мониторинга. // Геофиз. журн. – 2001. – 23. № 3. – С. 106–110.
 - [6] A.E. Gui, S.V. Mostovoi, V.S. Mostovoi, A.E. Osadchuk and V.I. Starostenko. Passive Environmental Monitoring System of Hazard natural and manmade Objects. // Telework in Medicine, Research and Business. Kyiv 2003, p. 21–22.
 - [7] Мостовой С.В., Мостовой В.С. Осадчук А.Е. Модель активного сейсмического мониторинга. // Геофиз. журн.– 2006. – 28, № 1. С. 127–132.
 - [8] С.В. Мостовой, В.С. Мостовой. Модели оптимизации динамических параметров объекта в пассивном мониторинге // Геофиз. журн.– 2007. – 29, № 5. – С. 112–123.
 - [9] С.В. Мостовой, В.С. Мостовой, А.Е. Осадчук, Структурный анализ и идентификация динамических параметров строительных конструкций по результатам мониторинга. // Геоинформатика. – 2008. – № 3. – С. 24–29.
 - [10] Kondra M., Lebedich I., Mostovoi S. Pavlovsky R., Rogozenko V. Modern approaches to assurance of dynamic stability of the pillar type monument with an application of the wind tunnel assisted research and the site measuring of the dynamic characteristics. // Eurodyn 2002, Swets & Zeitlinger, Lisse, 2002, p. 1511 – 1515.
 - [11] Mostovoi S., Mostovoi V., Kondra M., Lebedich I., Vynogradskyy P. Comprehensive aerodynamic and dynamic study of independence of Ukraine monument. // Proceedings of the national Aviation University. 2' 2003, pp. 100 – 104.
 - [12] Лебедич И.Н., Мостовой С.В., Мостовой В.С. Современные подходы к анализу динамической стабильности природных и техногенных объектов на примере мониторинга монумента колонного типа. // Геофиз. журн. – 2004. – 24, № 6. – С. 132–138.
 - [13] Корн Г., Корн Т. Справочник по математике. Москва, «Наука», 1974, 832с., 598 с.
 - [14] Пановко Я. Г. Введение в теорию механических колебаний. Москва, «Наука», 1971, 240 с, 45 с.
 - [15] Мостовой В.С. Кандидатская диссертация «Модели обнаружения и идентификации сигналов в системах мониторинга геофизических полей». Киев. 1996 г.
 - [16] Мостовой В.С., Мостовой С.В., Чорная О.А., Осадчук А.Е., Несин С.П., Венгер А.И. Технический отчет о научно исследовательской работе по проведению комплекса натурных исследований колебаний дымовой трубы высотой $H=180$ м Рязанской ГРЕС // Институт геофизики им. С.И. Субботина НАН Украины, ОАО УКРИИПСК им. В.Н.Шимановского.

Надійшла 27.10.2010 р.

РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛИ ПОВЕДЕНИЯ СРЕДЫ «СООРУЖЕНИЕ – ФУНДАМЕНТ – ОСНОВАНИЕ»

Предложен подход к численному исследованию двухслойных оснований, загруженных массивными сооружениями. Методика решения основана на вариационной формулировке и методе конечных элементов. Исследовано влияние механических и геометрических свойств верхнего слоя с целью подбора их рациональных соотношений. Получены отношения модулей упругости и пределов текучести слоев, а также толщина верхнего слоя, являющиеся рациональными для предложенной модели.

We propose approach for the numerical study of two-layer grounds, which have been loaded by means of massive buildings. The decision is based on the variational formulation with using method of finite elements. It was investigated influencing of mechanical and geometrical properties of top layer with the target of selection of their rational correlations. The relationship of elastic modules and yield stresses of the layers and the thickness of the upper layer, which are rational for the proposed model, have been obtained.

Ключевые слова: двухслойные основания, плоская деформация, вес сооружений, переменный модуль сдвига.

В настоящее время нет возможности выбирать под строительные площадки основания с равномерно распределенными свойствами. Строительные работы ведутся в сложных инженерно-геологических условиях, когда проведение только экспериментальных исследований оказывается недостаточным. Для надежного прогнозирования поведения конструкции в процессе эксплуатации необходимы глубокие исследования теоретического характера. Особенное место отводится научным разработкам, способным моделировать среду «основание–сооружение» и позволяющим получать напряженно-деформированное состояние этого объекта. Совместно с экспериментом такие исследования выявляют основные параметры разрабатываемого проекта. Кроме того, они позволяют определить необходимые геометрические, механические и реологические свойства материалов и грунтов, что снижает нежелательные эффекты, возникающие в результате нестандартных ситуаций.

В данной работе исследуется поведение модели «сооружение – фундамент – основание» в зависимости от изменения геометрических и механических составляющих ее части, а именно фундамента. Эти параметры существенно влияют на поведение фундаментов и сооружений, однако рекомендации по их учету [1–3] носят только общий характер. Применение их в каждом конкретном случае вызывает определенные затруднения. Нужно также отметить, что очень важным в данном случае является и рациональный подбор рассматриваемых параметров.

Рассмотрим задачу взаимного влияния двух массивных сооружений на двухслойном упруго-пластическом основании в условиях



Ю.Е. Власенко
ассистент кафедры
прикладной математики
Приднепровской академии
строительства и архитектуры



В.И. Кузьменко
профессор кафедры математического
моделирования Днепропетровского
национального университета,
д. ф-м. н., профессор

плоской деформации. Вес сооружений, а также все размеры представлены на рис. 1. В качестве связи напряжений и деформаций используются соотношения теории малых упруго-пластических деформаций, в которой интенсивности касательных напряжений и деформаций связаны соотношением $g(e_u)e_u$. Реализуется идея метода переменного модуля сдвига, которая позволяет свести решение к последовательности задач для линейно-упругого тела. На каждом шаге этого процесса секущий модуль является известным и определяется из решения предыдущей задачи. В качестве нулевого приближения принимаются значения G_s , $G \text{ const}$.

Сформулируем граничные условия. Вне сооружений поверхность считается свободной от нагрузок. Под сооружениями и на границах слоев естественно принимать условия полного прилипания точек контакта. Расстояние между сооружениями l_2 предполагается таким, что последние под действием собственного веса полу-

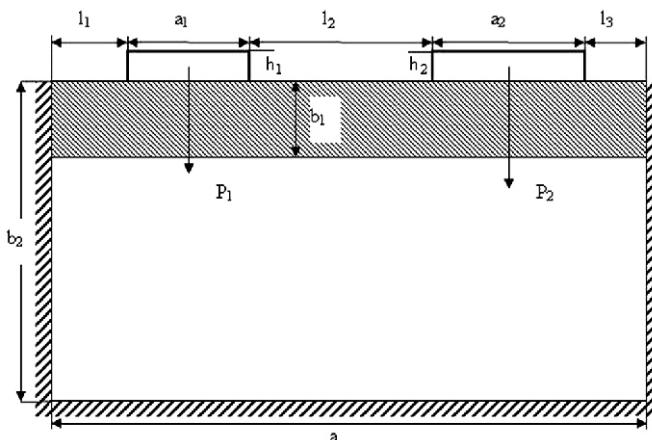


Рис. 1. Сечение полосы для двухслойного основания, загруженного массивными сооружениями

чают не только осадку l_1 и l_2 , но и повороты φ_1 и φ_2 , что вызывает под сооружениями контактные усилия. Равновесие каждого сооружения от действия указанных сил можно записать следующим образом:

$$(P_i - q_i) = 0; \quad (M_i - i) = 0,$$

здесь P_i и M_i соответственно возникающие контактные усилия и моменты, а q_i и i – внешние усилия и моменты, приложенные к сооружению. В дальнейшем решение задачи строится с использованием вариационной постановки [4]. Дискретизация области производится с применением прямоугольных конечных элементов. Решение выполняется в безразмерном виде. Основные характеристики задачи преобразованы следующим образом:

$$\begin{aligned} x_i &= x_i/a; & i_j &= ij/s; \\ ij &= ij G_1/s; & u_i &= u_i G/(a s), \end{aligned}$$

что позволяет обобщить получаемые численные результаты, а также уменьшить влияние ошибок округления.

Анализ и подбор механических характеристик верхнего слоя. В качестве параметров механических характеристик верхнего слоя рассмотрены отношения пределов текучести фундамента к пределу текучести грунта $G_{\text{фун}}/G_s$ и отношения модулей упругости фундамента к модулю упругости грунта $G_{\text{фун}}/G$. В дальнейшем рассматриваются только отношения указанных параметров, поэтому выводы работы можно обобщить на значительное многообразие грунтов, используемых под строительство.

Пусть оба сооружения имеют одинаковые размеры и вес. В этом случае получаем симметричную задачу. Тогда достаточно рассмотреть только одну, например, правую часть области (см. рис. 1). Известно, что влияние одного сооружения на другое при однородном составе основания проявляется, если расстояния между сооружениями равны или меньше двух оснований сооружения [4]. Поэтому для расчетов выбирается расстояние между сооружениями, равное $8/5a$, где a ширина его подошвы. Величины b_1 и b_2 брались равными $2/5a$ и $2a$ соответственно. При решении изменялись высота и вес сооружения, что позволяло отслеживать процессы осадок и наклонов сооружений, а также развития зон пластических деформаций. Верхний слой и основание имеют различные механические характеристики. В расчетах соотношения $G_{\text{фун}}/G$ и $G_{\text{фун}}/G_s$ выбирались в различных комбинациях. Использовалось 800 конечных элементов, что достигалось при разбиении области на 36 частей по длине и 25 в глубину.

На рис. 2 показано развитие пластических зон под сооружением в зависимости от увеличения его веса. Разные типы штриховки пластических зон соответствуют разным весам сооружений.

Укажем, что взаимное влияние сооружений, когда соотношение $G_{\text{фун}}/G_s$ равно 0,7, существенно увеличивается при увеличении соотношения $G_{\text{фун}}/G$ (рис. 2 а, в). Влияние значения $G_{\text{фун}}/G_s$ на развитие деформирования можно увидеть, сравнив рис. 2 б, г и 2 а.

На рис. 3 а, б представлены осадки и повороты сооружений соответственно. Цифры 1, 2, 3, 4 соответствуют соотношениям $G_{\text{фун}}/G$ и $G_{\text{фун}}/G_s$, представленным на рис. 2, а-г. Как видим, с увеличением соотношения $G_{\text{фун}}/G$ осадка сооружения уменьшается, причем при значениях $G_{\text{фун}}/G$, равных 1,5, а $G_{\text{фун}}/G_s$, равных соответственно 0,7 и 1,5, до определенных значений веса сооружений осадки практически совпадают. Что касается поворотов сооружений, то они существуют только при значении соотношения $G_{\text{фун}}/G$, равного 1,5. При увеличении этого соотношения до 15 повороты сооружений становятся незначительными. На рис. 3 в, г представлены контактные нормальные и касательные напряжения соответственно. Эти напряжения имеют существенную асимметрию, которая увеличивается с увеличением значений $G_{\text{фун}}/G_s$.

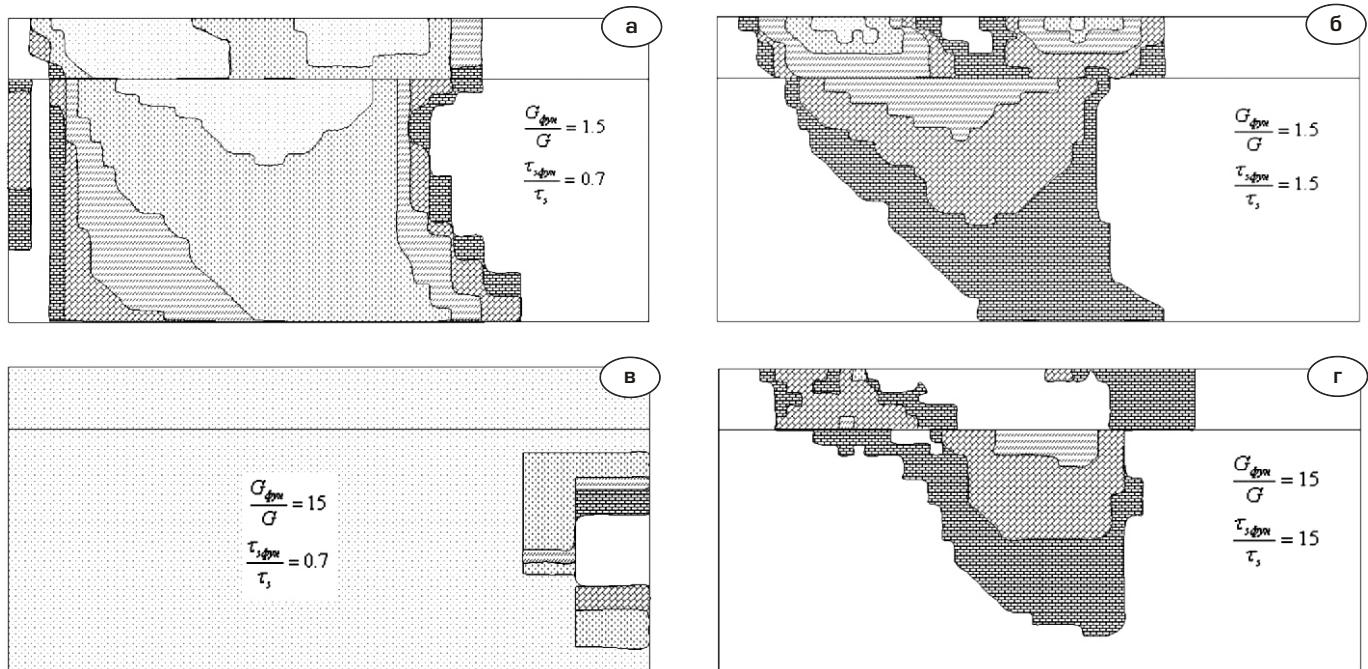


Рис. 2. Схема развития зон пластической деформации под сооружением в зависимости от его веса:

1,2 $P/(s\alpha)$; 1,8 $P/(s\alpha)$; 2,4 $P/(sH)$; 3,0 $P/(s\alpha)$; 3,6 $P/(s\alpha)$;

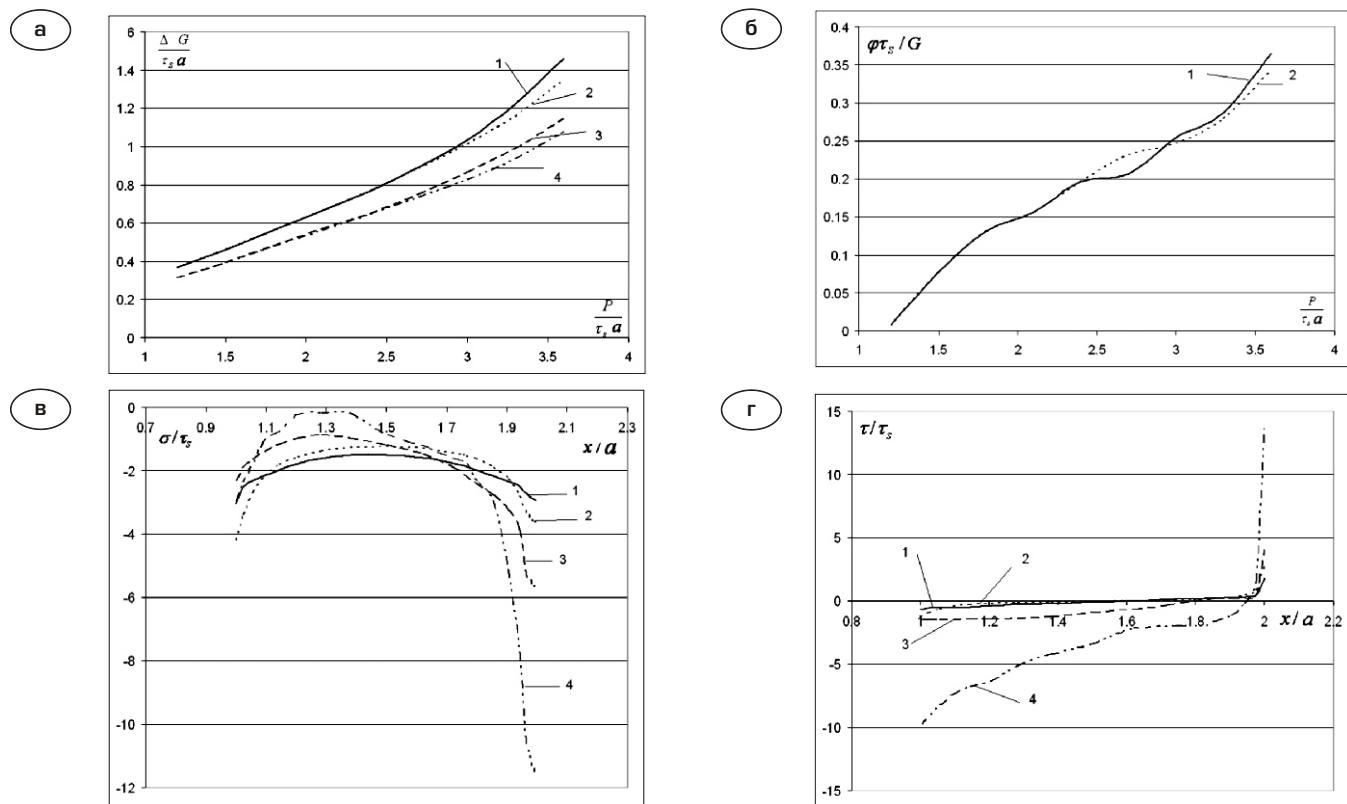


Рис. 3. Осадки (а), повороты (б) сооружений, эпюры нормальных (в) и касательных (г) контактных напряжений
 $G_{\phi_H} = 1,5G$ 1 – $s_{\phi_H} = 0,7 s$; 2 – $s_{\phi_H} = 1,5 s$;

3 – $s_{\phi_H} = 0,7 s$; 4 – $s_{\phi_H} = 15 s$

На рис. 4 показано развитие пластических зон при значениях соотношения G_{ϕ_H}/G , рав-

ных 1,5 и при изменении соотношения s_{ϕ_H}/s соответственно 2,5; 3,5; 7 и 15, причем для пос-

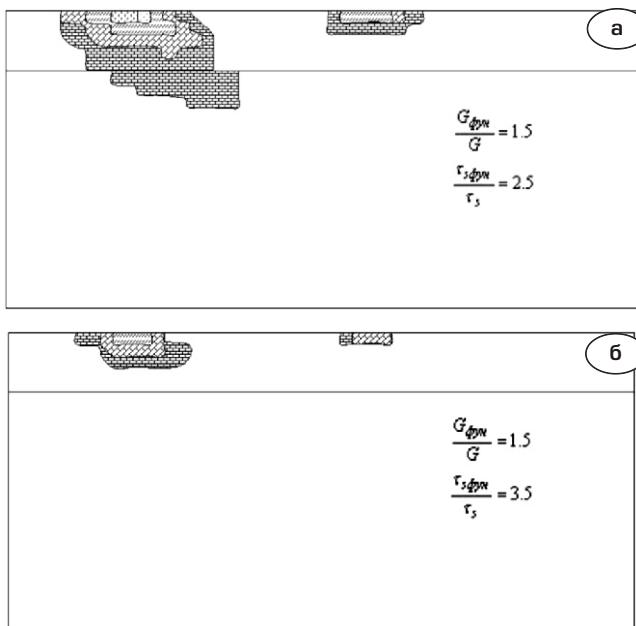


Рис. 4. Схема развития зон пластической деформации в двухслойном основании

a – $G_{\phi\mu n} = 1,5G$; $s_{\phi\mu n} = 2,5 \text{ s}$; **б** – $G_{\phi\mu n} = 1,5G$; $s_{\phi\mu n} = 3,5 \text{ s}$

предних двух значений пластические зоны практически отсутствуют и на рисунках не приводятся.

На рис. 5 приведена зависимость поворота сооружений от их веса при значениях параметров $G_{\phi\mu n}/G$ и $s_{\phi\mu n}/s$, соответствующих рис. 4 а. Соответствующие зависимости для других значений этих параметров не приводятся, так как незначительно отличаются от представленных. Таким образом, увеличение параметра $s_{\phi\mu n}/s$ от значений 1,5 до 2,5 и 3,5 и выше значительно снижает развитие пластических зон практически до нулевых значений, однако совсем не влияет на повороты сооружений. Расчеты, проведенные для фиксированных значений параметра $s_{\phi\mu n}/s$, равных 2,5 и 3,5, но изменяющихся значениях параметра $G_{\phi\mu n}/G$ от 1,5 до 3, показали уменьшение угла поворота до несущественных значений. Причем при $G_{\phi\mu n}/G$, равном 3, а $s_{\phi\mu n}/s$, равном 3,5, повороты сооружений практически отсутствуют. Отметим, что картина развития зон пластической деформации соответствует рис. 2 б. Если пластические зоны считать элементом взаимного влияния сооружений друг на друга, тогда наилучшим соотношением параметров $G_{\phi\mu n}/G$ и $s_{\phi\mu n}/s$ следует считать значения 3 и 7 соответственно, при которых пластические зоны появляются только для сооружений с большим весом. Поворот при этом существенно мал, нормальные и касательные контактные напряжения совпадают (рис. 6).

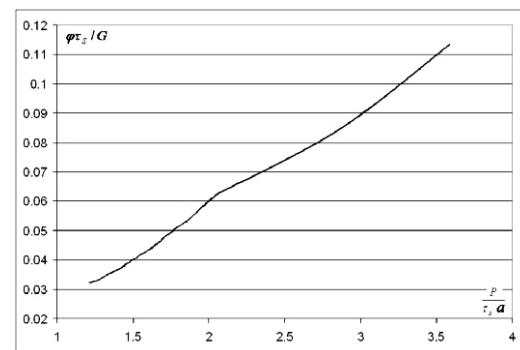


Рис. 5. Повороты сооружения в зависимости от его веса

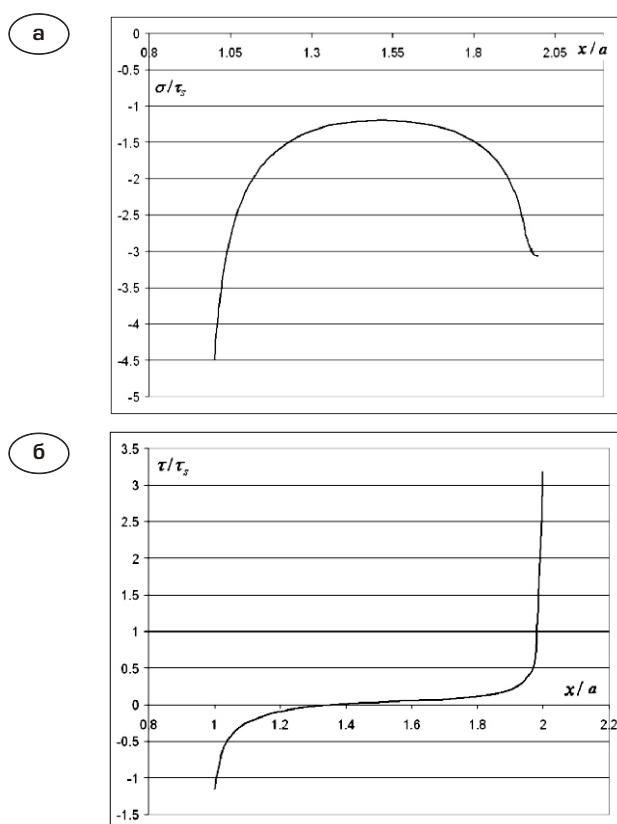


Рис. 6. Эпюры нормальных (а) и касательных (б) контактных напряжений

Анализ и подбор геометрических характеристик верхнего слоя. В качестве геометрического параметра выбирается толщина верхнего слоя.

Рассмотрим результаты расчета при изменении толщины верхнего слоя до $6/25a$ и $2/25a$. Для первого значения незначительно увеличились зоны развития пластической деформации, однако поворот остался малым. Что касается второго значения толщины верхнего слоя, то в этом случае изменились зоны развития пластической деформации (рис. 7) и появился поворот (рис. 8).

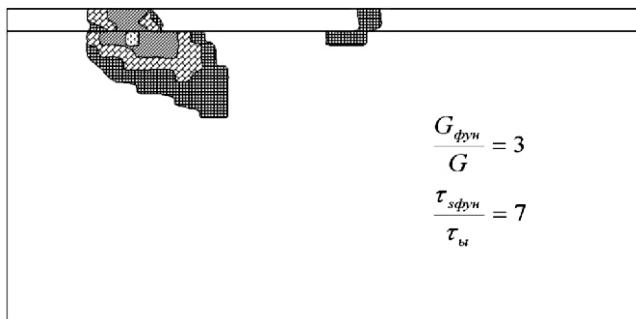


Рис. 7. Схема развития зон пластической деформации при $b_2 = 2/25a$; $G_{\text{фун}} = 3G$ и $\tau_{\text{сфун}} = 7 \text{ s}$

На рис. 9 а, б приводятся контактные нормальные и касательные напряжения для случая толщины верхнего слоя $6/25a$, $G_{\text{фун}}/G$ и $\tau_{\text{сфун}}/s$ равны соответственно 3 и 7, как видим для этого случая напряжения становятся практически симметричными. Это свидетельствует о том, что подобранные геометрические и механические параметры являются рациональными для представленной модели.

Полученные результаты применялись для определения изменений напряженно-деформированного состояния грунтов при реконструкции резервуарного парка (увеличение высоты эксплуатируемых резервуаров) одной из нефтебаз Днепропетровской области.

Выводы.

Показана возможность использования методов теории контактных задач для получения осадок и поворотов массивных сооружений, а также напряженно-деформированного состояния в многослойном основании.

Полученные результаты свидетельствуют, что слой основания, размещенный под сооружениями, снижает эффекты взаимного влияния сооружений при значениях параметра $\tau_{\text{сфун}}/s$ от значений 2,5 и выше. При этом параметр $G_{\text{фун}}/G$ должен иметь значение 3 и выше. Его увеличение уменьшает только повороты сооружений. Однако значительное его увеличение приводит не только к появлению пластических зон, но и к значительной асимметрии касательных контактных напряжений. Полученные результаты могут служить основой для разработки рекомендаций по уточнению ряда положений СНиП 2.02.01-83.

Дальнейшие исследования могут быть посвящены анализу поведения оснований, состоящих из включений произвольной формы, моделирующих, например, скальные включения.

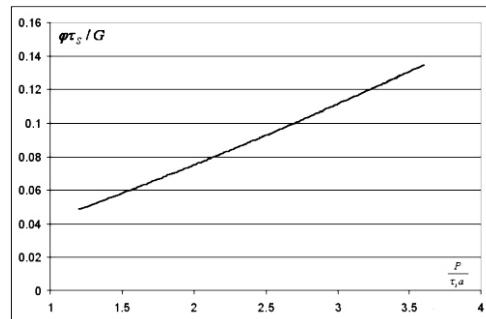


Рис. 8. Повороты сооружения в зависимости от его веса, когда $b_2 = 2/25a$

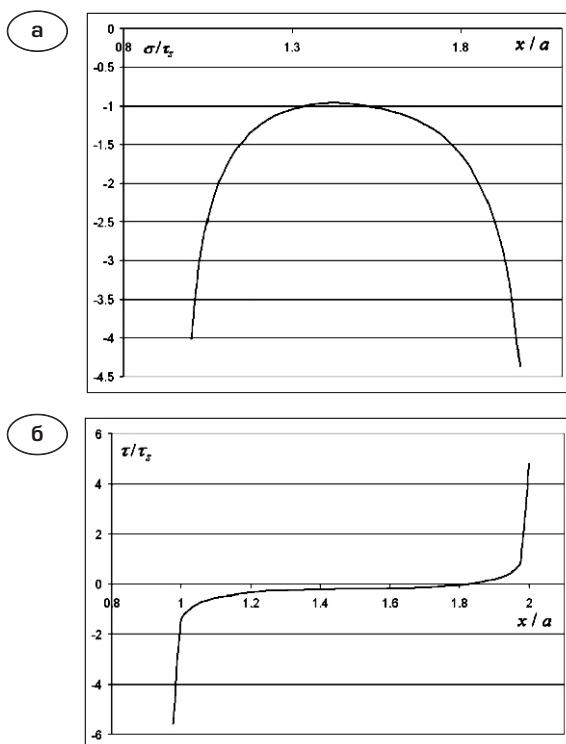


Рис. 9. Эпюры нормальных (а) и касательных (б) контактных напряжений:

$$b_2 = 6/25a; G_{\text{фун}} = 3G; \tau_{\text{сфун}} = 7 \text{ s}$$

Возможно проведение аналогичных расчетов для оснований, имеющих пустоты.

- [1] СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений.
- [2] Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1973. – 627 с.
- [3] Бабич Ф.Б., Капустин В.В., Шаповал А.В., Андреев В.С. Закономерности развития во времени кренов фундаментов с прямоугольной формой подошвы на водонасыщенном основании. // Зб. наук. праць Будівельні конструкції, вип. 61, Київ, НДІБК – 2004. – С. 193–200.
- [4] Кузьменко В.И., Власенко Ю.Е. Моделирование неравномерных осадок сооружений на упруго-пластических основаниях. // Новини науки Придніпров'я. – 2007. – № 6.

Надійшла 26.07.2008 р.

УДК 625.717:539.3:69.001.5

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИЗГИБА ЖЕСТКИХ АЭРОДРОМНЫХ ПОКРЫТИЙ

Приведены результаты теоретических исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) двухслойных аэродромных покрытий жесткого типа. Применительно к задаче изгиба тонких плит на упругом основании, к классу которых относятся аэродромные покрытия жесткого типа, установлено завышение численными моделями НДС распределительной способности плит при передаче нагрузки на основание. Результаты расчетов сопоставлены с величинами, которые регламентируются нормами проектирования.

Results of theoretical studies is intense-deformed conditions (IDC) of two-layer air field coatings of a rigid type are resulted. With reference to a problem of a bending down of thin slabs on the elastic base which class air field coatings of a rigid type concern, overestimate by numerical models of the VAT of distributive ability of slabs is established at a load transmission on the base. Results of calculations are compared with sizes which are regulated by size standards of designing.

Ключевые слова: аэродромы, покрытия жесткого типа, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, распределительная способность.

Требуемый уровень надежности аэродромных покрытий достигается в результате комплексного применения аналитических, численных и экспериментальных методов, позволяющих достоверно оценивать проектируемую конструкцию в различных условиях эксплуатации.

Многослойные аэродромные покрытия требуют оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) с привлечением различных теоретических моделей слоистых конструкций из разнородных по прочности материалов. В целом, такие методики базируются на теории расчета плит, лежащих на упругом основании.

Методики проведения экспериментальных исследований и оперативных оценок эксплуатационной пригодности аэродромных покрытий предусматривают определение величин вертикальных перемещений точек верхней поверхности нагружаемых конструкций. Далее эти величины рассматриваются как интегральные характеристики НДС покрытия.

К сожалению, довольно часто численный анализ НДС покрытий осуществляется без учета распределительной способности нагружаемых плит и количественной оценки характеристик зоны передачи нагрузки на основание.

Оценивается качественная картина деформирования поверхности, строятся эпюры прогибов, изгибающихся моментов и перерезывающих сил, анализируются максимальные значения параметров НДС, но, вследствие малости значений последних вне зоны приложения нагрузки, из рассмотрения исключаются линейные размеры зоны передачи нагрузки на основание. Хотя данный параметр – условный диаметр круга передачи нагрузки от плиты покрытия на



Г.Н. Агеева

ученый секретарь,
начальник отдела технической
политики и информатики
Государственного
научно-исследовательского
и проектно-изыскательского института
«НИИпроектреконструкция», к.т.н.

основание жестких и нежестких покрытий D_r – является нормируемой величиной и используется для оценки напряжений в основании покрытий [1, 2].

В результате развития вариационных методов решения задач теории упругости разработаны универсальные модели слоистых систем, построенные в рамках классической и уточненной теорий с привлечением более общих гипотез НДС неоднородных объектов и сводящих трехмерную задачу к двумерной. Область применения гипотез – для каждого отдельного слоя или для всего пакета слоев в целом – определяет характер структурных теорий, которые успешно реализуются на ПЭВМ с помощью численных методов. Одним из них является метод конечных элементов (МКЭ), на базе которого созданы программные комплексы, широко применяемые в практике проектирования [3, 4].

Оценке эффективности применения МКЭ и использования соответствующих программных комплексов для расчета аэродромных покрытий посвящены исследования В.Г. Пискунова [4, 5], В.К. Присяжнюка, В.Е. Вериженко [5], А.С. Городецкого [3, 6], А.О. Рассказова, А.И. Лантух-Ляшенко, В.И. Заворицкого [6], В.А. Кульчицкого, В.А. Макагонова [7], О.В. Крюковой [8] и др.

Отмечается эффективность применения численных методов для учета температурных особенностей работы покрытия [7].

В работах [9, 10] установлены границы целесообразности применения расчетных моделей НДС для двухслойных покрытий с верхним слоем пониженной жесткости.

Обоснованность выбора численной модели для оценки НДС плит жестких покрытий подтверждена данными экспериментальных исследований натурных объектов [5, 10, 11].

Результаты теоретических и экспериментальных исследований положены в основу рекомендаций по совершенствованию существующей методики расчета путем введения поправочных (или уточняющих) коэффициентов, учитывающих: введение в эксплуатацию новых типов воздушных судов со сверхнормативными нагрузками [12], соотношение размеров и жесткости слоев [9], зону приложения нагрузки [5, 9, 10, 11], наличие стыковых соединений [7, 9, 13] и др.

При проектировании аэродромных сооружений к грунтовым основаниям, воспринимающим распределенные через многослойную толщу аэродромной одежды нагрузки, предъявляется ряд требований, основным из которых является обеспечение прочности и устойчивости конструкции.

Для анализа влияния жесткости основания на НДС покрытия используют величины упругой характеристики плиты l , контактного давления основания p_k и линейные характеристики чаши прогибов – зоны передачи нагрузки на основание (прогибы поверхности плиты w , условный диаметр круга передачи нагрузки от покрытия на основание D_r).

Величины последних являются ключевыми результатами экспериментальных исследований аэродромных покрытий. Их численные значения рассматриваются как интегральная характеристика эксплуатационной пригодности конструкции в целом. Дифференциация величин прогибов w с использованием различных моделей НДС позволяет перейти к оценке расчетных параметров – изгибающих моментов в расчетных сечениях.

Жесткость основания покрытия, описываемая коэффициентом постели k_s , МН/м³ (расчетный нормативный случай), оказывает существенное влияние на эксплуатационную пригод-

ность аэродромного сооружения в целом. Оценим степень этого влияния с помощью численных моделей НДС, построенных в рамках классической теории изгиба плит на упругом основании и неклассической уточненной теории [3, 4, 6].

Цель – построение численных моделей НДС покрытий жесткого типа, анализ их разделительной способности при передаче нагрузки на основание и сопоставление результатов с величинами, которые регламентируются нормами проектирования.

В качестве основного объекта исследования рассмотрим свободно лежащую двухслойную конструкцию бетонной плиты, каждый из слоев которой имеет постоянные физико-механические характеристики и ограничен двумя параллельными плоскостями. На контакте бетонных слоев отсутствует разделительная прослойка и обеспечено жесткое сцепление. При назначении суммарной толщины плиты ограничимся тонкими конструкциями, для которых отношение характерного линейного размера (7,5 м) и общей толщины t_{tot} превышает 10 [3, 4, 14].

Оценим особенности НДС плиты постоянной толщины с переменным соотношением размеров верхнего слоя t_{sup} к общей толщине $t_{tot} = 0,5$ м, описываемым параметром $\gamma = t_{sup}/t_{tot} [0; 1]$. Крайние значения исследуемого диапазона будут соответствовать однослойным конструкциям с модулями упругости материала нижнего ($E_{inf} = 1,3 \cdot 10^4$ МПа) и верхнего ($E_{sup} = 2,6 \cdot 10^4$ МПа) слоев.

Физико-механические характеристики упругого основания описываются коэффициентом постели $k_s = 50$ МН/м³ (модель Винклера). Категория прочности основания – «низкая», код «С» [2].

Вертикальная нагрузка интенсивностью $q = 200$ КН/м² приложена в центре плиты и соответствует VI (минимальной) категории нормативной нагрузки $F_d = 50$ КН [1].

Расчетные сечения двухслойных конструкций с жестким сцеплением слоев оцениваются величинами суммарной жесткости B_{tot} и жесткостей составляющих слоев B_{inf} и B_{sup} , значение которых зависит от положения центра тяжести составного сечения, определяемого координатой X_{3c} .

Максимальные значения жесткости сечений соответствуют однородным плитам – 138,13 ($\gamma = 0$) и 276,26 МПа м⁴/м ($\gamma = 1$).

В диапазоне $\ell = 0,2 \dots 0,6$ расчетные величины жесткости сечений отдельных слоев и конструкции в целом имеют сопоставимые значения, следствием чего является незначительная (до 1,89 %) разница соответствующих величин упругой характеристики плиты l (рис. 1). Максимальные значения $l = 1,29$ и $1,53$ м – принадлежат однородным сечениям ($\ell = 0$ и $\ell = 1$) и превышают значение $l = 1,0$ м, используемое для определения максимального значения контактного давления на поверхности грунтового основания при расчете жестких монолитных покрытий по методике СНиП 2.05.08-85.

Внешнее силовое воздействие сопровождается прогибами поверхности плиты с образованием чаши прогибов, которая в случае центрального приложения нагрузки имеет симметричное очертание, оценивается величинами вертикальных перемещений одного знака и диаметра. Последний, исходя из предположения о постоянстве прогибов по толщине плиты, соответствует условному диаметру передачи нагрузки на основание D_r и отражает распределительную способность конструкции.

Максимальное значение контактного давления на поверхности грунтового основания при заданной нагрузке [1]:

$$p_k = 0,12 \frac{F_d}{l^2} k_p = 0,12 \frac{50}{1,0^2} \frac{0,5}{0,5} = 3,0 \text{ КН/м}^2, \quad (1)$$

где $k_p = 0,5$ – коэффициент, учитывающий геометрию одноколесной нагрузки; l – упругая характеристика плиты (для жестких монолитных покрытий $l = 1,0$ м).

Соответствующее ему расчетное значение условного диаметра передачи нагрузки на основание при использовании зависимости, приведенной в нормах проектирования:

$$D_r = 1,13 \sqrt{\frac{F_d}{p_k}} = 1,13 \sqrt{\frac{50}{3}} = 4,61 \text{ м.} \quad (2)$$

Для плит жестких покрытий, упругая характеристика которых $l > 1,0$, формула (2) может быть представлена в виде:

$$D_r = 1,13 \sqrt{\frac{F_d}{p_k}} = 1,13 \sqrt{\frac{F_d l^2}{0,12 F_d k_p}} = 1,13 \sqrt{\frac{l^2}{0,12 \cdot 0,5}} = 1,13 l \sqrt{\frac{1}{0,06}} = 4,61 l \text{ м,} \quad (3)$$

что свидетельствует о линейном характере зависимости $D_r = f(l)$.



Рис. 1. Изменение упругой характеристики плиты $l=f(\ell)$

Для определения величины максимального прогиба поверхности плиты, лежащей на основании Винклера, при $l=1,0$ м используем аналитическую зависимость [14]

$$w_{\max} = \frac{F_d}{8 l^2 k_s} = \frac{50}{8 \cdot 1,0^2 \cdot 50 \cdot 10^3} = 12,5 \cdot 10^{-5} \text{ м.} \quad (4)$$

Рассматриваемые сечения плит покрытия при $l > 1,0$ м оцениваются следующими величинами (табл. 1).

Таблица 1

Результаты аналитических исследований

Параметр	Упругая характеристика плиты l , м	Максимальное контактное давление p_k , КН/м ²	Условный диаметр D_r , м	Прогиб поверхности w_{\max} , м 10^{-5}
0,0	1,29	1,80	5,95	7,51
0,2	1,37	1,60	6,32	6,62
0,4	1,38	1,58	6,36	6,47
0,6	1,39	1,55	6,42	6,43
0,8	1,44	1,45	6,64	6,03
1,0	1,53	1,28	7,06	5,34

Расчетные значения p_k и w для всех конструкций исследуемого диапазона не превышают максимально допустимых нормами значений – 3,0 КН/м² и $12,5 \cdot 10^{-5}$ м соответственно.

Расчетные значения D_r в 1,29–1,53 раза превышают значение, определенное по формуле (2), но не превышают линейных размеров плиты в плане – 7,5 м, т.е. зона передачи нагрузки на основание располагается в пределах нагружающей плиты.

Оценим распределительную способность плиты на основе численных моделей, наиболее часто применяемых для исследования НДС плит аэродромных покрытий [3–7].

Для расчета плитных конструкций, отличительной особенностью которых является превышение двух линейных размеров над третьим, наиболее часто применяются двумерные конечные элементы (КЭ), описывающие НДС через деформации поверхности приведения и заданные законы распределения деформаций по толщине. В рамках классической теории изгиба для расчета прямоугольных плит естественным является выбор прямоугольных двумерных КЭ – элементов Клафа, в качестве аппроксимирующей функции перемещений срединной поверхности которых применяется неполный полином четвертого порядка. Это обеспечивает выполнение условий непрерывности для вертикального перемещения w и его производных во всех узловых точках КЭ.

Сдвиговая модель, построенная в рамках неклассической уточненной теории [4], учитывает искривление нормали путем введения функций поперечного сдвига. Влияние последнего на перемещение срединной поверхности описывается сдвиговым аналогом прогиба \bar{w} . Закон аппроксимации перемещений w и \bar{w} по области сдвиговых КЭ аналогичен используемому в элементах Клафа, а компоненты НДС определяются с учетом нелинейных функций распределения перемещений и деформаций поперечного сдвига по толщине пакета из n слоев [3, 4].

Сравним данные аналитического (4) и численных решений для максимального прогиба w_{\max} в центре плиты под нагрузкой F_d (рис. 2).



Рис. 2. Изменение величин максимальных прогибов

Анализ результатов свидетельствует о том, что разница в значениях аналитических и численных решений составляет 6,4–14,9 %. Нижний предел, а также меньшие значения указанного диапазона (до 9,7 %) соответствуют классической модели изгибающей плиты. Это объясняется тем, что при построении аналитического решения использованы допущения о двумерном характере работы плиты и обобщенные характеристики неоднородных сечений, искусственно снижающие их податливость.

При этом следует отметить, что результаты трехмерного решения, полученного с использованием моментной схемы конечных элементов – МСКЭ [9], для всех значений превышают соответствующие аналитические решения на 11,1–11,2 %.

Разница в результатах трехмерного и двумерных численных решений составляет 1,7–4,4 и 0,8–3,0 % для классической и сдвиговой моделей соответственно.

Для всех значений исследуемого диапазона (за исключением $= 1,0$) сдвиговая модель дает результаты, более близкие к трехмерному решению, полученному с использованием МСКЭ. Следовательно, сдвиговая модель более точно, по сравнению с классической теорией изгиба, описывает деформации неоднородных по толщине плит в зоне приложения нагрузки.

Удовлетворительная сходимость численных и аналитических решений наблюдается и при оценке напряженного состояния плит в зоне приложения нагрузки.

Результаты численного моделирования изгиба плит представлены в табл. 2.

С увеличением жесткости расчетных сечений максимальные значения прогибов и реактивного давления снижаются, но возрастают линейные размеры зоны вертикальных перемещений одного знака, описываемой диаметром D_r .

В численных моделях отмечается завышение, по сравнению с данными табл. 1, распределительной способности исследуемых конструкций. Диаметр D_r при $= 0,0$ составляет 7,41–7,43 м, при $= 0,6$ соответствует размерам плиты (7,5 м), а при $> 0,6$ – не ограничивается её размерами.

Расчетные величины максимального прогиба поверхности плиты, полученные на основе сдвиговой модели, несколько превышают величины аналогичных параметров классической модели вследствие меньшей податливости последней (см. рис. 2).

Таблица 2

Результаты численного моделирования

Параметр	Вид численного решения					
	Классическая теория			Сдвиговая модель		
	прогиб $w_{\max}, \text{м} \cdot 10^5$	диаметр $D_r, \text{м}$	контактное давление $p_k, \text{КН}/\text{м}^2$	прогиб $w_{\max}, \text{м} \cdot 10^5$	диаметр $D_r, \text{м}$	контактное давление $p_k, \text{КН}/\text{м}^2$
0,0	7,99	7,41	3,99	8,51	7,43	4,25
0,2	7,05	7,44	3,53	7,55	7,45	3,78
0,4	6,92	7,48	3,46	7,34	7,49	3,67
0,6	6,87	7,50	3,43	7,21	7,50	3,60
0,8	6,53	>7,50	3,26	6,82	>7,50	3,41
1,0	5,86	>7,50	2,93	6,14	>7,50	3,07

Примечание. D_r – линейные размеры зоны вертикальных перемещений поверхности плиты одного знака (по аналогии с условным диаметром зоны передачи нагрузки на основание D_r).

Таблица 3

Характеристики зоны передачи нагрузки на основание

Расчетные параметры	Толщина верхнего слоя покрытия $t_{sup} = 0,12 \text{ м}$ ($E_{sup} = 2,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$)					
	Толщина нижнего слоя покрытия $t_{inf}, \text{м}$ ($E_{inf} = 1,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$)					
	0,16		0,30		0,40	
	Вид численного решения**					
	классич. теория	сдвиговая модель	классич. теория	сдвиговая модель	классич. теория	сдвиговая модель
Диаметр $D_r, \text{м}$	5,98 4,50	6,02 4,63	6,96 5,98	6,97 6,05	7,50 6,42	7,50 6,50
Прогиб $w_{\max}, \text{м} \cdot 10^5$	17,74 8,47	18,52 9,06	9,62 4,72	10,30 5,05	7,14 3,30	7,74 3,80
Контактное давление $p_k, \text{КН}/\text{м}^2$	8,87 16,94	9,26 18,12	4,81 9,00	5,15 10,10	3,57 6,60	3,87 7,60

Примечание. ** – форма записи результатов в виде дроби, числитель которой соответствует основанию с $k_s = 50 \text{ МН}/\text{м}^3$, знаменатель – основанию с $k_s = 200 \text{ МН}/\text{м}^3$, принята для всех последующих таблиц.

В общем случае учет сдвиговых деформаций приводит к увеличению давления конструкции на основание, что является причиной развития дополнительных осадок основания, не учитываемых классической теорией изгибаемых плит.

Целесообразность применения сдвиговой модели при изменении категории прочности основания рассмотрим на примере центрально загруженной двухслойной плиты с жестким сцеплением слоев при трех фиксированных размерах нижнего слоя t_{inf} (0,16; 0,30; 0,40 м) и двух значениях коэффициента постели основания

$k_s = 50$ и $200 \text{ МН}/\text{м}^3$ (табл. 3). Основание с $k_s = 200 \text{ МН}/\text{м}^3$ относится к категории прочности «высокая», код «A» [2].

При увеличении жесткости основания в 4 раза величины максимальных прогибов снижаются, а контактного давления – увеличиваются в 2,04–2,16 раза (при использовании классической модели) и в 2,04 раза (при учете сдвиговых деформаций).

Использование классической теории для описания НДС приводит к недооценке деформационных характеристик плит на упругом основании, т.к. относительное превышение расчетных

величин w_{\max} сдвиговой модели (дополнительная осадка поверхности грунта) составляет 4,4–8,4 % (для $k_s = 50 \text{ МН}/\text{м}^3$) и 7,0–15,2 % ($k_s = 200 \text{ МН}/\text{м}^3$).

С увеличением размеров конструктивных слоев по толщине, а, следовательно, и жесткости расчетных сечений в целом, наряду с расширением зоны передачи нагрузки на основание наблюдается сокращение разницы в значениях D_r , используемых численных моделей, что объясняется снижением влияния сдвиговых деформаций на величины прогибов на значительном расстоянии от нагружаемой области.

На основании с $k_s = 50 \text{ МН}/\text{м}^3$ размеры D_r превышают аналогичные характеристики плит, устраиваемых на основании с $k_s = 200 \text{ МН}/\text{м}^3$, в 1,33–1,16 и 1,30–1,52 раза в случае использования классической и сдвиговой моделей соответственно, а при $t_{inf} = 0,40 \text{ м}$ – уже не ограничиваются линейными размерами плиты (7,5 м).

Для самого жесткого из рассмотренных расчетных сечений плиты ($t_{inf} = 0,40 \text{ м}$) диаметр D_r превышает все значения D_r , регламентируемые нормами проектирования монолитных покрытий для соответствующих категорий нормативных нагрузок, на 108,0–240,9 % ($k_s = 50 \text{ МН}/\text{м}^3$) и 78,3–195,5 % ($k_s = 200 \text{ МН}/\text{м}^3$) соответственно (табл. 4).

Сдвиговая модель характеризуется большими распределительными свойствами: разница между расчетными значениями D_r численных моделей составляет 2,94–1,93 %.

При увеличении жесткости основания в 4 раза линейные размеры зоны передачи нагрузки на основание сокращаются не менее чем в 1,23–1,38 раза, т.е. отмечается снижение распределительных свойств численной модели конструкции плиты.

Следует отметить, что при нагрузке $F_d = 50 \text{ КН}$, которая соответствует VI (минимальной) категории нормативной нагрузки на основную (условную) опору самолета, размеры D_r численных моделей расчетных вариантов конструкций плит превышают *минимальное значение* $D_r = 2,20 \text{ м}$, установленное нормами проектирования для VI категории нормативных нагрузок, в 2,91–3,42 раза, *максимальное –* $D_r = 3,60 \text{ м}$, установленное нормами проектирования для внеклассной (B/k) и I категорий нормативных нагрузок, в 1,78–2,10 раза.

Это свидетельствует о том, что использованные численные модели плит завышают распределительную способность передачи нагрузки на основание и требуют экспериментального подтверждения расчетных параметров НДС и обоснования границ применения численных моделей в расчётных условиях.

Завышение численными моделями НДС распределительной способности плит покрытий неоднократно отмечалось в ходе проведения экспериментально-теоретических исследований опытных участков и мониторинга эксплуатируемых аэродромных покрытий [7, 9, 10, 11] и сопровождалось дополнительными исследованиями

Таблица 4

Анализ расчетных величин диаметра передачи нормативной нагрузки на основание (для плиты с $t_{inf} = 0,40 \text{ м}$)

Нормы проектирования 1		Численное моделирование ¹⁾	, %	
Класс аэродрома/категория нормативной нагрузки	Условный диаметр D_r , м	Расчетный диаметр D_r , м	для значений D_r и D_r	для значений D_r численных моделей
A / B / к, I	3,60	<u>7,50 (7,50)</u> 6,42 (6,50)	<u>108,0 (108,0)</u> 78,3 (80,6)	<u>2,94</u>
Б / II	3,20	<u>7,50 (7,50)</u> 6,42 (6,50)	<u>134,4 (134,4)</u> 100,6 (103,1)	<u>2,49</u>
В / III	2,90	<u>7,50 (7,50)</u> 6,42 (6,50)	<u>158,6 (158,6)</u> 121,4 (124,1)	<u>2,22</u>
Г / IV	2,40	<u>7,50 (7,50)</u> 6,42 (6,50)	<u>212,5 (212,5)</u> 167,5 (170,8)	<u>1,97</u>
Д, Е / V, VI	2,20	<u>7,50 (7,50)</u> 6,42 (6,50)	<u>240,9 (240,9)</u> 191,8 (195,5)	<u>1,93</u>

Примечания: ¹⁾ – в скобках указаны значения для сдвиговой модели; ²⁾ – не оценивалось.

и обоснованием целесообразности их применения, а в ряде случаев и введением соответствующих ограничений и допущений.

Выводы.

1. Завышение численными моделями НДС распределительной способности плит при передаче нагрузки на основание характерно для конструкций различной жесткости.

2. Целесообразность применения той или иной численной модели изгибающей плиты следует определять в соответствии с величинами жесткости расчетного сечения плиты и категориями прочности оснований покрытия. Несмотря на то, что использованные численные модели приводят к завышению распределительной способности при передаче нагрузки на основание, для определения величины контактного давления на основание и максимального прогиба конструкции в зоне центрального приложения нагрузки целесообразно применение

сдвиговой модели, построенной в рамках уточненной теории изгиба.

3. Учет развития сдвиговых деформаций по толщине плиты увеличивает не только податливость конструкции, но и ее давление на основание. Это позволяет включать в рассмотрение дополнительную осадку грунта, не учитывающую классической теорией изгибаемых плит.

4. Завышение численными моделями НДС распределительной способности плит должно учитываться при моделировании расчетных ситуаций, отличных от нормативных [1]:

- новых типов покрытий и технологий строительства;
- одновременном воздействии всех многоколесных опор новых и перспективных типов воздушных судов (сверхнормативных нагрузок) на систему плит и др., а также при обработке данных экспериментальных исследований эксплуатационной пригодности существующих покрытий.

- [1] СНиП 2.05.08-85 Аэродромы/Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1985. – 85 с.
- [2] Руководство по проектированию аэродромных покрытий. – М.: ГПИиНИИГА Аэропроект, 1983. – 272 с.
- [3] Метод конечных элементов: уч. пособие для студ. вузов/Варвак П.М., Бузун И.М., Городецкий А.С. и др. – К.: Вища шк., Головне вид-во, 1981. – 176 с.
- [4] Расчет неоднородных пологих оболочек и пластин методом конечных элементов: Монография/ Рук-тель авт. кол. Пискунов В.Г.–К.: Изд-во при Киевск. ун-те ИО «Вища школа», 1987. – 220 с.
- [5] Напряженно-деформированное состояние слоистого покрытия аэродромной одежды/В.Г. Пискунов, В.К. Присяжнюк, В.Е. Вериженко и др.///Ізв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1984. – №12. – С. 108–110.
- [6] Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений/А.С. Городецкий, В.И. Заворицкий, А.И. Лантух-Лященко, А.С. Рассказов. – М.: Транспорт, 1981. – 143 с.
- [7] Кульчицкий В.А., Макагонов В.А., Васильев Н.Б., Чеков А.Н., Романков Н.И. Аэродромные покрытия. Современный взгляд. – М.: Физ.-мат. лит-ра, 2002. – 528 с.
- [8] Крюкова О.С. Ефективність використання розрахункових комплексів для розрахунку аеродромних покриттів//Будівництво України. – 2007. – № 4. – С. 31–33.
- [9] Агеева Г.Н. Влияние жесткости верхнего слоя на напряжено-деформированное состояние двухслойных аэродромных покрытий. – Дис.: 05.23.11 Київ, 1994. – 194 с.

- [10] Исследование несущей способности ИВПП и разработка рекомендаций по её усилению: Отчет о НИР (заключ). Этап 2. Экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния ИВПП и разработка рекомендаций по её реконструкции. – Дог. № 2-ц от 11.06.1990 со Свердловским ОАО//Гос. науч.-произв. предприятие «Потенциал». – Киев, 1991. – 154 с.
- [11] Расчетно-теоретический анализ работы тонкослойного покрытия: Отчет о НИР (заключ.). – Дог. № 4-ц от 5.10.1990 с ГПИиНИИГА «Аэропроект»//Гос. науч.-произв. предприятие «Потенциал». – Киев, 1990. – 77 с.
- [12] Цихановський В.К., Талах С.М., Трушківська Н.Л. Розрахунок на міцність аеродромних покрівель від впливу великофюзеляжного повітряного судна//Вісник НАУ. – 2009. – № 3. – С. 133–140.
- [13] Битнев П.А. Напряжено-деформированное состояние в зоне штыревых соединений. – Дис.: 05.23.11. – М., 2006. – 190 с.
- [14] Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластиинки и оболочки. – М.: Наука, 1966. – 635 с.
- [15] Жесткие покрытия аэродромов и автомобильных дорог/Глушков Г.И., Бабков В.Ф., Медников И.А. и др. – М.: Транспорт, 1987. – 255 с.

Надійшла 03.06.2010 р.

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ МОДЕЛЮВАННЯ СТАРІННЯ СТАЛЕЙ ПРИ ВИЗНАЧЕННІ ЇХ РЕСУРСУ

Викладені основи теорії деформаційного старіння сталей, на підставі якої будується методика розрахунків довговічності сталевих конструкцій за нормальних умов і при аварійних режимах експлуатації.

The bases of the theory of deformation aging of steel are expounded, on the basis of which the method of calculations of steelwork longevity in normal conditions and emergency states of working was devised.

Ключові слова: старіння, сталь, ресурс.

В якості критерію довговічності сталі при малоциклічній втомі і одноосному розтягу (кількість циклів не більше 10^5) Коффіним Л.Ф. була запропонована залежність [1]:

$$N_p = C \frac{k}{n_{pl}},$$

де N_p – кількість циклів до руйнування; n_{pl} – діапазон змін у циклі пластичних деформацій; C, k – емпіричні константи.

$$C = \frac{1}{2} \ln \frac{1}{1 - \frac{2}{y_{max}}},$$

де y – відносне зменшення поперечного перерізу зразка при статичному розриві.

Для відпущененої сталі було отримано $C = 0,129$; $k = 2$; для наклепаної $C = 0,0146$; $k = 1,86$.

Використовуючи поняття максимальної умовної напруги циклу при допущенні пружної роботи матеріалу y_{max} , можна отримати:

$$\frac{1}{E} (y_{max} - 2) = a,$$

де a – пружні напруження.

Менсон С.С. здійснив спробу розробити спрощений метод оцінки межі високотемпературної втоми лабораторних зразків при знайдомінному циклічному деформуванні [2]. Для більшої кількості експериментів була побудована залежність у подвійних логарифмічних координатах терміну служби зразка від пружної та пластичної складових деформації при циклічному деформуванні за кімнатної температури. Усереднено був прийнятий нахил цих залежностей для пластичної компоненти 0,6 і для пружної 0,12. У результаті запропоновано критерій для малоциклічного руйнування при кімнатній температурі та при жорсткому односторонньому навантаженні:



Л.Б. Шаміс

начальник відділу ОАП
ВАТ «Київський науково-дослідний
та проектно-конструкторський
інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ»



Т.І. Матченко

провідний інженер
ВАТ «Київський науково-дослідний
та проектно-конструкторський
інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ», к.т.н.



Л.Ф. Первушова

інженер
ВАТ «Київський науково-дослідний
та проектно-конструкторський
інститут «ЕНЕРГОПРОЕКТ»

$$3,5 \frac{B}{E} N_p^{0,12} \ln \frac{1}{1 - \frac{2}{y_{max}}} N_p^{0,6}, \quad (1)$$

де B – тимчасовий опір розриву при одноосному розтягу.

У формулі (1) перший член правої частини виражає пружну деформацію y , а другий – пластичну n_{pl} .

Існують два підходи до вирішення проблеми довговічності. Згідно з першим робляться спроби сформулювати критерій довговічності на основі інваріантів теорії пластичності: інтенсивності напружень чи деформацій головних зсувів. Але ці критерії не завжди достатньо добре співпадають з даними експериментів. У другому підході за основу приймається розмах

максимальних деформацій у циклі \max , або розмах максимальних деформацій зсуву у циклі \max , або інтенсивність розмахів деформацій

$$i \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(-1 - 2)^2 + (-2 - 3)^2 + (-3 - 1)^2}.$$

Відповідні критерії руйнування в цьому випадку мають вид:

$$N_p C_1 \max;$$

$$N_p C_2 \max;$$

$$N_p C_3 i \max.$$

Тут \max , \max , i виражаються через повні деформації. Аналогічні формули можна отримати, використовуючи розмахи пластичних деформацій, що є методично більш правильним.

Костюком А.Г. і його співавторами в [4, 5] показано, що найкращу збіжність з експериментами при складному напруженому стані дає критерій інтенсивності розмахів повних деформацій.

Була запропонована гіпотеза, що для однакових циклів критеріїв руйнування має структуру:

$$1/N_p = f(1/N_0, \tau).$$

У цій формулі N_p – дійсна кількість циклів до руйнування; $1/N_p$ – ступінь пошкодження за один цикл; $1/N_0$ – ступінь пошкодження, обумовлений тільки повторною пластичною деформацією без урахування повзучості; τ – ступінь пошкодження від повзучості:

$$\frac{d}{\tau},$$

де $\tau_p(t)$ – час до руйнування внаслідок повзучості (без урахування циклічного деформування) при постійних напруженнях і температурі t ; τ – тривалість одного циклу.

Залежність була запропонована в окремому виді:

$$\frac{N_p}{N_0} = (N_p)^\alpha - 1,$$

де α – експериментальні константи.

При $\alpha = 1$ умова переходить в гіпотезу лінійного підсумування пошкоджень:

$$\frac{1}{N_p} = \frac{1}{N_0}. \quad (2)$$

Туляков Г.А. на базі виконаних у ЦНДІТ-маш дослідів [3, 6] дійшов висновку, що лінійний закон підсумування відносних довговічностей при сумісній дії термоциклічного і статичного навантажень у загальному випадку не виконується. Він ввів допущення, що граничні криві довговічності при комбінованій дії статичного і термоциклічного навантажень виражуються в відносних координатах сімейством парабол, симетрично розташованих по обидві сторони від прямої, що відповідає лінійному закону підсумування. В результаті для постійної робочої температури отримано:

$$\frac{N}{N_p} = A_c \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{c} \right) \frac{N}{N_p} - \frac{1}{\tau_p}, \quad (3)$$

де A_c – параметр відносної сумарної довговічності; c – коефіцієнт підсумування, що визначається експериментально і знаходиться в межах $0 < c < \frac{\sqrt{2}}{2}$, характеризує ступінь відхилення кривої граничних амплітуд від лінійного закону і залежить у загальному випадку від послідовності та тривалості прикладання навантажень, рівня напруження і механічних властивостей матеріалу; N , N_p – задана та руйнівна кількість термоциклів навантажень зразка з амплітудою τ ; τ_p – тривалість статичного навантаження з напруженням і час до руйнування зразка по кривих тривалої міцності.

Тут має місце припущення, що в умовах термічної втоми і повзучості при складнонапруженому стані зберігаються ступеневі залежності довговічності, які встановлені згідно з даними випробувань при лінійному напруженому стані. Формулу (3) вважають більш точною, але вона складніша за формулу (2) і не має достатніх даних щодо c .

Мінкіним Л.Н. досліджувалась циклічна міцність зварних з'єднань паропроводів із теплостійких сталей [7]. Досліди проводились при малоциклічному та тривалому статичному навантаженнях. Застосувались м'який і жорсткий режими навантаження. Циклічно змінювались згинальні моменти і внутрішній тиск при підвищенні температурі пари, яку пропускають через трубу (до 565°C). Досліджувались впливи асиметрії циклу, частоти зміни навантажень, тривалість витримування в циклі. В результаті була запропонована залежність, яка

дозволяє визначати кількість циклів до руйнування з урахуванням витримування в циклах:

$$N_p = 0,7 \cdot 10^2 N_{pk} (\beta_u)^{0,4},$$

де N_{pk} – кількість циклів до руйнування при кімнатній температурі; β_u – тривалість витримування в циклах, p .

Ефект змінювання механічних властивостей сталі в часі, тобто старіння, відбувається внаслідок фізико-хімічних процесів або під впливом різного роду полів, наприклад температурного, радіаційного і таке інше. Надзвичайно важливим з точки зору деформування і руйнування є процес накопичення пошкоджень усталі під впливом деформацій. Головним тут є процес накопичення міжзернових мікротріщин внаслідок дифузії вакансій і дислокацій із тіла зерна до його кордонів, через що зменшується щільність, що призводить до збільшення об'ємних деформацій.

Не зосереджуючись на фізичній інтерпретації структури пошкодження, будемо характеризувати його скалярною величиною k . Очевидно, що об'ємні деформації зворотно пропорційні концентрації залишкових зв'язків ($1 - k$) і вони збільшуються при $k \rightarrow 1$. Приймаємо:

$$k = A_k [(1 - k)^{-1} - 1],$$

де k – функція, яка описує зміну механічних властивостей зв'язків сталі з індексом k , що деформується, в часі $0 \leq k \leq 1$

$$(1 - k)^{-1} = e^{-k};$$

A_k – коефіцієнт пропорційності.

$$\text{Тоді } k = 0() A_k (e^{-k} - 1).$$

$$= k(1 - k),$$

де $\frac{1}{k} = \frac{1}{p} / \frac{k}{p}$;

$\frac{1}{p}$ – час розриву зв'язків із індексом 1 і k .

При оцінці ресурсу сталі слід враховувати характер навантаження: для статично навантажених конструкцій ресурс сталі визначається за деформацією, при циклічних навантаженнях – за коефіцієнтом інтенсивності напружень, а при ударних навантаженнях конструкцій без тріщин – за ударною в'язкістю. Для конструкцій, що мають тріщини і можуть бути динамічно навантажені, – за динамічним коефіцієнтом інтенсивності напружень (КІН).

Ресурс пластичних сталей доцільно визначати за деформацією, крихких сталей – за КІН.

Зміна властивостей сталі внаслідок старіння враховується введенням у розрахунок зсувів критичної температури крихкості T_k при різних впливах у процесі експлуатації.

Номінальні значення критичного КІН K_{IC} отримуються як обвідна двох кривих, одна з яких знаходиться діленням ординат початкової кривої K_{IC} , $(T - T_k)$ на запас міцності n_k (як правило $n_k = 2$), друга – зміщенням початкової кривої K_{IC} у напрямку осі абсцис на температурний запас $T = 30^\circ\text{C}$.

Опір крихкому руйнуванню вважається забезпеченим, якщо для розрахункової тріщини виконується умова $K_I \geq [K_{IC}]$, де $[K_{IC}]$ – 1 – коефіцієнт, який залежить від умов експлуатації.

У нормах розрахунків ASME 1592-7 в якості одного з методів оцінки втомлених пошкоджень пропонується наступне рівняння:

$$T = K^{\circ} p K_T F,$$

де T – повна деформація; \circ – пружна деформація; p – непруженна деформація; F – пікова температурна деформація.

У ч.8 ASME 1592 пропонується інша залежність:

$$T = (\frac{2}{K})_n + (\frac{c}{K})_T F,$$

Для конструкцій з тріщиною встановлюється пряма пропорційна залежність руйнуючої деформації від критичного коефіцієнта інтенсивності деформацій

$$K_{ISC} = \sqrt{2 l_0} F,$$

де l_0 – початковий розмір тріщини; F – деформація в вершині тріщини.

У найбільш загальному вигляді, припускаючи, що $(_i) K_1 (i)$, оскільки K_1 враховує пластичні властивості матеріалу, отримаємо:

$$K_1 = \frac{1}{k} \sum_{k=1}^N A_k (1 - e^{-k t/t_n}) \sum_{k=1}^N B_k (e^{-k t/t_p} - 1) = K_{1c}.$$

Якщо l_0 – розмір початкової тріщини, при якій номінальні руйнуючі напруження дорівнюють межі міцності b , то при $f(K_1) = 1$

$$K_{1c} = \frac{-1/m_k}{B} (l_0)^{p_k/2},$$

де K_{1c} – критичне значення коефіцієнта інтенсивності деформацій.

Час до руйнування t визначається з умов:

$$\max(t) = k_0(1 - \dots); K_I(t) = K_{Ic}(1 - \dots),$$

де k_0, K_{Ic} – критичні значення деформацій і коефіцієнта інтенсивності деформацій.

$$P_k = \frac{2 \cdot n(1 - m)(1 - \dots)}{1 - m},$$

де $n = 0,5$ для тріщини; m – показник зміщення матеріалу.

Рівняння деформаційного ресурсу. Будь-яке рівняння, що визначає деформаційний ресурс, має ліву і праву частини у вигляді функцій часу. Інакше кажучи, з часом можуть змінюватись значення параметрів не тільки в лівій частині рівняння, але і в правій.

Розглянемо окремо співвідношення правої частини рівняння, що визначає ресурс сталі.

У багатьох випадках важко однозначно визначити умови експлуатації конструкцій, тому пропонуються наступні критерії оцінки довговічності сталі:

- конструкції із конструкційних сталей, що статично, а інколи циклічно навантажені без тріщин

$$\sqrt{\frac{N(t)^2}{N_k} - \frac{(t)^2}{k(1 - \dots)}} - 1;$$

- конструкції із конструкційних сталей, що статично, а інколи циклічно навантажені і мають тріщини

$$\sqrt{\frac{(t)^2}{k(1 - \dots)} - \frac{K_I(t)^2}{K_{Ic}(1 - \dots)}} - 1;$$

- конструкції із конструкційних сталей, що постійно динамічно навантажені

$$\sqrt{\frac{\mathcal{E}(t)^2}{KC(1 - \dots)} - \frac{K_{Ig}(t)^2}{K_{ICg}(1 - \dots)}} - 1;$$

- конструкції із конструкційних сталей, які не мають тріщин і можуть бути будь-як навантажені

$$\sqrt{\frac{N(t)^2}{N_k} - \frac{(t)^2}{k(1 - \dots)} - \frac{\mathcal{E}(t)^2}{KC(1 - \dots)}} - 1;$$

- конструкції із конструкційних сталей, які мають тріщини і можуть бути будь-як навантажені

$$\sqrt{\frac{K_I(t)^2}{K_{Ic}(1 - \dots)} - \frac{K_{Ig}(t)^2}{K_{ICg}(1 - \dots)} - \frac{(t)^2}{k(1 - \dots)}} - 1.$$

Для посудин під тиском ресурс доцільно визначати за наступним критерієм:

$$\sqrt{\frac{(t)^2}{R(1 - \dots)} - \frac{(t)^2}{k(1 - \dots)} - \frac{N(t)^2}{N_k}} - 1.$$

У приведених рівняннях: \mathcal{E} – енергія можливого удару; KC – ударна в'язкість; N, N_k – кількість циклів навантаження і критична кількість циклів; K_I, K_{Ic} – динамічний коефіцієнт інтенсивності напружень та критичне значення; K_{Ig}, K_{ICg} – коефіцієнт інтенсивності напружень та критичне значення; R, R_k – накопичені деформації від початку експлуатації і критично допустимі; t, t_k – напруження в сталі і критично допустимі.

Після тривалої експлуатації металевих конструкцій в агресивному середовищі залишковий ресурс доцільно визначати за значенням відносного здовжнення зразка після розриву ($\delta, \%$)

$$\sqrt{\frac{\delta_0(1 - \dots)}{[\delta_H]^2} - \frac{\delta_T^2}{[T_H]^2} - \frac{\delta_{\text{зд}}^2}{[T_{\text{зд}}]^2}} - 1,$$

де δ_0 – параметр пошкодження ($0 < \delta_0 < 1$); $[\delta]$ – пошкодження внаслідок деформації та його критичне значення; $\delta_H, [\delta_H]$ – пошкодження внаслідок радіаційного опромінювання та його критичне значення; $\delta_T, [\delta_T]$ – пошкодження внаслідок термічного впливу та його критичне значення; $\delta_{\text{зд}}, [\delta_{\text{зд}}]$ – відповідно відносне здовжнення після тривалої експлуатації і на початку експлуатації.

Розтріскування внаслідок зростання граничної деформації матеріалу δ_p визначається відношенням

$$E^{-1} [\nu_x \nu_y \nu_z] T [\delta_p],$$

де ν – коефіцієнт Пуассона; T – зміна температури; ν_x, ν_y, ν_z – компоненти пружно деформованого стану у точці.

Структурний параметр пошкодження визначається співвідношенням

$$\frac{E^{-1} [\nu_x \nu_y \nu_z] T}{[\delta_p]}. \quad (4)$$

Пошкодження δ може змінюватись у межах $(0 \dots 1)$.

Характеристики втомленості зварного з'єднання в умовах малого числа циклів навантаження надаються у вигляді графіка залежності

деформації за цикл від числа циклів до виникнення тріщини.

У відповідності з рівнянням Коффіна можна записати:

$$N_c^{1/2} = \frac{1}{2} \ln \frac{100}{100 \%} / (t_e - t), \quad (5)$$

де N_c – кількість циклів деформації (t) до виникнення тріщини; t_e – відповідно розмах пластиичної та пружної деформації за один цикл; t – відносне поперечне звуження в відсотках, яке можна визначити за твердістю сталі.

Ліва частина рівняння. На підставі аналізу великої кількості експериментальних матеріалів Клаус отримав залежність [8]

$$\log t = a \log b(T).$$

При цьому для різних матеріалів:

1. $a = const$;
2. $a = a()$;
3. $a = a()$;
4. $a = a(T)$;
5. $a = a(T, ,)$,

де T – температура середовища; t – час до руйнування; a – деформація руйнування; a, b – коефіцієнти.

Залежність часу до руйнування від температури можна визначити параметром Ларсона-Мілера $T(c \log t) = F()$

або Менсона-Хафера [8] $\frac{T}{\log t} = \frac{T_a}{\log t_a} = F()$,

де T_a – температура під час t_a .

З урахуванням накопичення повзучості пошкоджень швидкість деформації моделюється залежністю

$$\dot{p}_{11} = A p_{11} \exp(-p_{11}) \frac{n}{1 - n},$$

де p_{11} – деформація; p_{11} – деформація повзучості.

- [1] Coffin L.F. An investigation of thermal-stress fatigue as related to high-temperature piping flexibility. – Trans. ASME, 1957, vol. 79, №7, p. 1637–1651.
- [2] Manson S.S. A simple procedure for estimating high-temperature low-cycle fatigue. – Experimental Mechanics, 1968, vol. 8, № 8, p. 349–355.
- [3] Туляков Г.А., Метельков В.А., Плеханов В.А. Об испытаниях материалов на термическую усталость при сложном напряженном состоянии. – Проблемы прочности, 1972. – № 6. – С. 109–113.
- [4] Костюк А.Г., Трухний А.Д., Мичулин В.Н. Критерий прочности материалов при малоциклической усталости при сложном напряженном состоянии. – Машиноведение, 1974. – № 5. – С. 62–67.
- [5] Костюк А.Г., Трухний А.Д., Гецов Л.Б. О прочности деталей энергетических установок при нестационарных режимах. – Теплоэнергетика, 1965. – № 1. – С. 48–53.

Коефіцієнти $A, , , n$ залежать від температури і визначаються експериментально.

Криві повзучості сталі визначаються рівнянням [9, 10]

$$\bar{p}_{11} = \sum_{k=1}^N A_k (1 - e^{-kt/t_n}) \sum_{k=1}^N B_k (e^{-kt/t_p} - 1),$$

де величини t_n, t_p залежать від температури і деформацій. Постійні $A_k, B_k, k, k, n, p, n, p, n, p$ визначаються експериментально.

Час до руйнування t звичайно набагато більше $t_n, t/t_n > 1$. Тому рівняння для визначення t має вид:

$$A_0 \sum_{k=1}^N B_k (e^{-kt/t_p} - 1) \dot{p}_{11},$$

де \dot{p}_{11} – деформація повзучості в момент руйнування.

У простішому випадку, коли $N = 1, n = 1$, отримуємо:

$$\ln \ln \frac{\dot{p}_{11}}{B_1} = 1 - \ln \frac{t}{t_p}.$$

Висновки.

На основі викладених теоретичних основ старіння сталей доцільно розробити:

- Методики моделювання пошкоджень сталі від усіх впливів агресивного середовища, теплових і радіаційних потоків.
- Бази даних швидкостей старіння сталей усіх марок для режимів нормальної і аварійної експлуатації.
- Алгоритм зміни механізмів старіння при зміні умов експлуатації сталевих конструкцій.

- [6] Туляков Г.А. Критерий для оценки долговечности работы металлов при термической усталости с учетом условий эксплуатации. – Теплоэнергетика. – 1973. – № 6. – С. 64–66.

- [7] Минкин Л.Н. Исследование прочности сварных соединений паропроводов из теплоустойчивых сталей: Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1972. В надзаг.: ЦНИИТмаш.

- [8] Матухов Н.А. Деформационные критерии разрушения и расчет элементов конструкций на прочность. М.: Машиностроение, 1981.

- [9] Роботков Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. М.: Наука, 1966.

- [10] Шестериков С.А. Некоторые проблемы длительной прочности и ползучести/ Нелинейные модели и задачи механики деформируемого твердого тела. М.: Наука, 1984.

Надійшла 13.10.2010 р.

RECONSTRUCTION OF THE WINTER STADIUM IN BRATISLAVA

At the turn of the months from April to May 2011 Slovakia will organize Ice-hockey championship. Tournament will be played on two stadiums. First one of them is in Kosice and the second is in Bratislava. This stadium in Bratislava was completed in 1952 and it was necessary to reconstruct it. From the original reinforced concrete structures were left only stands. It was decided to overlap old stands with new steel structure. At the same time, a new training hall with two ice rinks and with two-storey underground garage was built. Projects of steel structures were developed by Ingsteel. Ingsteel company is also a general contractor of the whole stadium reconstruction.

Навесні 2011 р. у Словаччині у містах Кошице та Братислава проходитиме чемпіонат із хокею з шайбою. Стадіон у м. Братислава був побудований у 1952 р. і потребує реконструкції. Від первинних залізобетонних конструкцій залишилися тільки трибуни, тому було ухвалено рішення про перекриття старих трибун новими сталевими конструкціями та будівництво нового тренувального приміщення з двома ковзанками і двоярусним підземним гаражем. Проекти сталевих конструкцій були розроблені компанією Ingsteel, яка є також генеральним підрядником з реконструкції всього стадіону.

Keywords: assessment, reconstruction (refurbishment), replacement, truss girder, stadium

INTRODUCTION

During extensive modernization of the Winter Stadium in Bratislava, its roof structure was several times reconstructed. The original reinforced concrete skeleton with plan dimensions of 70.0 x 100.0 was built over the period 1943 – 52. The raised seating around the ice rink was covered by a reinforced concrete decking with an 8.0 m overhang supported by a continuous girder in turn. This girder was supported by round RC columns located 10 m apart.

In 1957 the stadium ice rink was roofed by a flat two-hinged steel-frame cross bonds of 52.8 m span. The columns under the new cross bonds were reinforced by 420/12 steel pipes [1].



Prof. h.c., Prof. Dr. Ing.
Zoltán Agócs, PhD.
Professor of Slovak University
of Technology Bratislava and Consultant
for conceptual design in Ingsteel, ltd.



guest Prof. Ing.
Anton Bezák, PhD.
General director of Ingsteel, ltd.
and guest professor of SUT Bratislava



Ing. **Ivan Bezak, PhD.**
Designer, Ingsteel, ltd. Bratislava



Ing. **Marcel Vanko**
Senior designer, Ingsteel, ltd. Bratislava

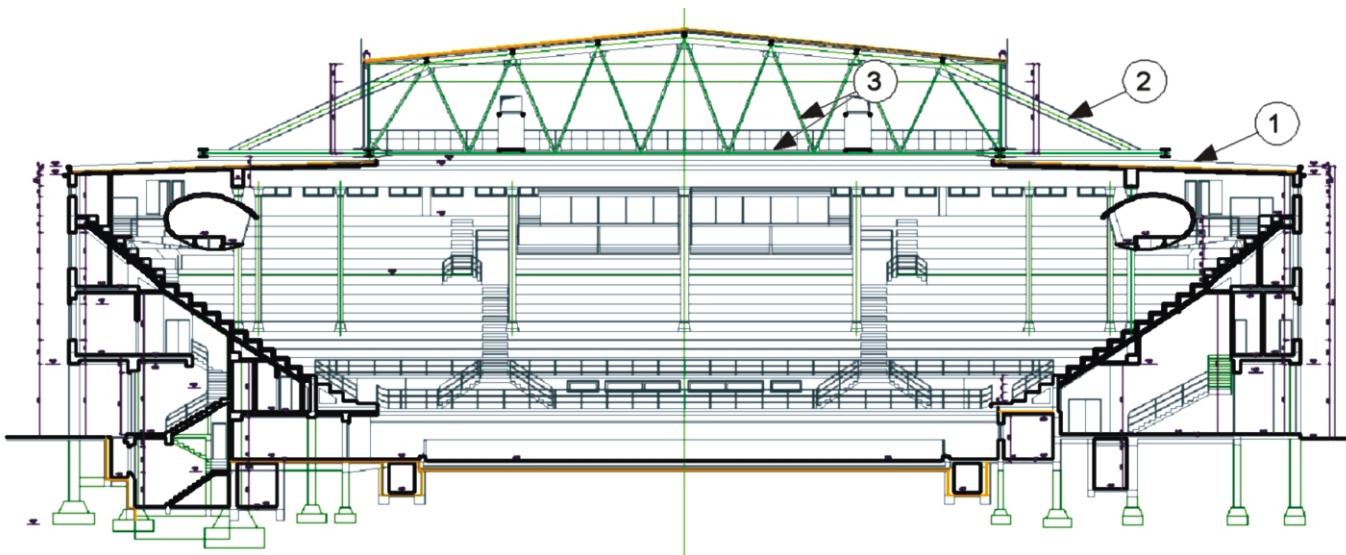


Fig. 1: Original RC and steel roof structure after the second reconstruction:

1 – the original RC skeleton 1943–1952; 2 – additional covering with flat steel frames; 3 – arrangement of the original frame to the lattice girder



Fig. 2. Dismantling of the steel roof structure



Fig. 3. Dismantling of the RC slab and columns

Before the planned next reconstruction of the roof structure in 1987, specialists prepared an expert assessment of the steel and RC load bearing structure. It was assumed that the original frame structure would be retained and used during reconstruction [2]. The original static system was changed with the two-hinged frame replaced by a lattice tie beam [3] (Fig. 1).

The columns of the original RC structure obstructed the view of the spectators, so the upper RC slab and the supporting columns were removed

(Fig. 2, 3). Only the RC structure of the stands remained.

Due to the increased stadium capacity and modernization of the building the original RC stand will be covered by a new steel structure built around them [4].

The whole new structure consists of three units:

- entry part,
- main hall and
- back (rear) part.

DESCRIPTION OF THE NEW STEEL STRUCTURES

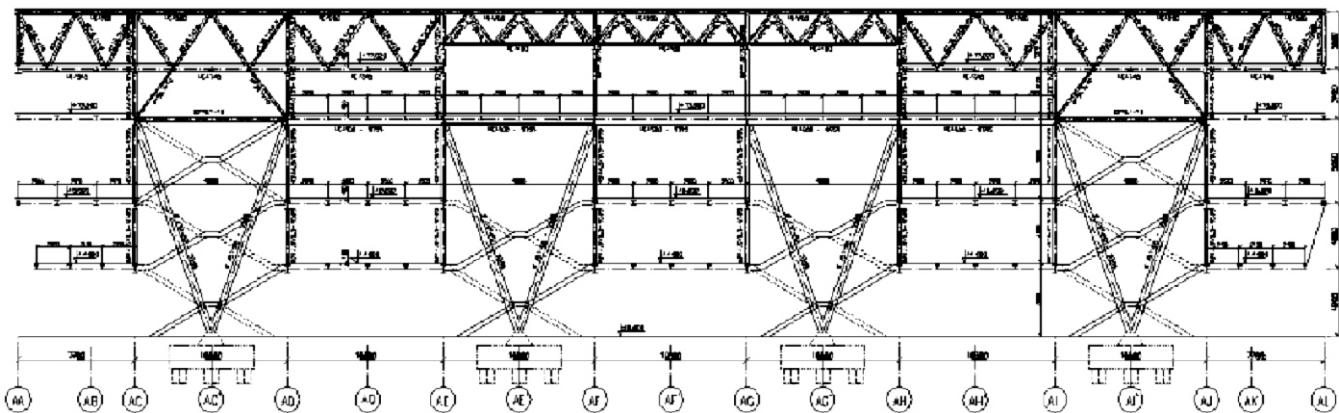


Fig. 4. Cross-section in axis 2'-2'

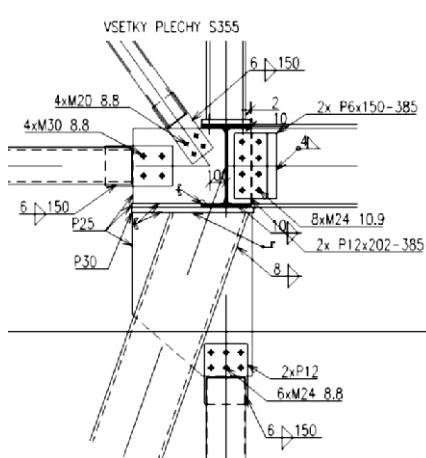


Fig. 5. Detail of the column end; connection between the column and girders

Entry part

Entry part is a 4 storey building with plan dimensions of 10.055 x 86.0 m. The middle part of this structure is supported by a V shape columns (Fig. 4). This supports are finished at the level +13.9 m, where they are widened to the width of 10.0 m.

On the figure 5 is the detail of the end of the column and detail of the connection between column and the girders.

Staircases are made of steel and stainless steel. Staircases which are leading from the zero level (-0.150 m) to the 1st floor (+4.600 m) will be lifted when not in use. Lifting technology is situated in the longitudinal holes inside of the tubes of V – shape columns (Fig. 6).



Fig. 6: View of the structure of the entry part

Main hall

During the design process were chosen main frames in axial distance of 10.0 m. New structure has plan dimensions 86.0 x 102.0 m. Maximal theoretical height in the middle of the span is +23.3 m.

The new main frames (Fig. 7) go about of the original RC stands. Columns are designed as welded I cross-section with constant height of 900 mm. Columns are fixed to the foundations.

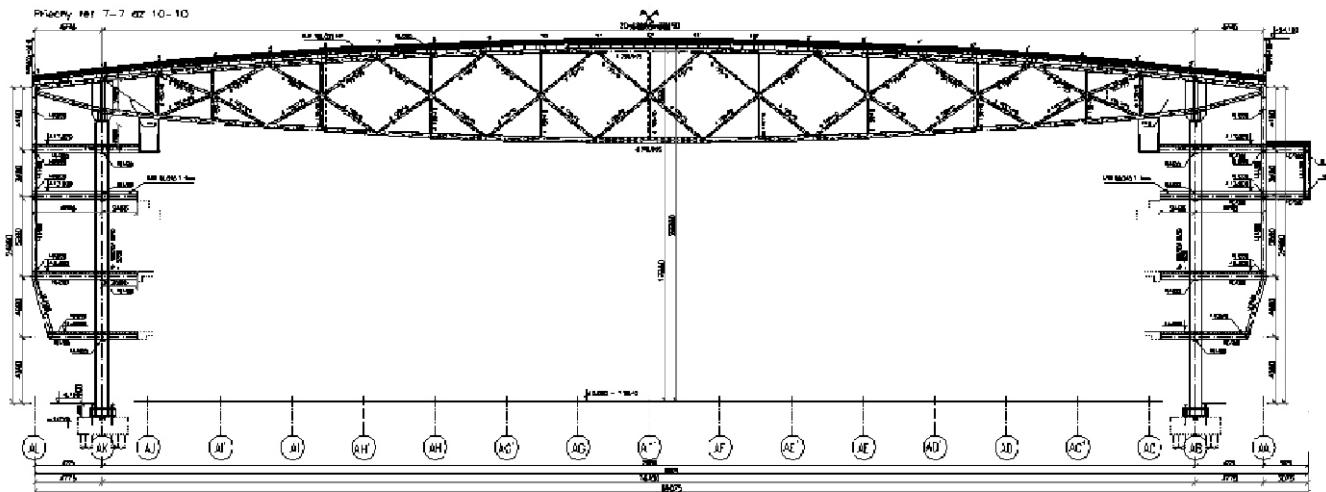


Fig. 7: Scheme of the main frame of the hall



Fig. 8. Truss girder with total length of 86.0 m

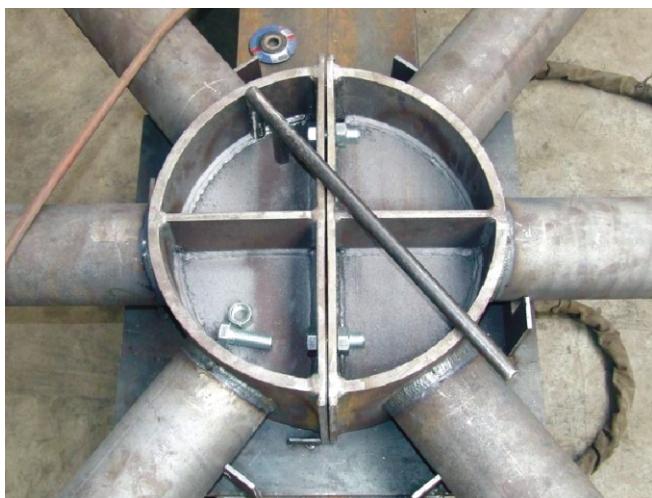


Fig. 9. Joint of diagonals

Truss girders with cantilever ends are pinned to the heads of the columns. New storeys are hanged up on the cantilever ends of the truss by tie-rods. Horizontal beams on each storey with tie – rods and main columns crates frame system. This solution increases horizontal rigidity of the main frames which are independent from the original RC structure.

Spans of main frames are 4.775 + 74.45 + 4.775 m. The theoretical width of the hall is 86.0 m. Truss girders have lens shape with a height of 6.0 m in the middle of the span. Upper and bottom chord and diagonals are made from tubes (Fig. 8).

End parts of the truss girder are stiffened by a plate web with thickness of 16.0 mm. Inner diagonals are welded to a short stiffened tubes (Fig. 9).

Vertical longitudinal braces in the plain of main columns are situated between main frames 5 – 6 and 11 – 12. Braces have strengthened columns, frames are completed by a diagonal bars with a V – shape (Fig. 10).

The truss girders of main frames were erected by a two ways. The first one was with preliminary supports and welding from three parts in situ at the height of 23 m (Fig 11). Second way of erection was lifting of a whole truss girder by two mobile cranes (Fig. 12).



Fig. 10.
Longitudinal bracing
of the structure



Fig. 11: Erection of the truss girder on the preliminary supports



Fig. 12. Erection of whole truss girder by cranes



Fig. 13: Part of a completed roof structure

After the erection of two truss girders started the assemblage of purlins and roof braces (horizontal and vertical). The shape of vertical roof braces was influenced by the position of the transversal technological bridges (Fig. 13).

Back part of the object

Back part is a common frame structure with plan dimensions 10.0 86.0 m. This part is stiffened by a RC core. In this part will be situated technological facilities, administrative and dining rooms.

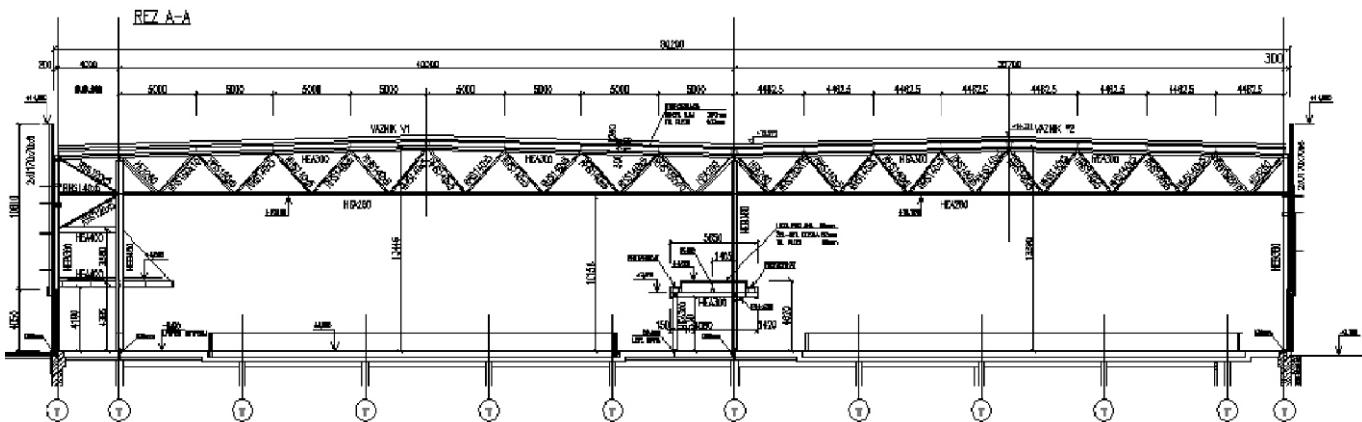


Fig. 14: Cross-section of the training hall



Fig. 15.
Front and part of the side facade
of the stadium

Behind of the main stadium is a new training hall with plan dimensions 79.7 72.0 m. It is a one storey three – span structure. In transversal direction stiffness of the structure is ensured by a Vierendeel frame which is situated on one side. Spans are 4.0 + 40.0 + 35.7 m. Distance between frames is 8.0 m (Fig. 14).

Facades

Facades are connected to the main steel structure by a secondary steel construction. Glass tables with large dimensions are than bedded on the

aluminum profiles. In final stage the shape of the facade will be remind broken ice plates (Fig. 15).

Basic informations:

Place of building: MČ Bratislava-Nové Mesto
Client: Bratislava – capital city of Slovak republic
Represented by: General investor of Bratislava (GIB)
General contractor: INGSTEEL, spol. s r. o., Bratislava
Capacity: 9 775 seats
Usage of steel: 2567 t, trapezoidal sheets 13250 m²
Building period: May 2009 – February 2011

- [1] Tesár, A.: Prestrešenie zimného štadióna v Bratislave. Inž. stavby 1959, č. 3
- [2] Agócs, Z. – Lapos, J.: Rekonštrukcia Zimného štadióna v Bratislave, Inž. stavby 6-1991
- [3] Agócs, Z. – Brodniansky, J. – Vičan, J. – Ziolko, J.: Assessment and Refurbishment of Steel Structures. Spon Press Taylor & Francis Group, London UK, 2005.

- [4] Agócs, Z., – Vanko, M.: Rekonštrukcia Zimného štadióna Objekt SO 201, 1. časť Zimný štadión O. Nepelu. Dokumentácia pre stavebné povolenie (DSP). Ocel'ová konštrukcia. Technická správa. Bratislava, December 2008.
- [5] Agócs, Z.-Bezák, A.-Vanko, M.-Bezák, I.-Brodniansky, J.: History and future of the Winter stadium in Bratislava. Proceedings of the IASS Symposium 2010, Shanghai. SpatialStructures-Permanent and Temporary. November 8-12 2010, Shanghai, China

Надійшла 31.01.2011 р.

РЕКОНСТРУКЦІЯ СУЩЕСТВУЮЩИХ И СТРОИТЕЛЬСТВО НОВЫХ СКИПОВЫХ ЯМ В УСЛОВIЯХ ДЕЙСТВУЮЩЕГО ДОМЕННОГО ЦЕХА

Современное направление реконструкции доменных печей (ДП) предполагает строительство новых печей с увеличением или сохранением их объёма, нового литейного двора и других объектов центрального узла, реконструкцию объектов центрального узла и общезаводского хозяйства с заменой устаревшего оборудования.

Практика реконструкции доменных цехов показывает, что увеличение объёма печи неизбежно приводит к изменению компоновки нового оборудования в скиповых ямах, а также к увеличению габаритов скипов. Это, в свою очередь, требует увеличения объёма (габаритов) скиповых ям.

Следует отметить, что скиповая яма представляет собой железобетонное сооружение, расположеннное под бункерной эстакадой у подножья скипового подъёмника. В ней находится оборудование для загрузки скипов и уборки коксовой мелочи, а также весовые воронки, лоток для выдачи скрапа, добавок и агломерата, перекидной лоток и его рама. Поэтому увеличение габаритов существующей скиповой ямы в условиях действующего доменного цеха является достаточно сложной задачей. Так как она располагается под бункерной эстакадой, по которой осуществляется непрерывная массовая подача шихтовых материалов в доменные печи, реконструкция ямы с увеличением её габаритов требует проведения реконструкции бункерной эстакады на этом участке с разработкой специальных мероприятий, исключающих остановку подачи шихтовых материалов в действующие доменные печи.

Наличие фундаментов под опорами бункерной эстакады (в непосредственной близости от стен скиповой ямы) требует тщательных конструктивных проработок в части увязки проектируемых конструкций с существующими фундаментами как на период строительства, так и в процессе эксплуатации. При этом необходимо обеспечить прочность и устойчивость сохраняемых конструкций. Кроме этого сложные гидрогеологические и грунтовые условия строительной площадки в значительной степени определяют конструктивные решения и способы строительства.



В.Г. Литвяк
заместитель директора
ГП «Укргипромез»



В.И. Фрейдлин
начальник отдела организации
строительства ГП «Укргипромез»



В.Ф. Поливода
главный конструктор отдела
организации строительства
ГП «Укргипромез»

В статье рассмотрен опыт проектирования и строительства скиповых ям при реконструкции некоторых доменных печей.

ДП-2 на ОАО «МК «Запорожсталь» – была введена в эксплуатацию в 2006 г. вместо демонтированной. Организация конвейерной подачи шихты и отсева мелочи агломерата и кокса повлекла за собой необходимость удлинения существующей скиповой ямы на 6 м, по 3 м в каждую сторону в продольном направлении по отношению к осям бункерной эстакады. Для выполнения новых конструкций стен удлиняемой части скиповой ямы были демонтированы две существующие опоры и фундамент бункерной эстакады с последующим восстановлением их на этом же месте.

На период строительства проектом предусматривалась организация поэтапной транспортной схемы подачи шихтовых материалов в печи, в обход демонтируемого участка бункерной эстакады, при демонтаже и разборке конструкций на участке удлинения скиповой ямы – технологические и конструктивные мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчи-

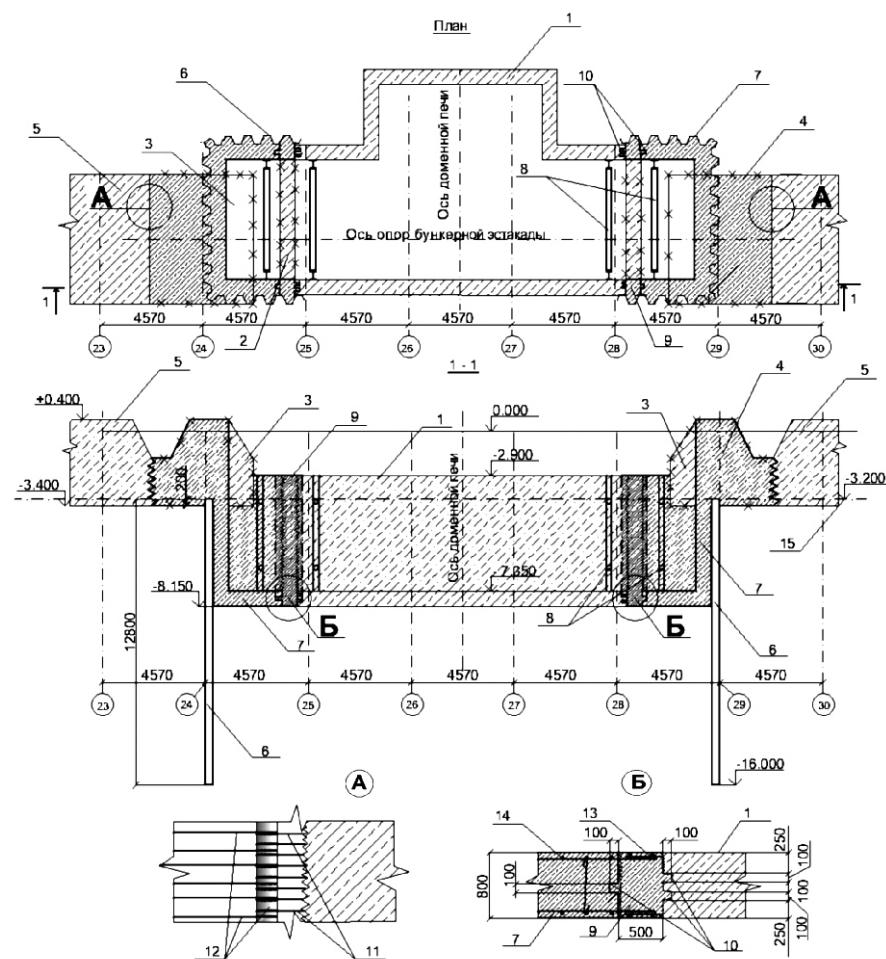


Рис. 1. Схема удлинения существующей скиповой ямы с применением шпунтового ограждения:

1 – контуры существующей скиповой ямы; 2 – разбираемые стены скиповой ямы; 3 – разбираемый без восстановления участок фундамента под опоры бункерной эстакады; 4 – разбираемый с последующим восстановлением участок фундамента; 5 – существующий фундамент; 6 – ограждение котлована шпунтом типа «Ларсен» (Л-В); 7 – удлиняемый участок скиповой ямы; 8 – временная распорка из металлокрепежа; 9 – рабочий шов шириной 500 мм; 10 – шпонки 100 × 100 мм; 11 – выпуски арматуры из существующего фундамента; 12 – арматура и закладная для анкеровки шпунта; 13 – выпуски арматуры из существующего днища; 14 – арматура новой конструкции днища; 15 – уровень грунтовых вод

вость примыкающих конструкций и сооружения в целом. Следует отметить, что площадка строительства отличалась сложными грунтовыми и гидрогеологическими условиями. В зоне проектирования новых конструкций удлиняемых частей скиповой ямы находились слабые грунты, представленные суглинками лессовыми и супесями лессовидными текучими. Большая часть скиповой ямы располагалась ниже уровня грунтовых вод.

При строительстве удлиняемых участков скиповой ямы требовалось решить следующие задачи: вырубить фундаменты бункерной эстакады по осям 24 и 29 с последующим восстановлением, опирая их на новые стены скиповой ямы; обеспечить прочность и устойчивость сохранимых существующих конструкций; умень-

шить приток грунтовых вод в котлован для предотвращения выноса частиц грунта и обеспечения прочности основания под примыкающими существующими конструкциями; обеспечить сухой способ производства работ ниже уровня грунтовых вод.

Согласно проекту строительство удлиняемых участков скиповой ямы предусматривалось вести под защитой шпунтовой стены и строительного водопонижения (рис. 1).

Проект производства работ (ППР) был разработан ГП «Укргипромез» по заказу подрядной строительной организации при непосредственном участии служб заказчика и подрядной организации для принятия основных организационно-технологических, проектных решений и способов производства работ.

ППР предусматривал следующий порядок ведения работ:

- демонтаж технологических железнодорожных путей, металлоконструкций и оборудования бункерной эстакады и скиповой ямы в осях 23–30 с выполнением мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость сохраняемых конструкций;
- разборка фундаментов под опоры бункеров в осях 24 и 29 с сохранением выпусков продольной арматуры длиной не менее 500 мм;
- забивка шпунта профиля «Ларсен» (Л-В) в замок в осях 24–25 и 28–29;
- анкеровка шпунтовых стен через закладную деталь к выпускам арматуры существующих фундаментов;
- выемка грунта на участках удлинения скиповой ямы с устройством внутри нее временных распорок из металлопроката между стенами существующей скиповой ямы и шпунтовыми стенами;
- разборка существующих стен и днища на участках удлинения скиповой ямы с сохранением выпусков существующей арматуры;
- сооружение новых днища и стен, при этом вставка (рабочий шов) шириной 500 мм по всему периметру удлиняемой части скиповой ямы выполняется через семь суток после бетонирования основных конструкций;
- восстановление фундаментов под опоры бункеров по осям 24 и 29;
- монтаж металлоконструкций, оборудования и восстановление движения технологического транспорта на данном участке бункерной эстакады.

Из-за особой стеснённости погружение шпунта производилось при помощи вибропогружателя, подвешенного на крюк монтажного крана, вылет стрелы которого обеспечивал погружение шпунта на всех участках с одной стоянки. Шпунт погружался строго в замок, что затрудняло незначительный приток грунтовой воды в котлован и исключило просадки оснований за счет выноса частиц грунта.

Грунтовая вода, проникающая в котлован в процессе строительства удлиняемых участков скиповой ямы, откачивалась способом открытого водоотлива при помощи насосов с устройством дренажных канав по периметру котлована и зумпфа в месте наибольшего притока воды.

Опыт проектирования и строительства скиповой ямы показал, что возведение заглублённых сооружений в сложных гидрогеологических условиях на особо стесненной площадке с применением традиционных способов производства работ возможно при условии вариантовых проработок и тщательно продуманных проектных решений.

ДП-3 ОАО «Енакиевский металлургический завод» – проектную документацию на реконструкцию с увеличением объёма до 1719 м³ по заказу ОАО «ЕМЗ» разработал ГП «Укргипромез» (с привлечением контрагентских проектных организаций).

Реконструкция предусматривала строительство новой печи со смещением оси на 18,28 м по отношению к существующей, что позволяло продлить эксплуатацию действующей печи и сократить остановочный период на 12 месяцев.

Однако смещение оси печи, а также установка оборудования отсева и взвешивания шихты привели к необходимости строительства новой скиповой ямы в условиях действующей бункерной эстакады. Так как ДП-3 находится между действующими ДП-1 и ДП-4, то проектировщикам необходимо было решить ряд технических сложных задач, касающихся обеспечения бесперебойной работы действующих доменных печей в процессе строительства скиповой ямы.

Для размещения скиповой ямы на новом месте (в условиях действующей бункерной эстакады размерами в плане 26 22,75 м и заглублением на 14,4 м от уровня пола) потребовалось демонтировать несущие конструкции бункерной эстакады в осях 43–47, попадающие в габарит новых конструкций скиповой ямы, а также обеспечить прочность и устойчивость существующих фундаментов под опоры бункерной эстакады, примыкающих к стенам скиповой ямы.

Для возможности демонтажа несущих конструкций бункерной эстакады на участке в осях 42–48 были разработаны специальные мероприятия по обеспечению работоспособности действующей системы конвейерной подачи шихтовых материалов, которая опирается на эти конструкции.

Демонтаж конструкций бункерной эстакады потребовал закрытия движения железнодорожных составов по эстакаде и изменения транспортной схемы в данном районе.

Следует отметить, что грунты основания (на всю глубину проектирования) представлены сильно выветрелыми трещиноватыми песчаниками, заполненными пылевато-глинистым грунтом, что приводит к вывалам грунта из контура котлована в процессе производства земляных работ и потере устойчивости примыкающих фундаментов.

Анализ грунтовых и гидрогеологических условий строительной площадки показал, что наиболее оптимальным способом закрепления грунта при строительстве заглубленной части скиповой ямы является цементация, т.е. заполнение пустот и трещин в грунте цементным раствором, превращающимся со временем в твердый цементно-грунтовой камень.

Инъекционные растворы вводятся в пустоты грунта через пробуренные скважины.

Проектом предусматривалось закрепление грунта путем создания грунтобетонной стены по контуру проектируемого котлована при помощи буроинъекционных скважин.

Специальные мероприятия, обеспечивающие устойчивость вертикальных стен котлована и примыкающих фундаментов, а также безопасное производство работ на период строительства скиповой ямы, были разработаны ГП «Донецкий ПромстройНИИпроект» и подрядной организацией ООО «Доншахтоспецстрой».

Проектные решения строительства скиповой ямы наведены на рис. 2.

Строительство скиповой ямы велось в следующей последовательности. Грунт по контуру скиповой ямы закреплялся при помощи буроинъекционных скважин.

С целью обеспечения безопасности производства работ на участке консолидации фундамента по оси 48 к поверхности котлована пятью анкерными сваями закреплялась прижимная стенка.

Затем после первой фазы экскавации грунта на глубину до отм. +2.500 была устроена распорная рама из двутавровых балок № 24 на этой же отметке, после второй фазы – до отм. -6.400 – выполнена распорная рама из двутавровых балок № 24 на отм. -2.500.

По мере экскавации грунта грунтобетонная стена дополнительно укреплялась с помощью анкерной крепи. Шаг установки анкеров – 1,5 м по вертикали и 2,0 м по горизонтали.

Следующим этапом было выполнение конструкций скиповой ямы способом «снизу – вверх», начиная с устройства днища, обратная засыпка пазух скиповой ямы и устройство обвязочной балки из монолитного железобетона.

Грунтовая вода, проникающая в котлован, также откачивалась способом открытого водоотлива.

Технология укрепления грунта предусматривает бурение по контуру скиповой ямы скважин 110 мм с шагом 0,6 м как оптимальным расстоянием для создания сплошной грунтобетонной стены, что обеспечивает устойчивость вертикальных стен котлована и уменьшает приток воды в котлован.

Сначала бурятся скважины под кондуктор на глубину 1,0 м. Кондуктор обсаживается стальной трубой 127 7 мм, длиной 1,0 м. После этого производится бурение скважин 110 мм до отм. -10.000. Для удаления буровой мелочи из скважин выполняется перебуривание каждой из них на 1,0 м.

После обсадки скважины перфорированной трубой 89 7 мм до отм. -9.000 производится нагнетание цементного раствора в скважины под давлением 5,0 атмосфер, затем опрессовка под давлением 5,0 атмосфер и доливка цементного раствора до уровня земной поверхности.

Для закрепления существующего фундамента по оси 48 с отм. +4.000 под углом 20° бурятся пять скважин 110 мм длиной 9,0 м, в которые устанавливаются по одному стержню арматуры 32 мм и длиной 9,0 м. После чего через инъекционную трубку 20 мм скважины заполняются цементным раствором.

Для создания единой конструкции прижимной стены наклонные (5 шт) и вертикальные скважины (12 шт) завязываются в единый ростверк швеллером № 20 при помощи электросварки с последующим армированием и бетонированием стены.

По ходу выемки грунта из котлована производится дополнительное крепление вертикальных грунтобетонных стен скиповой ямы с помощью анкерной крепи. Состав анкера в сборе – арматура А-III 25 мм, шайба 133 133, гак Г27, полимерная ампула и подхват длиной 2,5 м. Шаг установки анкеров – 1,5 м по вертикали и 2,0 м по горизонтали. Анкеры устанавливаются в предварительно пробуренные шпурсы 30 мм, дли-

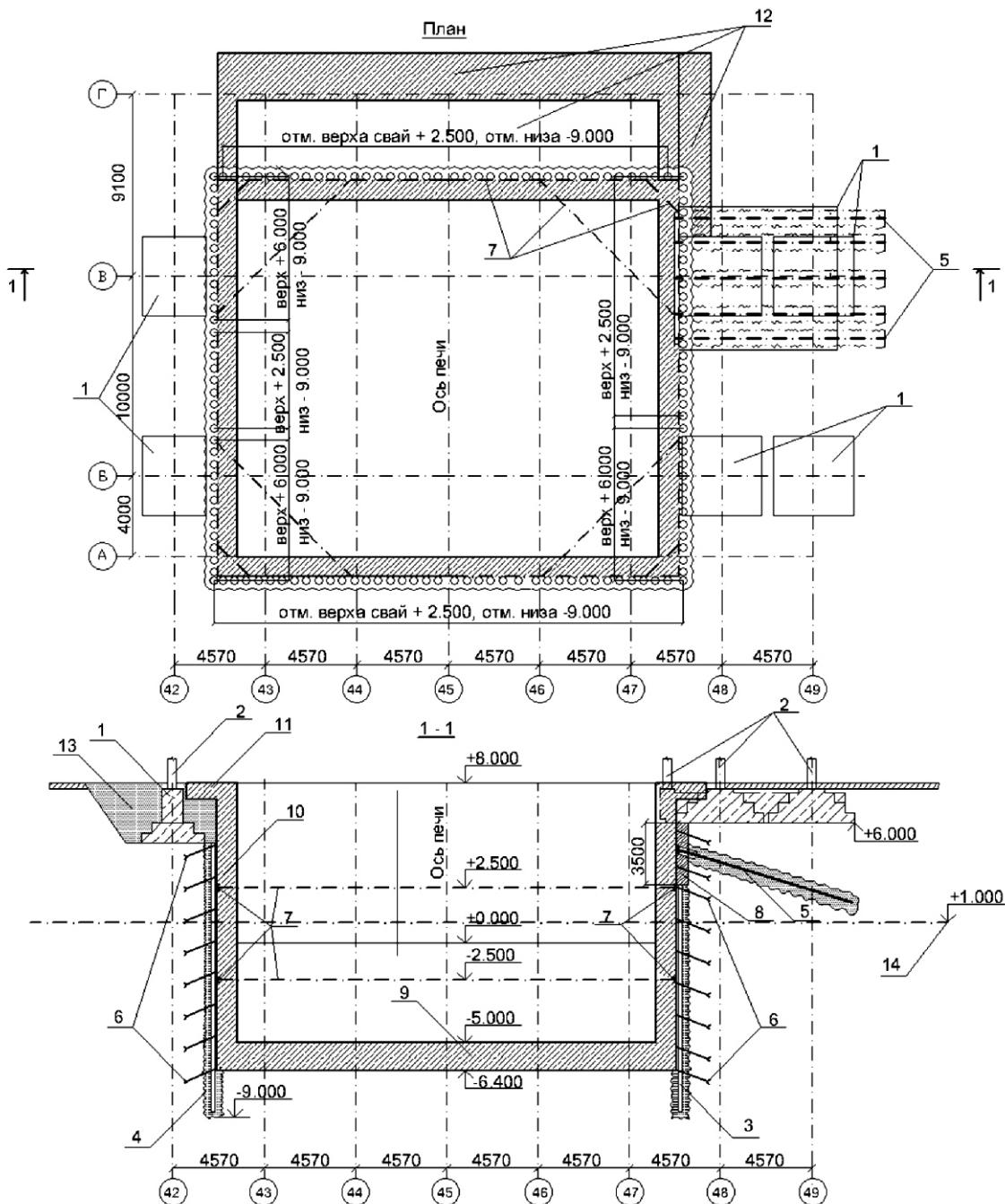


Рис. 2. Схема строительства скіпової ями (взамен существующей) с применением буроинъекционных скважин:

1 – существующие фундаменты; 2 – существующие опоры бункерной эстакады; 3 – перфорированная металлическая труба 89 мм; 4 – контуры грунтобетона; 5 – наклонная буроинъекционная свая-анкер длиной 9,0 м; 6 – металлические анкеры с химическим замком длиной 1,5 м; 7 – металлические конструкции распорных рам из двутавра № 24; 8 – монолитная железобетонная прижимная стенка; 9 – днище скіпової ями; 10 – стена скіпової ями; 11 – обвязочная балка; 12 – железобетонные конструкции наклонной части скіпової ями; 13 – обратная засыпка; 14 – уровень грунтовых вод

ной 1,7 м, после чего закрепляются с помощью полимерных ампул 25 мм, длиной 300 мм и 600 мм (по одной штуке каждого вида на один анкер). Системы анкерования устанавливаются по мере понижения котлована до проектной глубины на отм. – 6.400. В местах повышенного притока грунтовых вод шаг и плотность анкеро-

вания могут быть увеличены. В процессе образования котлована до проектной отметки производится постоянный визуальный контроль состояния цементационных колонн и распорных рам.

Для компенсации демонтированных конструкций бункерной эстакады в осях 42–48, на ко-

торые опиралась конвейерная система подачи шихтовых материалов в действующих печах, была запроектирована специальная временная опорная система.

Следует отметить, что монтаж временной опорной системы с переопиранием действующих конвейеров и демонтаж конструкций бункерной эстакады под конвейерами были выполнены без остановки конвейерной системы подачи шихтовых материалов.

Временная опорная система будет демонтирована после сооружения проектной опорной системы, выполненной в увязке со строительством скиповой ямы. Строительство новой опорной системы с переопиранием на неё действующих конвейеров (с последующим демонтажем временной опорной системы) также предусматривается выполнить без остановки конвейерной системы подачи шихты в действующие печи.

В настоящее время объекты центрального узла комплекса ДП-3 находятся в фазе развернутого периода строительства.

ДП-1 ОАО «МК «Азовсталь» – технико-экономические обоснования (ТЭО) реконструкции доменной печи № 1 (ДП-1) с увеличением объема до 1719 м³ разработал ГП «Укргипромез» по заказу ОАО «МК «Азовсталь» в 2007 г.

Реконструкция ДП-1 выполняется при действующих ДП-2, ДП-3, ДП-4, ДП-5, при этом предусматривается полный демонтаж объектов центрального узла с последующим строительством новых на том же месте.

Увеличение объема печи с 1233 до 1719 м³ потребовало более габаритного оборудования. В результате вариантовых проработок по компоновке нового оборудования специалисты пришли к выводу, что для его размещения и оптимальной компоновки требуется демонтаж существующей и строительство новой скиповой ямы, которая значительно превышает размеры существующей.

Следует отметить, что завод размещен на побережье Азовского моря и строительная площадка характеризуется весьма стесненными и особо сложными грунтовыми и гидрогеологическими условиями, а также стабильно высоким уровнем грунтовых вод.

В зоне проектирования новых конструкций находятся водонасыщенные грунты с высоким коэффициентом фильтрации, что требует проектирования специальных мероприятий по

созданию противофильтрационной завесы для обеспечения сухого способа производства работ ниже уровня грунтовых вод.

Строительство новой скиповой ямы осуществляется в условиях действующего доменного цеха с беспрерывной подачей и выдачей технологических грузов в ДП-2, ДП-3, ДП-4, ДП-5. Увеличение ее размеров в плане и углубление вызвало необходимость проектирования специальных мероприятий, обеспечивающих устойчивость и прочность примыкающих конструкций бункерной эстакады, попадающих в зону нового строительства.

В связи с этим были выполнены вариантные проработки и определены способ и техническая возможность строительства новой скиповой ямы в создавшихся условиях, а также проведены консультации со специалистами по проектированию специальных методов закрепления грунтов и способов строительства подземных сооружений в аналогичных гидрогеологических условиях. Проектировщики пришли к выводу, что единственным возможным способом строительства скиповой ямы в данных условиях является способ времененного закрепления водонасыщенных грунтов массивным замораживанием путем образования прочного водонепроницаемого ледогрунтового массива. Это искусственное ограждение воспринимает давление окружающего грунта, а также гидростатическое давление грунтовых вод на период разборки существующей скиповой ямы, образования проектируемого котлована и возведения конструкции новой скиповой ямы. Для обеспечения устойчивости примыкающих существующих конструкций бункерной эстакады потребовалась разработка дополнительных мероприятий по упрочнению основания под существующими конструкциями бункерной эстакады.

Для разработки специальных мероприятий при строительстве скиповой ямы были привлечены проектный институт ГП «ПИ Укрметротоннельпроект», днепропетровский филиал «Днепрометропроект» и подрядная организация ГП «Укрспецстроймонтаж–Днепр», которые в составе ТЭО разработали проектно-сметную документацию на способ массивного замораживания грунтов и переопирание существующих фундаментных плит на свайное основание (рис. 3).

Технологичность строительства скиповой ямы обеспечивается выполнением следующих мероприятий:

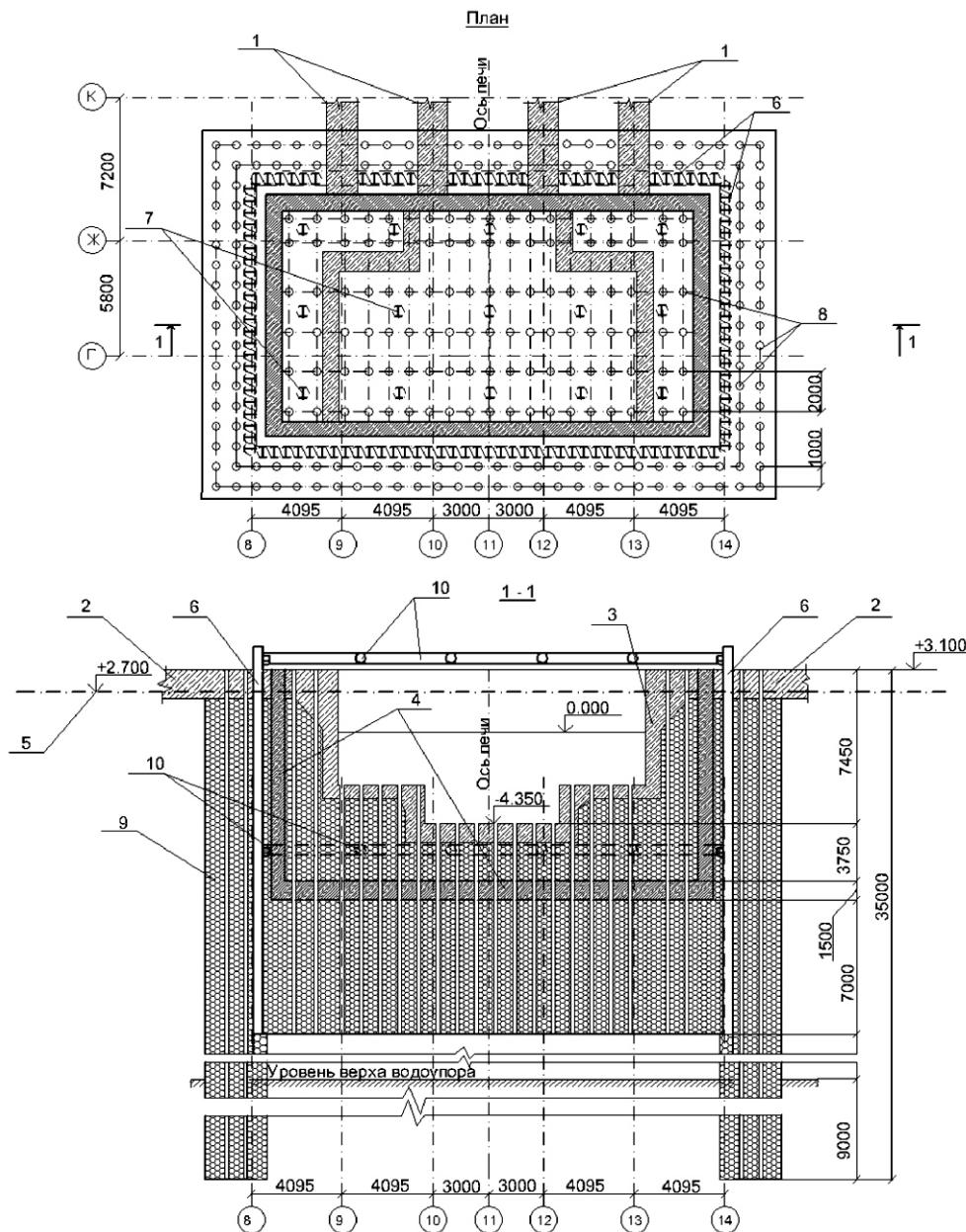


Рис. 3. Схема строительства скіпової ями (взамен существующей) с применением способа массивного замораживания грунтов:

1 – существующие железобетонные устои бункерной эстакады; 2 – существующая фундаментная плита бункерной эстакады; 3 – контуры существующей скіпової ями; 4 – контуры проектируемой скіпової ями; 5 – уровень грунтовых вод; 6 – сваи из двутавра № 50; 7 – разгрузочные сваи из двутавра № 50; 8 – замораживающие скважины 190 мм; 9 – ледогрунтовый массив; 10 – расстралы из труб 630 × 8 мм

- организация поэтапной транспортной схемы для перемещения технологических грузов в обход участка строительства скіпової ямы;
- устройство технологических проёмов для подачи строительной техники к месту производства работ;
- демонтаж железнодорожных путей, оборудования и конструкций в пределах границ зоны производства работ с выполнением мероприятий по обеспечению прочности и

устойчивости сохраняемых конструкций и оборудования;

- устройство свай для опирания фундаментных плит путем выполнения скважин 630 мм с последующей обсадкой их металлическими трубами 630 мм и установкой металлических свай из двутавра № 50;
- укладка металлоизоляции по днищу существующей скіпової ямы для ликвидации возможного прорыва грунтовых вод при производстве буровых работ;

- монтаж над скиповой ямой рамы перекрытия для возможности установки буровой техники и временной эстакады для навески крана-балки;
- устройство свай из двутавра № 50 под днищем скиповой ямы с опиранием их на гравелистые грунты для уменьшения влияния осадок при оттаивании грунтов;
- устройство скважин для массивного замораживания за пределами контура скиповой ямы с шагом 1 м с заглублением их в предполагаемый водоупор, в пределах контура скиповой ямы – с шагом 2–1 м с заглублением в гравелистые грунты;
- установка замораживающих колонок в скважины и монтаж рассольной системы с подключением её к замораживающим станциям ПХС-100;
- замораживание грунта (в течение 90 сут) для образования ледогрунтового массива проектного очертания, при этом температура воды для охлаждения замораживающих станций не должна превышать 20 °C, рассола – 17–18 °C;
- установка прогонов и расстрелов верхнего яруса с последующей разработкой котлована до отметки днища существующей скиповой ямы;
- демонтаж металлоизоляции и конструкций днища существующей скиповой ямы с последующим углублением котлована ниже днища на 1,0 м и установкой на этой отметке нижнего яруса крепления котлована;
- выемка грунта из котлована на проектную отметку;
- отключение отдельными участками замораживающих колонок с последующим бетонированием днища и стен новой скиповой ямы. При этом замораживающие станции работают в пассивном режиме, а при необ-

ходности переключаются в активный. Разработка мерзлого грунта производится с применением пневматических отбойных молотков с погрузкой в бадьи и выдачей краном-балкой на поверхность с последующей погрузкой на железнодорожную платформу.

Подача арматуры, опалубки и других строительных грузов в зону производства работ осуществляется при помощи крана-балки и тельфера, установленных над скиповой ямой. Бетонная смесь укладывается в опалубку при помощи автобетононасоса.

По окончании всех работ по сооружению скиповой ямы для обеспечения равномерной осадки грунта замораживающие станции переключаются на режим искусственного оттаивания в течение 60 сут, после чего отключаются замораживающие скважины и демонтируются колонки по наружному контуру ямы и рассольная сеть.

Разработанные способы реконструкции существующих и строительства новых скиповых ям в условиях действующего доменного цеха позволяют обосновать техническую возможность их сооружения на площадках со сложными грунтовыми и гидрогеологическими условиями без потерь производства основной продукции.

Образование вертикальных откосов проектируемых котлованов (путем устройства шпунтового крепления и искусственного закрепления грунтов) существенно уменьшает объем выемки грунта из котлована, а также объем работ по демонтажу и восстановлению существующих конструкций, попадающих в зону нового строительства, что значительно снижает стоимость строительно-монтажных работ и сокращает продолжительность строительства.

Надійшла 28.04.2010 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

У ДЕРЖАВНИЙ КОРПОРАЦІЇ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

У грудні 2010 р. президент Української державної корпорації «Укрмонтажспецбуд» Олексій Луганов провів зустріч з делегацією китайської національної корпорації «Sinohydro Corporation Limited» на чолі з генеральним директором Цзеном Сінляном. У результаті цієї зустрічі була досягнута домовленість про створення робочої групи, яка буде займатися подальшим розвитком партнерських відносин. Сторони домовились продовжувати переговорний процес та провести ще одну зустріч з метою створення спільного підприємства з реалізації крупних проектів на будівельному ринку України.

У січні 2011 р. відбулась відкрита зустріч представників корпорації «Укрмонтажспецбуд» та російської компанії «АК Транснефть». Метою візиту російської делегації було вивчення потенційної можливості корпорації «Укрмонтажспецбуд» як виконавця робіт з реалізації крупних інвестиційних програм будівництва та розвитку системи трубопровідного транспорту ОАО «АК Транснефть». Російська делегація відвідала об'єкти корпорації у містах Львів, Івано-Франківськ, Одеса, Надвірна та Київ. За підсумками візиту будуть підготовлені та розглянуті керівництвом компанії «АК Транснефть» відповідні рішення.

ОСОБЕННОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ КОЗЫРЬКА ЮЖНОЙ ТРИБУНЫ СТАДИОНА «МЕТАЛЛИСТ» В Г. ХАРЬКОВЕ

Верхняя часть козырька южной трибуны стадиона «Металлист» представляет собой часть кольца с наружным и внутренним радиусами, соответственно равными 83,3 и 62,7 м (рис. 1). Его основными несущими конструкциями являются радиально ориентированные плоские стальные фермы переменной высоты, примыкающие с помощью монтажных узлов к П-образным плоским стальным рамам.

Последние непосредственно опираются на железобетонные пилоны трибуны. Шаг ферм – 6 м. По верхним поясам ферм уложены прогоны, которые также выполняют функцию распорок между связевыми блоками (рис. 2). По прогонам уложен стальной профнастил, прикрепленный к ним кляммерами. Раскрепление нижних поясов ферм осуществлено с помощью вертикальных связей по фермам и кольцевых распорок, устроенных по нижним поясам ферм (рис. 3). По наружным стойкам выполнены вертикальные связи (рис. 4).

Для изучения пространственной работы металлоконструкций козырька с помощью вычислительного комплекса SCAD была создана его компьютерная модель (рис. 5).

Расчеты на прочность и устойчивость металлоконструкций козырька проведены на следующие нагрузки:

- собственный вес металлоконструкций;
- снеговая нагрузка на кровлю;
- температура $t = +15^{\circ}$ на все элементы и дополнительно на верхние пояса ферм, прогоны и профнастил кровли (температура типа «Зонтик»);

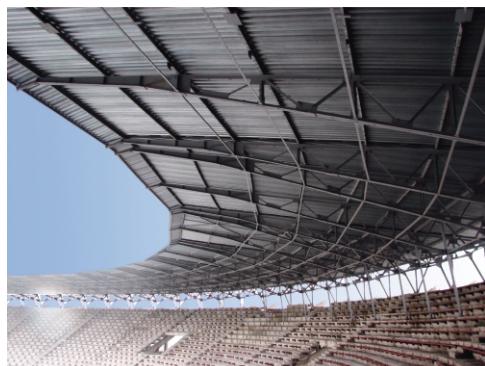
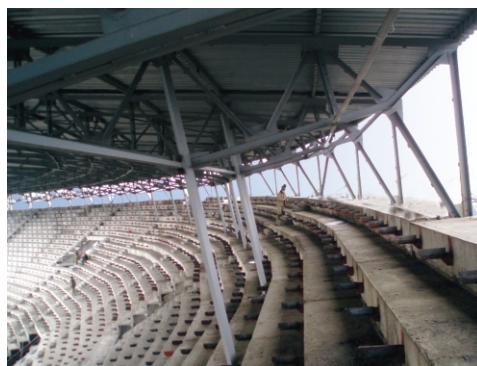


Рис. 1. Общий вид козырька южной трибуны



В.В. Фурсов
профессор кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА, д.т.н., профессор



Ю.Г. Перетятько
заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций ХГТУСА, к.т.н., доцент



С.Б. Агеенко
ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА

- ветер вниз и вверх по нормали на кровлю;
- ветер горизонтальный вдоль оси, перпендикулярной в плане оси симметрии конструкции козырька;
- температура $t = -40^{\circ}$ на все элементы.

В результате поисков наименьших запасов несущей способности металлоконструкций козырька было составлено 13 основных комбинаций совместного действия выше приведенных нагрузок с учетом соответствующих коэффициентов их сочетаний: $\hookrightarrow (1)+(3)+(4)$;

- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(5)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(7)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(3)+(4)+(7)]$;
- $\hookrightarrow (1)+(7)$;
- $\hookrightarrow (1)+(8)$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(5)+(8)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(7)+(8)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(7)+(8)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(6)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(2)+(6)+(8)]$;
- $\hookrightarrow (1)+0.9^*[(3)+(4)+(8)]$;
- $\hookrightarrow (1)+[(6)]$.

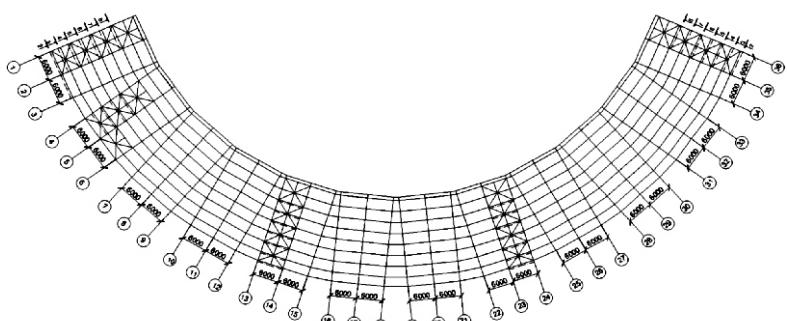


Рис. 2. Схема связей и прогонов по верхним поясам ферм

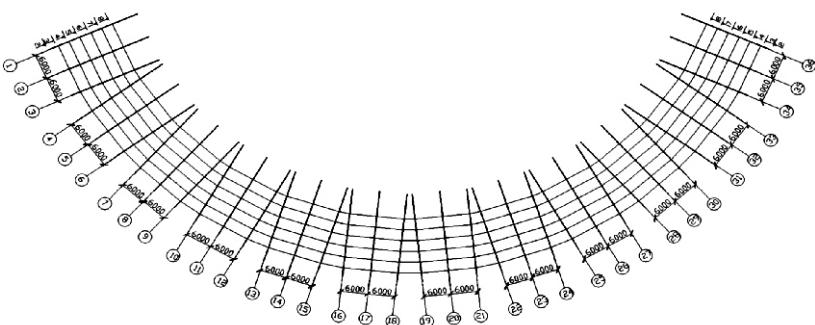


Рис. 3. Схема кольцевых распорок по нижним поясам ферм

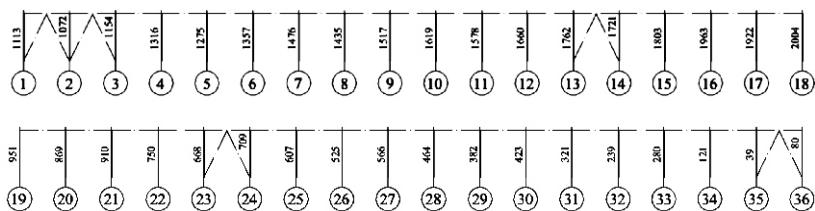


Рис. 4. Схема вертикальных связей по наружным стойкам П-образных рам

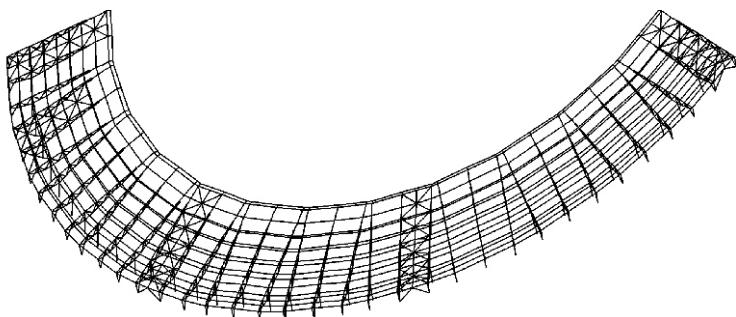


Рис. 5. Компьютерная модель козырька

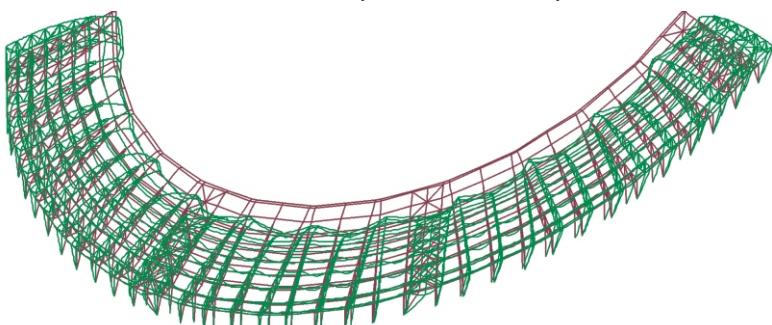


Рис. 6. Схема деформации козырька от положительной температуры типа «Зонтик»

Проведенные расчеты металлоконструкций козырька как пространственной стержневой системы кроме основных комбинаций нагрузений позволили выявить следующие особенности данной конструкции.

1. Возникающие при определенных условиях в элементах конструкции козырька температурные напряжения могут достигать критических значений как от положительной температуры типа «Зонтик» в летнее время, так и отрицательной в зимнее. Поэтому температурные деформации не должны быть стеснены (рис. 6).

Последнее достигается устройством температурных швов; обоснованным устройством вертикальных связей по наружным стойкам и скатных крестовых связей по верхним поясам ферм; выполнением кровли из прозрачного стеклопластика и т.п.

2. Благодаря кольцевой форме конструкции козырька в плане, в отличие от аналогичных конструкций, имеющих прямоугольную форму, в распорках как по верхним, так и по нижним поясам ферм при различных комбинациях нагрузений могут изменяться знаки внутренних усилий. То же относится и к перекрестным раскосам скатных связей, а также к элементам вертикальных связей по фермам. Если последовательно выключать из системы гибкие сжатые указанные элементы, оставляя лишь растянутые, как это имеет место в традиционных конструкциях, надежность системы резко снижается, вплоть до превращения ее в геометрически изменяемую.

Надійшла 01.10.2007 р.

Вітаємо з 70-річчям

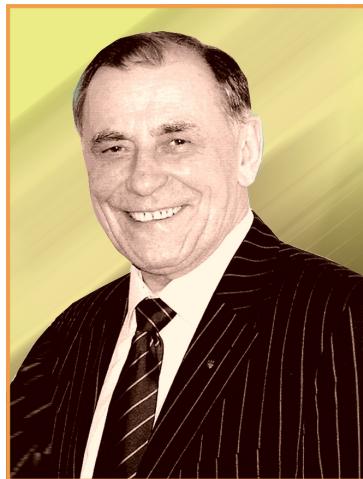
В'ЯЧЕСЛАВА МИКОЛАЙОВИЧА СМІРНОВА

провідного вченого в галузі механізації та автоматизації будівельного виробництва, кандидата технічних наук, професора, дійсного члена Академії будівництва України та Міжнародної академії наук екології та безпеки життєдіяльності

Смірнов В.М. закінчив Київський інженерно-будівельний інститут за спеціальністю «Автоматизація і комплексна механізація будівництва» і отримав кваліфікацію інженера-електромеханіка. Після закінчення навчання був направлений на роботу до КІБІ (у теперішній час Київський національний університет будівництва та архітектури), де працює уже понад 40 років.

Смірнов В.М. пройшов шлях від інженера до завідувача кафедри основ професійного навчання. Протягом 25 років В'ячеслав Михайлович очолює факультет автоматизації та інформаційних технологій Київського національного університету будівництва та архітектури. Під його керівництвом створені навчально-науково-виробничий комплекс, науково-дослідний інститут будівельно-дорожньої та інженерної техніки. На факультеті постійно функціонує семінар з підготовки фахівців за напрямом «Підготовка і управління проектами» за сімома спеціальностями. Щорічно факультет готує біля 300 кваліфікованих спеціалістів.

Науково-педагогічна діяльність Смірнова В'ячеслава Миколайовича знайшла відображення у 33 підручниках та навчальних посібниках, понад 60 методичних розробках.



Смірнов В.М. – відомий учений в галузі механізації і автоматизації будівельного виробництва. Його розробки широко впроваджені в народне господарство не тільки в Україні, а й в країнах СНД і відзначені дипломами та медалями на республіканських і міжнародних виставках. В'ячеслав Михайлович є автором 9 монографій, 130 наукових статей та 35 авторських свідоцтв на винаходи та патентів України.

В'ячеслав Миколайович Смірнов веде активну громадську роботу, він є членом президії Академії будівництва України і головою її відділення, а також головою секції будівельної техніки та автоматизації науково-методичної комісії з будівництва Української асоціації «Кадри будівництву», членом редколегії міжвідомчого науково-технічного збірника «Гірничі, будівельні, дорожні та меліоративні машини», науково-технічного журналу «Техніка будівництва» та збірника наукових праць «Управління розвитком складних систем».

Смірнов В.М. має почесне звання «Заслужений працівник народної освіти України» (1998 р.), нагороджений Почесною грамотою Кабінету Міністрів України (2001 р.), є лауреатом Державної премії України в галузі науки і техніки (2003 р.), премії Української академії наук і Академії будівництва України.

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 «Укрінсталлькон ім. В.М. Шимановського»

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталлькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 24.02.2011 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02660,
ТОВ «Укрінсталлькон 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 – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Ніколайчук О.Л.**

Підписано до друку 24.02.2011 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 несе автори

За зміст реклами відповідає подавач

Редакція не завжди поділяє думку авторів

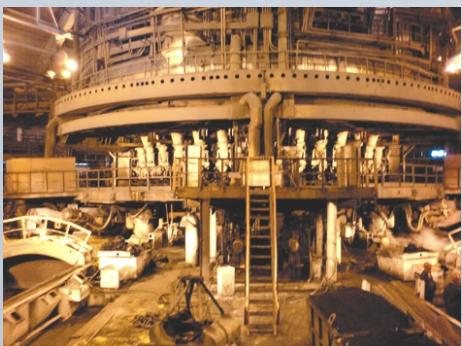
Редакція залишає за собою право редактувати та скорочувати подані матеріали

ЗАКРІТЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО
«НДВП КРИВОРІЖСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ»

(рік заснування 1961)

Сучасне монтажне підприємство з високим виробничим та інженерним потенціалом, яке спеціалізується на зведенні широкого спектра складних будівель та споруд промислового та цивільного призначення. За майже піввіковий період колективом підприємства змонтовано більше 3,5 млн. т сталевих та біля 6,5 млн. т збірних запізобетонних конструкцій різної складності, серед яких є унікальні:

- усі енергетичні об'єкти Криворізького гірничу-металургійного комплексу;
- п'ять доменних печей об'ємом 1600-5000 м³;
- об'єкти хімічної промисловості в Придніпров'ї та Донбасі;
- одинадцять надшахтних копрів заввишки до 100 м і радіотелевізійних веж та шогн заввишки до 200 м;
- тринадцять гірничозбагачувальних комбінатів запізорудної сировини;
- понад 100 сталевих резервуарів різної модифікації для хімічної та нафтохімічної промисловості;
- чотири киснево-конверторні цехи на металургійних комбінатах Кривого Рогу, Дніпродзержинська та Маріуполя;
- цех неперервного розливу сталі на Алчевському та Маріупольському металургійних комбінатах та дві розливальні машини сталі;
- Миколаївський глиноземний завод;
- покриття великої спортивної арени Лужників у м. Москві;
- будівництво та відновлення заводу двигунів Камського автозаводу;
- будівлі запізничного вокзалу та Міжнародного виставкового центру в м. Києві;
- шукрові заводи та тваринницькі комплекси у різних регіонах країни.

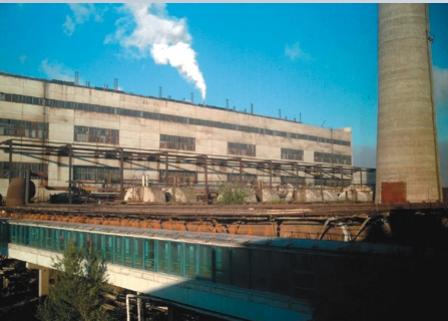


ЗАТ «НДВП Криворіжстальконструкція»
виконує повний цикл робіт із виготовлення та монтажу металоконструкцій, збірного залізобетону, промислових та цивільних будівель будь-якої складності

Адреса: вул. Дишинського, 12, м. Кривий Ріг, 50012.

**ЗАКРІТЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО
«НДВП КРИВОРІЖСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ»**

(рік заснування 1961)



У співпраці з зарубіжними партнерами збудовано та введено в експлуатацію:

- комплекси Одеського припортового заводу, Горлівського ВО «Стрілоп», Черкаського та Дніпродзержинського ВО «Азот»;
- спеціалізовані крани вантажопідйомністю 900 т на суднобудівному заводі та кран-перевантажувач на глиноземному заводі в м. Миколаєві;
- Криворізький гірничозбагачувальний комбінат окисної руди.



Закрите акціонерне товариство «Науково-дослідне виробниче підприємство Криворіжстальконструкція» – це єдина структура, до складу якої входить шість дочірніх спеціалізованих монтажних управлінь та управління механізації, які забезпечені виробничими плошами понад 13900 м² для виготовлення та зберігання сталевих конструкцій, оснащені кранами різної модифікації вантажопідйомністю від 10 до 160 т.

Діяльність ЗАТ «НДВП Криворіжстальконструкція» базується на системі забезпечення якості згідно з вимогами ISO 9000. Ми гарантуємо високий технічний рівень проектних, будівельно-монтажних та інженірингових робіт за конкурентоздатними цінами.

*Передові технології, високий рівень інженерної кваліфікації та відповідальність – основні складові успішної роботи
ЗАТ «НДВП КРИВОРІЖСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ»*

Тел./Факс 66-12-34, 66-12-53, e-mail: ksk_tr@mail.ru, ksk@alba.dp.ua